



Universidad Nacional
SAN LUIS GONZAGA



Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional

Esta licencia permite a otras combinar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial, siempre y cuando den crédito y licencia a nuevas creaciones bajo los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0>



Universidad Nacional "San Luis Gonzaga"

Software Antiplagio



UNICHECK

INFORME DE REVISIÓN

Se ha realizado el análisis con el software antiplagio de la Universidad Nacional "San Luis Gonzaga", por parte de los docentes reponsables, al documento cuyo título es:

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES CON SEMISÓTANO EN LA CIUDAD DE ICA

presentado por:

**THALIA ROSA LUZ TORNERO HUAMAN
YOMAR ARNOLD SOTO VILCHEZ**

del nivel **PREGRADO** de la facultad de **INGENIERIA CIVIL** obteniéndose como resultado una coincidencia de **5.35%** otorgándosele el calificativo de:

APROBADO

Se adjunta al presenta el reporte de evaluación del software antiplagio.

Observaciones:

SE APRUEBA LA TESIS POR TENER EL NIVEL DE COINCIDENCIA DEL 5.35% DE CONFORMIDAD AL REGLAMENTO DEL SISTEMA ANTIPLAGIO ARTICULO 8 INCISO B)

Ica, 3 de Diciembre de 2020

**MARTIN HAMILTON WILSON
HUAMANCHUMO
COORDINADOR
SOFTWARE ANTIPLAGIO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**EDITH ISABEL GUERRA LANDA
ASESOR
SOFTWARE ANTIPLAGIO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA”
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

TÍTULO:

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO
DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO PARA MEJORAR EL
COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CINCO
NIVELES CON SEMISÓTANO EN LA CIUDAD DE ICA”**

AUTORES:

**TORNERO HUAMAN, THALIA ROSA LUZ
SOTO VILCHEZ, YOMAR ARNOLD**

ICA – PERÚ

2020

DEDICATORIA 1:

Este presente proyecto de tesis está dedicado a mi mamá, que con su esfuerzo y dedicación pudo forjar a una mujer de bien. Gracias a Dios y a mi abuelita Bibiana por sus oraciones.

DEDICATORIA 2:

La presente tesis la dedico a Dios, mis padres, ingenieros y amigos que, con su experiencia y sabiduría, nos acompañan en el proceso para culminar satisfactoriamente.

ÍNDICE GENERAL

CAPITULO I: MARCO TEÓRICO	17
1.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	17
1.1.1 Antecedentes a nivel internacional	17
1.1.2 Antecedentes a nivel nacional.....	18
1.1.3 Antecedentes a nivel local.....	19
1.2 BASE TEÓRICA DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.3 MARCO CONCEPTUAL.....	21
CAPITULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	29
2.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	29
2.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	29
2.2.1 PROBLEMA GENERAL	29
2.2.2 PROBLEMA ESPECÍFICOS	30
2.3 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA.....	30
2.3.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL Y GEOGRÁFICA.....	30
2.3.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL	30
2.3.3 DELIMITACIÓN SOCIAL	30
2.3.4 DELIMITACIÓN CONCEPTUAL	30
2.4 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN	31
2.4.1 JUSTIFICACIÓN	31
2.4.2 IMPORTANCIA	31
2.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	31
2.5.1 OBJETIVO GENERAL	31
2.5.2 OBJETIVO ESPECIFICO	31
2.6. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN	32
2.6.1. HIPÓTESIS GENERAL	32
2.6.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICOS	32
2.7. VARIABLES DE INVESTIGACIÓN.....	32
2.7.1. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES.....	32
2.7.2. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	33

CAPITULO III: ESTRATEGIA METODOLÓGICA / METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	35
3.1. TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	35
3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	35
3.1.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN	35
3.1.3. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	35
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA MATERIA DE INVESTIGACIÓN.....	35
3.2.1. POBLACIÓN DE ESTUDIO	35
3.2.2. MUESTRA DE ESTUDIO	35
CAPITULO IV: TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN	37
4.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	37
4.2 INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	37
4.3 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	37
CAPITULO V: PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	39
5.1. PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	39
5.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	81
CAPITULO VI: COMPROBACIÓN DE LA HIPÓTESIS	88
6.1 CONSTATACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL.....	88
6.2 CONSTATACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.....	88
CONCLUSIONES	90
RECOMENDACIONES.....	91
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
ANEXO.....	103
ANEXO N° 01: TIPOS DE DISIPADORES HISTERÉTICOS.....	98
ANEXO N° 02: TIPOS DE DISIPADORES CON COMPORTAMIENTO VISCOELASTICO	99
ANEXO N° 03: TIPOS DE CONFIGURACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA	100
ANEXO N° 04: RELACIÓN EXISTENTE ENTRE LAS DERIVAS DE ENTREPISO Y EL DESEMPEÑO SÍSMICO.	102
ANEXO N° 05: GENERALIDADES DEL CASO DE ESTUDIO	102

ANEXO N° 06: CLASIFICACIÓN DE SUELOS.	104
ANEXO N° 07: ENSAYO DE CORTE DIRECTO Y DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES.....	114
ANEXO N° 08: ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN	116
ANEXO N° 09: ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN.....	118
ANEXO N° 10: ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA	141
ANEXO N° 11: PROCEDIMIENTO DE IMPLEMENTACIÓN DE AMORTIGUADORES LINEALES DE FLUIDO VISCOSO.....	147
ANEXO N° 12: PROCEDIMIENTO DE IMPLEMENTACIÓN DE AMORTIGUADORES NO LINEALES DE FLUIDO VISCOSO.....	158
ANEXO N° 13: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	174

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1: Clasificación de los disipadores de energía. Fuente: Chávez J. 2016. Pag.32	
21	
Figura 1-2: Curva de capacidad de una estructura y sus niveles de desempeño sísmico asociados. Fuente: Bozzo y Gaxiola (2015).	23
Figura 1-3 Cálculo de las distorsiones de entrepiso en una edificación. Fuente: Vielma, Barbat y Oller (2010).	23
Figura 1-4: Cantidades de energía disipada por comportamiento elástico e inelástico de una estructura típica. Fuente: Oviedo y Del Pilar Duque (2006).	25
Figura 5-1: Perfil estratigráfico obtenido el estudio de suelos. Fuente: Elaboración propia.	39
Figura 5-2: Distribución arquitectónica en el sótano. Fuente: Elaboración propia...41	
Figura 5-3: Distribución del primer nivel. Fuente: Elaboración propia.	42
Figura 5-4: Distribución arquitectónica en el segundo nivel. Fuente: Elaboración propia.	42
Figura 5-5: Distribución arquitectónica en el tercer nivel. Fuente: Elaboración propia.43	
Figura 5-6: Distribución arquitectónica en el cuarto nivel. Fuente: Elaboración propia.	43
Figura 5-7: Distribución arquitectónica en el quinto nivel. Fuente: Elaboración propia.	44
Figura 5-8 Vistas laterales de la edificación analizada. Fuente: Elaboración propia.44	
Figura 5-9: Registro de aceleración del sismo de 1974, componente EW. Fuente: CISMID.	46
Figura 5-10: Registro de aceleración del sismo de 1974, componente NS. Fuente: CISMID.	46
Figura 5-11: Espectro de aceleraciones del sismo de 1974, componentes EW y NS. Fuente: Elaboración propia.	47
Figura 5-12: Registro de aceleración del sismo de Arequipa, componente EW.Fuente: CISMID.	47
Figura 5-13: Registro de aceleración del sismo de Arequipa, componente NS. Fuente: CISMID.	47
Figura 5-14: Espectro de aceleraciones del sismo de Arequipa, componentes EW y NS. Fuente: Elaboración propia.....	48

Figura 5-15: Registro de aceleración del sismo de ICA del 2007, componente NS. Fuente: CISMID.	48
Figura 5-16: Registro de aceleración del sismo de ICA del 2007, componente NS. Fuente: CISMID..	48
Figura 5-17: Espectros de aceleración de las componentes NS, EW, del sismo de Ica del 2007. Fuente: Elaboración propia.	49
Figura 5-18: Primera ($T_1=0.492$ s) y segunda ($T_2=0.435$ s) formas de modo de la estructura. Fuente: elaboración propia.	49
Figura 5-19: Tercera ($T_3=0.230$ s) y cuarta ($T_4=0.138$ s) formas de modo de la estructura. Fuente: elaboración propia.	49
Figura 5-20: Máximos desplazamientos laterales debidos al sismo en X. Fuente: elaboración propia.	50
Figura 5-21: Máximos desplazamientos laterales debidos al sismo en Y. Fuente: elaboración propia.	50
Figura 5-22: Máximas distorsiones laterales debidos al sismo en X. Fuente: Elaboración propia..	51
Figura 5-23: Máximas distorsiones laterales debidos al sismo en Y. Fuente: elaboración propia..	51
Figura 5-24: Fuerzas cortantes máximas debidos al sismo en X. Fuente: Elaboración propia..	52
Figura 5-25: Fuerzas cortantes máximas debidos al sismo en Y. Fuente: elaboración propia..	52
Figura 5-26: Escalamiento de los registros acelerográficos del sismo de Pisco 2007, mediante el método SRSS. Fuente: Elaboración propia.	53
Figura 5-27: Escalamiento de los registros acelerográficos del sismo de Atico 2001, mediante el método SRSS. Fuente: Elaboración propia.	53
Figura 5-28: Escalamiento de los registros acelerográficos del sismo de Lima de 1974, mediante el método SRSS. Fuente: Elaboración propia..	54
Figura 5-29: Resultados de análisis tiempo historia del sismo en Ica 2007. Fuente: Elaboración propia.	54
Figura 5-30: Resultados de análisis tiempo historia del sismo en Arequipa 2001. Fuente: Elaboración propia.	55
Figura 5-31: Resultados de análisis tiempo historia del sismo en Lima 1974. Fuente: Elaboración propia..	55

Figura 5-32: Historia de aceleraciones de la azotea.	57
Figura 5-33: Historia de velocidades de la azotea.	58
Figura 5-34: Curva de histerética del dissipador de energía K1. Fuente: Elaboración propia.....	60
Figura 5-35: Curva de histerética del dissipador de energía K2. Fuente: Elaboración propia.	60
Figura 5-36: Edificación reforzada con dissipadores de fluido viscoso. Fuente: Elaboración propia..	61
Figura 5-37: Diagrama de balance energético Fuente. Elaboración propia.....	62
Figura 5-38: Curva de histerética del dissipador de energía K1. Fuente: Elaboración propia..	62
Figura 5-39: Curva de histerética del dissipador de energía K2. Fuente: Elaboración propia.	63
Figura 5-40: Curva de histerética del dissipador de energía K3. Fuente: Elaboración propia..	63
Figura 5-41: Curva de histerética del dissipador de energía K4. Fuente: Elaboración propia..	64
Figura 5-42: Curva de histerética del dissipador de energía K5. Fuente: Elaboración propia.	64
Figura 5-43: Curva de histerética del dissipador de energía K6. Fuente: Elaboración propia.	65
Figura 5-44: Curva de histerética del dissipador de energía K7. Fuente: Elaboración propia..	65
Figura 5-45: Curva de histerética del dissipador de energía K8. Fuente: Elaboración propia.	66
Figura 5-46: Curva de histerética del dissipador de energía K9. Fuente: Elaboración propia..	66
Figura 5-47: Curva de histerética del dissipador de energía K10. Fuente: Elaboración propia..	67
Figura 5-48: Desplazamientos máximos por pisos obtenidos de los análisis tiempo historia no lineales sismo ICA. Fuente: Elaboración propia..	67
Figura 5-49: Desplazamientos laterales máximos encontrados del análisis sísmico Lima 1974. Fuente: Elaboración propia..	68

Figura 5-50: Desplazamientos laterales máximos encontradas del análisis sísmico Atico 2001. Fuente: Elaboración propia.....	68
Figura 5-51: Máximas distorsiones laterales obtenidas de la estructura con disipadores sismo Arequipa. Fuente: elaboración propia..	69
Figura 5-52: Máximas distorsiones laterales obtenidas de la estructura con disipadores sismo Ica. Fuente: elaboración propia..	69
Figura 5-53: Máximas distorsiones laterales obtenidas de la estructura con disipadores sismo Lima 1974. Fuente: elaboración propia.....	70
Figura 5-54: Verificación de demanda capacidad para la columna más desfavorable. Fuente: elaboración propia.....	71
Figura 5-55: Implementación y verificación de la sección creada para muros de contencion. Fuente: Elaboración propia	72
Figura 5-56: Implementación y verificación de la sección creada para muros en L. Fuente: Elaboración propia.....	73
Figura 5-57: Diseño de elementos de borde para muros en L. Fuente: Elaboración propia	74
Figura 5-58: Implementación y verificación de elementos de borde en muros para ascensor. Fuente: Elaboración propia	74
Figura 5-59: Diseño de elementos de borde para muros de ascensor. Fuente: Elaboración propia	75
Figura 5-60: Diagrama de interacción de la columna 40cm x 60cm. Fuente: elaboración propia.	77
Figura 5-61: Sección de la columna 40cm x 100cm para su verificación. Fuente: elaboración propia.....	77
Figura 5-62: Sección de la columna 40cm x 100cm para su verificación. Fuente: elaboración propia.....	75
Figura 5-63: Vista 3D del modelo y demanda - capacidad de las columnas. Fuente: elaboración propia.....	78
Figura 5-64: Verificación de demanda – capacidad para placas en L. Fuente: elaboración propia	79
Figura 5-65: Requerimiento de elementos de borde para placas en L. Fuente: elaboración propia.	79
Figura 5-66: Verificación de demanda - capacidad para muros de contención. Fuente: elaboración propia.....	80

Figura 5-67: Verificación de demanda capacidad para muros de contención. Fuente: elaboración propia.....	80
Figura 5-68: Requerimiento de elementos de borde para muros de ascensor. Fuente: elaboración propia.....	81
Figura 5-69: Máximos desplazamientos laterales obtenidos de la estructura con disipadores y sin disipadores. Fuente: Elaboración propia.....	82
Figura 5-70: Máximas distorsiones laterales obtenidas de la estructura con disipadores y sin disipadores. Fuente: Elaboración propia..	83
Figura 5-71: Historia de fuerzas axiales en el disipador K1. Fuente: Elaboración propia..	83
Figura 5-72: Historia de fuerzas axiales en el disipador K3. Fuente: Elaboración propia...	84
Figura 5-73: Historia de fuerzas axiales en el disipador K4. Fuente: Elaboración propia....	84

ÍNDICE DE TABL

Tabla 5-1: Características geométricas de los especímenes ensayados. Fuente: Elaboración propia.....	40
Tabla 5-2: Resultados del ensayo de corte directo. Fuente: Elaboración propia.....	40
Tabla 5-3: Parámetros de ingreso para el cálculo de la capacidad portante. Fuente: Elaboración propia.....	40
Tabla 5-4: Desplazamientos relativos de acuerdo al análisis tiempo-historia. Fuente: Elaboración propia.....	56
Tabla 5-5: Máximos desplazamientos laterales obtenidos en la estructura por el sismo en X. Fuente: Elaboración propia.	58
Tabla 5-6: Máximos desplazamientos laterales obtenidos en la estructura por el sismo en Y. Fuente: Elaboración propia	59
Tabla 5-7: Cuadro comparativo de las máximas desplazamientos obtenidos en los sismos considerados y del análisis sin disipadores. Fuente: Elaboración... ..	81
Tabla 5-8: Cuadro comparativo de las máximas distorsiones obtenidos en los sismos considerados y del análisis sin disipadores. Fuente: Elaboración... ..	82
Tabla 5-9: Cuadro comparativo de dimensiones de columnas. Fuente: Elaboración... ..	84

ABSTRACT

This thesis is based on the problems generated by seismic events in a reinforced concrete structure in the City of Ica, where the main question is to determine how the analysis and structural design influences applying viscous fluid dissipators to improve the seismic behavior of A five-story building with a semi-basement, from this question also others arise such as: to what extent does the characteristics and properties of the soil influence the analysis and structural design by applying viscous fluid dissipators, to what extent does the type of architecture and Structural system in the analysis and structural design applying viscous fluid dissipators, To what extent does the drift by floor influence the analysis and structural design by applying viscous fluid dissipators. To answer all these questions, we developed an investigation whose main objective is to determine the influence of the analysis and structural design applying viscous fluid dissipators to improve the seismic behavior of a five-story building with a semi-basement and secondary objectives where we determine: the influence of the characteristics and properties of the soil in the analysis and structural design, the influence of choosing the type of architecture and structural system in the analysis and structural design, the influence of drift per floor in the analysis and structural design applying viscous fluid dissipators to improve the seismic behavior of a five-story building with a semi-basement in the city of Ica.

RESUMEN

Esta tesis está basada en los problemas que generan los eventos sísmicos en una estructura de concreto armado en la Ciudad de Ica, donde la interrogante principal es determinar en qué manera influye el análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano,, a partir de esta interrogante también nacen otras como: en qué medida influye las características y propiedades del suelo en el análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso, en qué medida influye el tipo de arquitectura y sistema estructural en el análisis y diseño estructural la aplicando disipadores de fluido viscoso , En qué medida influye la deriva por piso en el análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso. Para responder a todas estas interrogantes desarrollamos una investigación que tiene por objetivo principal determinar la influencia del análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano y objetivos secundarios donde determinamos : la influencia de las características y propiedades del suelo en el análisis y diseño estructural, la influencia de elegir el tipo de arquitectura y sistema estructural en el análisis y diseño estructural, la influencia de la deriva por piso en el análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica.

El propósito de la tesis es hacer una comparación entre el diseño estructural sin y con el uso de disipadores viscosos, y cómo el uso de este optimiza la respuesta sísmica de la estructura y reduce el presupuesto (ciertas placas son reemplazadas por disipadores y la viga y dimensiones de la columna).

Se analizaron cada una de las interrogantes para generar objetivos, siendo así y en base a la hipótesis usada llegamos a la conclusión principal que de la aplicación de los disipadores de fluidos viscosos permiten una mejora en la respuesta sísmica, en términos de desplazamiento laterales y distorsiones laterales, también se puede llegar a la conclusión de que el suelo de cimentación tiene una influencia en la respuesta sísmica de la estructura.

UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA”
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO:

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO DISIPADORES DE
FLUIDO VISCOSO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE
UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES CON SEMISÓTANO EN LA CIUDAD DE
ICA”**

ÁREA DE CONOCIMIENTO:
INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:
DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO Y
ALBAÑILERÍA

AUTORES:
BACHILLER THALIA ROSA LUZ TORNERO HUAMAN
BACHILLER YOMAR ARNOLD SOTO VILCHEZ

ASESOR:
ING. LUIS MINA APARICIO

CAPITULO I:

MARCO TEÓRICO

CAPITULO I: MARCO TEÓRICO

1.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1.1 Antecedentes a nivel internacional

Los amortiguadores viscosos, cuyo interés ha sido más reciente, pero que actualmente están capturando la atención tanto de investigadores como de ingenieros de la práctica y en vista a los daños estructurales ocasionados por eventos sísmico en estructuras de mediana altura los ingenieros mexicanos empezaron a interesarse en sistemas de amortiguamiento sísmico. **Tena (2004)** en su Libro Rehabilitación de estructuras en México Utilizando Disipadores Pasivos de Energía refiere que en la actualidad los usos de disipadores sísmicos de fluido viscoso están siendo aplicados en México, particularmente en los últimos 3 años. Entre los ejemplos más conocidos esta la Torre Mayor de la ciudad de México donde se usó disipadores tipo Taylor, edificio considerado más alto de la ciudad. Para el Edificio Fray Servando (Ciudad de México) de acuerdo con el diseñador, los resultados fueron favorables, ya que para este reforzamiento se logró un importante decremento de las ordenadas espectrales debido al amortiguamiento suplementario, evitando así reforzar la cimentación; además que esta alternativa tuvo un costo mucho menor comparado con otros estudios. Por lo tanto, se redundará en reducir la vulnerabilidad del inventario de estructuras de la ciudad de México y otras ciudades mexicanas localizadas en zonas de alto riesgo y peligro sísmicos.

Pardo (2007) en su Tesis de grado Control de la Respuesta Dinámica de Estructuras Mediante el uso de Disipadores de Energía de Fluido Viscoso del Tipo Lineal, estudió y analizó el control de la respuesta dinámica de un edificio en base a marcos de hormigón armado, mediante la adición de Dispositivos de Disipación de Energía de Fluido Viscoso con comportamiento Lineal. Viéndose que la utilización de los Disipadores de Energía dio como resultado La disminución de los Desplazamientos, Velocidad, Aceleración de los Centros de Masa de cada piso. Se produjo una baja en los Esfuerzos en la Base (Corte y Momento), demostrando ser un método efectivo de control y reforzamiento sísmico, para la estructura estudiada. Mediante el uso de los Disipadores de Energía de Fluido Viscoso, se puede proveer a la estructura del amortiguamiento suplementario que se requiera para poder alcanzar el nivel de la respuesta deseada.

Gatica (2011), en su tesis de grado Respuesta Sísmica de un Edificio de Estructura Metálica con Disipadores Alternativas de Diseño, presenta un estudio teórico – experimental para la implementación de un edificio metálico de cuatro plantas con dispositivos disipadores de energía. Uso las normas chilenas NCh.2745 Of.2003 y

españolas NCSE-02 para el desarrollo de este estudio. Se usó una metodología basada en parámetros sísmicos y el uso de SIMQKE para la puesta en práctica. Entre las conclusiones a las que se llegó en este estudio están: La reducción de los desplazamientos relativos (desplazamientos laterales) varía según la configuración estructural de la edificación, intensidad de la excitación, dirección de análisis, cantidad de disipadores y ubicación de estos (en altura como en posición horizontal). Respecto al porcentaje de reducción de desplazamientos para las estructuras analizadas, se puede afirmar que este oscila entre un 15% y un 40%.

Se puede afirmar que la incorporación de un sistema reductor de vibraciones a una estructura es un mecanismo efectivo para el control de desplazamientos; Así mismo, implementar un edificio con un sistema de disipadores de energía otorga la posibilidad de inducir zonas de falla previamente identificadas, posibilitando de esta manera una reparación menos costosa y más operativa.

1.1.2 Antecedentes a nivel nacional

Burgos (2010) en su artículo Disipación de Energía Sísmica para el Diseño y Reforzamiento de Edificaciones, hace mención a que los movimientos sísmicos amenazan a todo tipo de edificación o estructura y que al aplicar nuevos sistemas de disipación de energía en el Perú se ha visto por conveniente el uso de DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO. Dicho sistema no solo aporta al diseño sino también al reforzamiento de la misma permitiendo elevar el nivel de desempeño de las edificaciones. Entre las conclusiones más relevantes del artículo encontramos los siguientes puntos:

- El disipador fluido viscoso reduce los esfuerzos y la deflexión al mismo tiempo porque la fuerza del disipador está completamente fuera de fase con los esfuerzos debido a la flexión de las columnas. Esto sólo se cumple con el amortiguamiento de fluido viscoso, donde la fuerza del disipador varía con la velocidad.
- Cuando la edificación alcanza su máxima deflexión y por tanto su máxima fuerza lateral, en ese momento la fuerza en el disipador viscoso es mínima.
- Las características inherentes a los disipadores se desprenden de su fórmula de trabajo (Fuerza) $F = CV^\alpha$

Donde F = es la fuerza del disipador, lb; V= velocidad relativa entre el amortiguador (pulg/seg); C = constante de amortiguamiento (lb x seg/ pulg); α = exponente de velocidad (0.3 - 1.0).

Rivera (2012), menciona en su artículo Construcción de Edificaciones con Disipadores de Energía Sísmica, descarta la idea de que, al rigidizar la estructura, estas

deberían tener un mejor comportamiento ante un evento sísmico, teniendo en cuenta que, en la misma naturaleza los árboles responden a fuerzas externas con bastante flexibilidad.

El Ing. Rivera corrobora que al rigidizar más la estructura estas son más vulnerables a ciertos eventos sísmicos. En dicho artículo también se hace mención al edificio “El Reducto” (teniendo en cuenta que el Ing. Rivera es el propietario y diseñador del mismo), el cual es el primer edificio con Disipadores Sísmicos de Fluido Viscoso en el Perú. Las conclusiones más importantes del artículo señalan que: El uso de sistemas (disipadores de fluido viscoso, entre otros) permite reducir considerablemente los efectos sísmicos, y en el Perú se están aplicando cada vez más. Que los usos de estos disipadores aumentan la inversión del proyecto de un 1% a 3% del presupuesto inicial total.

Entonces el uso en hospitales, centros educativos, etc. lugares de mayor afluencia de personas y equipos debería aplicarse el uso de estos sistemas, dependiendo del período de la estructura y el número de pisos.

1.1.3 Antecedentes a nivel local

La construcción del centro comercial el Quinde de la ciudad de Ica, cuyo diseño estructural estuvo a cargo de Poch. Perú. La obra consiste en dos bloques independientes de concreto armado estructurado en base a pórticos, muros estructurales y disipadores sísmicos viscosos. Los dos espacios están separados por juntas de dilatación.

La función de los disipadores era controlar la deriva mas no tomar fuerza sísmica. En vista de ello. Para el diseño en concreto armado del resto del edificio, lo que se hizo fue quitar estos disipadores del modelo y agregar un factor de amortiguamiento que sea coherente a la cantidad de disipadores que se estaban colocando. Con este amortiguamiento calculamos el edificio mediante un diseño tradicional de concreto armado (“Disipadores para controlar la Deriva” Pag. 33 y 34)

La revista *Proyecta edición N° 27* (2014).

1.2 BASE TEÓRICA DE LA INVESTIGACIÓN

DISEÑO SISMORRESISTENTE

El diseño sismo resistente es la configuración estructural de una edificación prevista para soportar frecuentes cargas sísmicas, por lo que se suele aplicar el diseño sismo resistente a los edificios que se ubican zonas de intensa actividad sísmica, o a las edificaciones esenciales.

La finalidad de este tipo de construcciones es la de proteger la vida de las personas que lo ocupan, además, los posibles daños que generen los sismos o terremotos deben ser mínimos en una edificación sismorresistente, por lo que podría emplearse como refugio.

BALANCE DE ENERGÍA

Ante un evento sísmico en un edificio, se produce la introducción de energía, esta se convertirá en cinética, que se reconoce con el movimiento de la estructura, y la potencial que está referido a las deformaciones que afronta la edificación para liberar la energía, además existe el amortiguamiento natural que es una forma más de disipar la energía.

En síntesis, la ecuación de balance de energía representa el movimiento del edificio desde la incursión de energía hasta sus reacciones.

$$EK(t) + ED(t) + ES(t) + EH(t) = EI(t)$$

EK: Energía cinética de la estructura

ED: Energía disipada por amortiguamiento

ES: Energía de deformación elástica

EH: Energía de deformación inelástica

EI: Energía total de entrada

SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA DINÁMICA

Los sistemas de control de respuesta dinámica son un conjunto de técnicas y métodos empleados para mantener dentro de ciertos límites parámetros de respuesta sísmica tales como desplazamientos laterales de entrepiso, máximos niveles de distorsión lateral, máximas aceleraciones, fuerzas cortantes, fuerzas actuantes en elementos estructurales entre otras funciones de interés para el diseñador de estructuras.

Dentro de este contexto, los sistemas de control de la respuesta sísmica pueden ser empleados en cualquier tipo de sistema estructural, tales como pórticos de concreto armado, placas de concreto armado, sistemas duales, pórticos de acero, pórticos de acero con arriostramiento concéntrico, entre otras. De hecho, los comentarios realizados pueden extenderse para estructuras diseñadas con cualquier tipo de material.

DISPOSITIVOS PASIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Los disipadores de energía son dispositivos diseñados para absorber la mayor parte de la energía sísmica que ingresa en una estructura durante la acción de un evento sísmico, evitando así que esta sea disipada mediante deformaciones inelásticas en los elementos estructurales. Pueden ser clasificadas según su comportamiento como Histeréticos, Viscoelásticos y Viscoso. Los disipadores Histeréticos se basan en la plastificación de metales y la fricción entre superficies. Estos dispositivos dependen básicamente del desplazamiento. Los disipadores Viscoelásticos pueden basarse en sólidos Viscoelásticos, fluidos Viscoelásticos y su comportamiento depende del

desplazamiento y de la velocidad. Los dispositivos de fluidos Viscosos tienen un comportamiento que depende netamente de la velocidad.

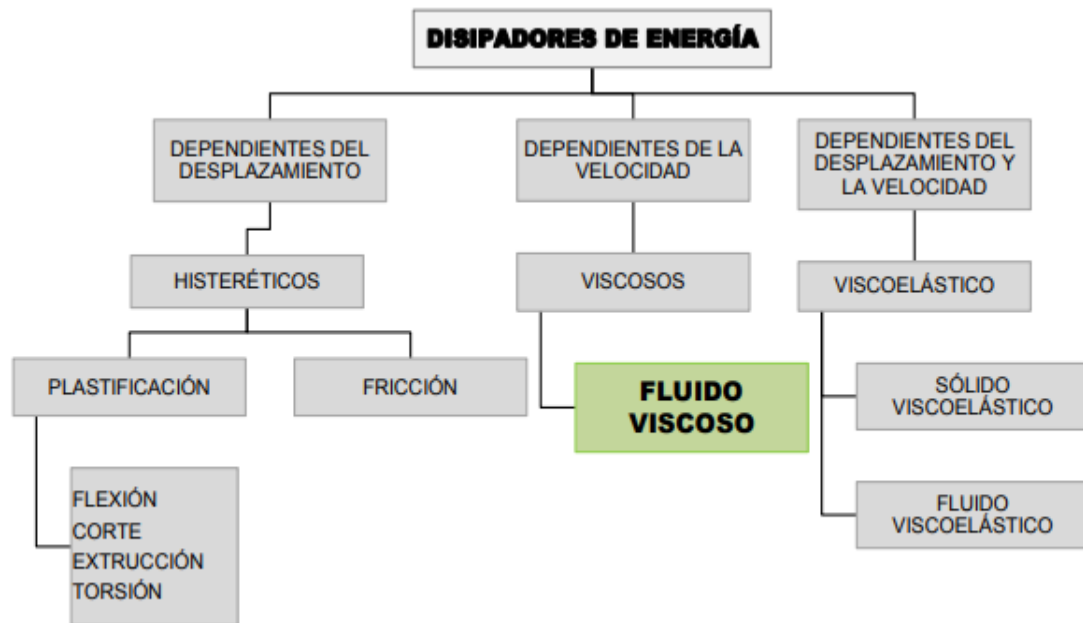


Figura 1.1 Clasificación de los disipadores de energía. Fuente: Chávez J. 2016. Pag.32

1.3 MARCO CONCEPTUAL

DISIPADORES HISTERÉTICOS

Estos disipadores se dividen en disipadores por fluencia de metales y disipadores por fricción (Ver Anexo N° 01 Tipos de disipadores histereticos)

DISIPADORES CON COMPORTAMIENTO VISCOELÁSTICO

Dentro de estos disipadores encontramos a los disipadores de fluidos viscoso, disipadores visco elástico sólidos (Ver Anexo N° 02 Tipos de disipadores con comportamiento visco elástico)

CONFIGURACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA

Los usos de dispositivos de fluido viscoso pueden ser usado con diferentes configuraciones, dentro de las cuales tenemos: configuración diagonal, chevron, scissor Jack, el cual depende de las necesidades a satisfacer en la estructura (Ver Anexo N° 03 Tipos de configuración de los dispositivos de disipación pasiva de energía).

DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE Y AMORTIGUAMIENTO AÑADIDO GENERALIDADES

El desempeño sísmico de una estructura puede definirse como la forma en que la estructura responde ante determinados eventos sísmicos. A menudo tal respuesta se

cuantifica a través de una serie de indicadores, tales como desplazamientos laterales, distorsiones de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso, aceleraciones de entrepiso, velocidades, entre otros parámetros.

Es evidente que para la ingeniería actual la cuantificación del desempeño sísmico es una tarea importante, puesto que de esta manera se puede determinar si un diseño cumple o no con ciertos objetivos, y de esta manera poder calificar a una estructura o posible estructura como exitosa o no, y lo mas importantes en el caso de estructuras existentes, poder precisar si esta necesita un reforzamiento de algún tipo.

En cuanto al reforzamiento, esta palabra puede ser entendida como la acción de agregar elementos resistentes a una estructura, o dotar a los ya existente de mayor resistencia.

Sin embargo, en los últimos años se han venido implementando técnicas que permiten mejorar otras variables que tienen un impacto directo en la respuesta sísmica y por tanto en el desempeño sísmico, algunas de esas son por ejemplo incrementar el amortiguamiento natural de las estructuras.

En tal sentido en numerosas construcciones se han venido implementando dispositivos capaces de convertir el movimiento en calor, o alguna otra forma de energía que conduce a mitigar de manera notable el impacto de un movimiento sísmico en los elementos resistentes de un sistema estructural. Tales dispositivos son llamados a menudo disipadores de energía. Entre los más comunes se pueden encontrar a los disipadores de fluido viscos, metálicos y de fricción.

ESTADOS DE DESEMPEÑO

Cuando una estructura se ve sometida a un sismo, esta responderá de una manera específica. Tal respuesta dependerá del sistema estructural, de los materiales usados para la construcción, de las cantidades de los materiales de las masas y del tipo de acción sísmica. De todas las variables mencionadas, se pueden distinguir con claridad dos tipos, las primeras asociadas a las estructuras y la segunda asociadas a las demandas sísmicas.

Así, si una estructura es sometida a un movimiento sísmico muy leve, para esta, no presentará daño alguno, mientras que, si el movimiento sísmico es intenso, para la estructura analizada, esta resultará severamente dañada e incluso podría presentarse el colapso. Como se ha visto, se ha hecho menciona que un movimiento sísmico puede ser muy fuerte para algunas, pero muy leve para otras; es decir, que el efecto final sobre una estructura depende de unir la estructura analizada y el movimiento sísmico.

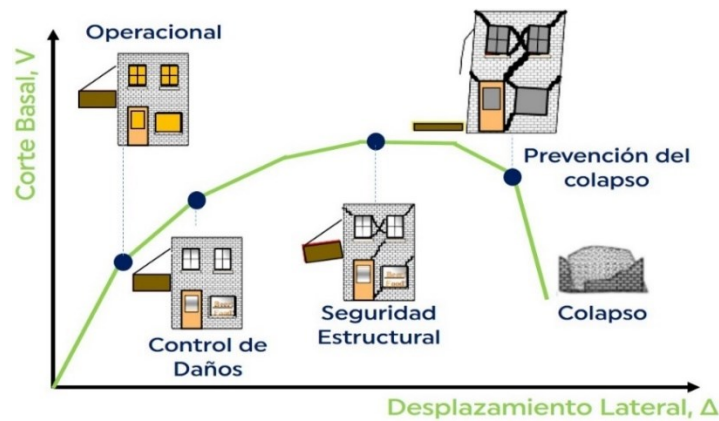


Figura 1-2: Curva de capacidad de una estructura y sus niveles de desempeño sísmico asociados. Fuente: Bozzo y Gaxiola (2015).

IMPORTANCIA DE LA EDIFICACIÓN

A menudo el diseño sísmico establece un proceso mecánico de aplicación general a un grupo de estructuras. Y siguiendo este proceso, numerosos códigos de diseño sísmico clasifican a las estructuras de acuerdo con su importancia. En este sentido, se dice que existen estructuras que de colapsar generarían un perjuicio directo a un gran número de personas y terminaría por afectar el normal desarrollo de las actividades de una sociedad. Mientras que el daño de otros tipos no repercute directamente sobre un gran número de personas, a tales edificaciones se les llama comunes.

La edificación analizada funcionará como una dependencia policial por lo que de acuerdo con la norma peruana la edificación es esencial.

DAÑO ESTRUCTURAL ASOCIADO A LA DERIVA DEL EDIFICIO

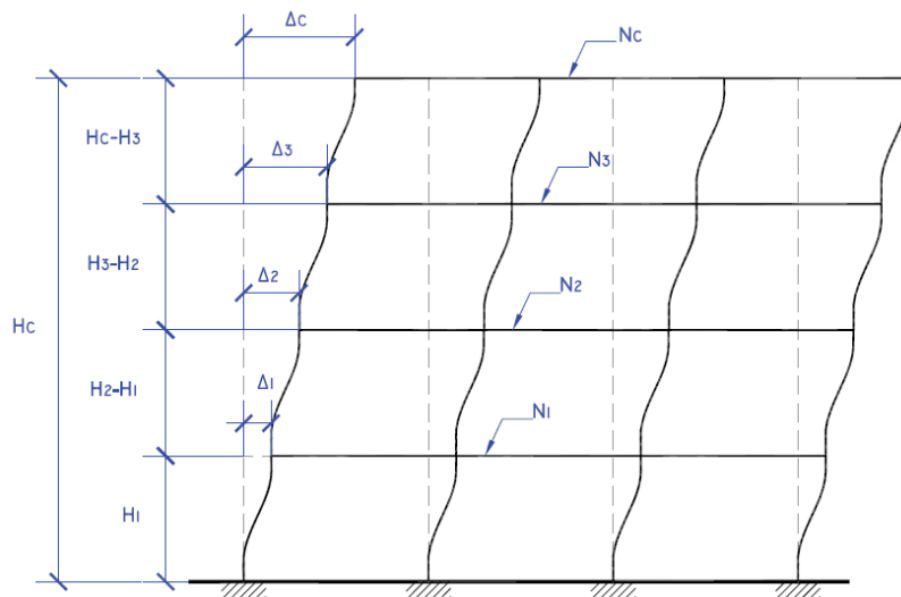


Figura 1-3: Cálculo de las distorsiones de entrepiso en una edificación. Fuente: Vielma, Barbat y Oller (2010).

Una manera de cuantificar los efectos de un sismo sobre una estructura es mediante el cálculo de las distorsiones de entrepiso. Estas magnitudes son definidas como el cociente obtenido de dividir el desplazamiento relativo de un entrepiso y la altura del mismo.

Las derivas o distorsiones de entrepiso son uno de los parámetros más estudiados dentro del estado del arte de la ingeniería sísmica, de hecho, la norma peruana de diseño sísmico establece que este valor debe ser como máximo de 7/1000, para que el diseño pueda considerarse adecuado.

Además de estar limitada por códigos de diseño sísmico, muchos investigadores han establecido que existe una relación directa entre las distorsiones laterales de una estructura y el nivel de daño o desempeño sísmico. Algunas de tales relaciones se muestran en la siguiente tabla, en la que se puede establecer, por ejemplo, que, si una estructura tiene una distorsión lateral de 2%, los daños asociados a la estructura son calificados de irreparables (Ver Anexo N° 04 Relación existente entre las derivas de entrepiso y el desempeño sísmico)

EFFECTO DEL AMORTIGUAMIENTO AÑADIDO

El amortiguamiento añadido en una estructura provoca una mayor disipación de la energía mecánica del sistema estructural, por lo que es de esperarse que ocurra una disminución notable de la energía cinética y energía inelástica o energía histerética. Este último hecho es de notable importancia, ya que es justamente el hecho de que existan grandes cantidades de energía histerética lo que resulta en indicios serios de daño estructural.

a. TRABAJO REALIZADO POR AMORTIGUADORES LINEALES EN LA ESTRUCTURA.

Los amortiguadores lineales son aquellos dispositivos en los que se cumple que la fuerza es directamente proporcional a la velocidad del dispositivo, por lo que la disipación de energía estará limitada a esta relación.

b. TRABAJO REALIZADO POR AMORTIGUADORES NO LINEALES EN LA ESTRUCTURA.

Comenzaremos escribiendo la ecuación del movimiento para un oscilador con comportamiento lineal y no lineal, para posteriormente realizar algunas modificaciones que representarán la incorporación de dispositivos amortiguadores.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g$$

La ecuación mostrada es la conocida ecuación del movimiento cuando el sistema se halla sometido a aceleraciones laterales en su base. En la ecuación mostrada conviene aclarar que la masa del sistema viene representada por la letra m , mientras que el amortiguamiento inherente del sistema estructural viene representado por la letra c . finalmente, la rigidez lateral del sistema se ha representado por la letra k .

Como se puede apreciar por simple inspección cada uno de los términos presentes en la ecuación mostrada son términos de fuerza, por lo que de izquierda a derecha pueden ser llamados como fuerza inercial, fuerza viscosa, fuerza elástica y fuerza de la cimentación en la estructura.

Al ser términos de fuerza, estos pueden ser multiplicados por valores de desplazamientos laterales en un instante específico, obteniendo la siguiente expresión, para un desplazamiento infinitesimal.

$$m\ddot{x}dx + c\dot{x}dx + kxdx = -m\ddot{x}_g dx$$

Al integrar cada uno de los términos de la ecuación mostrada notaremos que ahora estos términos se han convertido en medidas de energía, ya que conviene recordar que existe una relación directa entre la energía y el trabajo de un conjunto de fuerzas externas o internas.

$$\int m\ddot{x}dx + \int c\dot{x}dx + \int kxdx = - \int m\ddot{x}_g dx$$

Los términos encontrados en esta ecuación se denominan energía cinética, energía viscosa, energía potencial del sistema y energía de ingreso al sistema. Otra manera de ver esta ecuación es interpretandola como la distribución de la energía que ingresa al sistema a causa de la energía propia del sismo.

En este sentido se puede observar como la energía del sismo se divide en energía del movimiento, la responsable de que la estructura se mueva; energía viscosa, es decir la energía que absorbe el amortiguamiento inherente de la estructura; y la energía potencial, aquella que va al sistema resistente o sistema estructural.

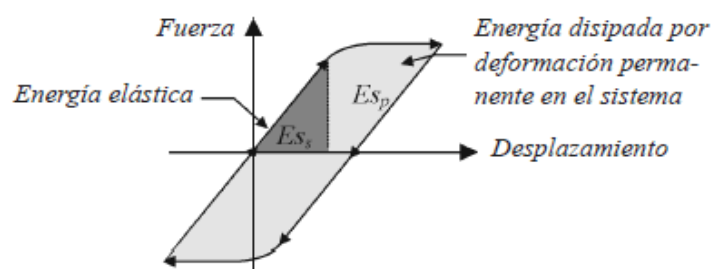


Figura 1-4: Cantidades de energía disipada por comportamiento elástico e inelástico de una estructura típica. Fuente: Oviedo y Del Pilar Duque (2006).

Con base en la formulación mostrada es posible dar inicio a una nueva perspectiva del diseño de estructuras, teniendo en cuenta que la energía de ingreso del sismo se distribuye de diferentes formas, siendo la más resaltante la energía potencial, ya que implica que parte de la energía ingresada a la estructura se almacena en los elementos estructurales como deformación elástica.

Aunque el planteamiento realizado es practico en muchos sentidos, no incluye una serie de hechos relacionados con las estructuras reales, tales como las deformaciones inelásticas y el hecho de que es posible la incorporación de dispositivos que incrementen el amortiguamiento natural de una estructura.

En cuanto a las deformaciones inelásticas, se debe reconocer que cuando una estructura sobrepasa el limite elástico existen deformaciones que no es posible recuperar, a tales deformaciones se les denomina deformaciones inelásticas. Este hecho agrega un término de energía denominado energía inelástica en la ecuación de la energía que es necesario tener en cuenta al estudiar el comportamiento sísmico real de estructuras. Un ejemplo adecuado y característico de los mencionado se muestra en la Figura 1-4: Cantidades de energía disipada por comportamiento elástico e inelástico de una estructura típica. Fuente: Oviedo y Del Pilar Duque (2006).

Como se puede ver en la figura mencionada, cuando un elemento cualquiera supera su límite elástico, las deformaciones máximas se incrementan de manera considerable y al cesar la aplicación de cargas, existe una deformación residual característica. En este caso, la ecuación del movimiento puede ser escrito como:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + f(x) = -m\ddot{x}_g$$

Al multiplicar por un diferencial de desplazamiento e integrar en cierto intervalo de desplazamiento se tiene la siguiente expresión:

$$\int m\ddot{x}dx + \int c\dot{x}dx + \int f(x)dx = - \int m\ddot{x}_gdx$$

En esta ecuación el término $\int f(x)dx$ puede ser interpretado como la energía almacenada en el sistema estructural, lo que incluye la energía almacenada en columnas, vigas, muros de concreto armado, muros de albañilería entre otros elementos. Debido al comportamiento típico de los elementos estructurales el término $\int f(x)dx$ posee dos componentes, uno elástico y el otro inelástico. El término elástico corresponde a la energía correspondiente a la zona elástica de la estructura. Este término no implica daño en los elementos estructurales, mientras que el término correspondiente a las deformaciones inelásticas si corresponde al daño estructural. En otros términos:

$$\int f(x)dx = E_{el} + E_{in}$$

Si, además, existen dispositivos capaces de incrementar el amortiguamiento intrínseco de estructuras, existirá un término adicional que puede ser incorporado en la ecuación de la energía planteada anteriormente.

Finalmente y considerando que $\int m\ddot{x}dx = E_k$, $\int c\dot{x}dx = E_D$, $\int f(x)dx = E_{ss} + E_{sp}$ y E_p , como la energía disipada por un conjunto de dispositivos que incrementan el amortiguamiento de la estructura, la ecuación de la energía puede ser escrita de la siguiente forma.

$$E_k + E_D + E_{ss} + E_{sp} + E_p = E_I$$

CAPITULO II:
PLANTEAMIENTO DEL
PROBLEMA DE
INVESTIGACIÓN

CAPITULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

2.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

El Perú es un país ubicado en el llamado “cinturón de fuego del pacífico”. Esta es la zona más activa del planeta donde se producen el 80% de terremotos, lo que convierte al Perú en un país con alta actividad sísmica.

La historia muestra que la región de Ica ha sido constantemente afectada por sismos de gran magnitud el ultimo recordado data del 15 de agosto del 2007, magnitud de 7.0ML (escala de Richter) y 7.9Mw (escala Momento), en dicho evento sísmico se produjeron grandes pérdidas humanas y económicas, los daños en las estructuras se presentaron con fisuras, asentamientos, paredes colapsadas, viviendas destruida parcial y total.

Estos efectos que dejo el sismo nos mostraron la situación de comportamiento, desempeño y vulnerabilidad de las estructuras

2.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Por qué el análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica?

¿Por qué?

Por la necesidad de conocer el efecto de los disipadores de fluido viscoso en el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica.

¿Por qué?

Por la necesidad de elegir la mejor opción para brindar mayor seguridad en infraestructura a edificios de este tipo en la Ciudad de Ica.

¿Por qué?

Por la necesidad de implementar nuevas soluciones en el diseño estructural en Ica.

¿Por qué?

Por la escasez de información que existe para realizar este tipo de investigación en Ica.

2.2.1 PROBLEMA GENERAL

- ¿En qué medida influye el análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica?

2.2.2 PROBLEMA ESPECÍFICOS

- ¿En qué medida influyen las características y propiedades del suelo en el análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica?
- ¿En qué medida influye el tipo de arquitectura y sistema estructural en el análisis y diseño estructural la aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica?
- ¿En qué medida influye la deriva por piso en el análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica?

2.3 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

2.3.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL Y GEOGRÁFICA

La delimitación espacial y geográfica del problema es desarrollada en:

País : Perú

Región : Ica

Provincia : Ica

Distrito : Ica

Ciudad : Ica

2.3.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL

Posee una delimitación temporal de tipo transversal debido a que el estudio se desarrolla en un corto tiempo.

Delimitación: octubre 2018 – noviembre 2019

2.3.3 DELIMITACIÓN SOCIAL

La delimitación social del problema corresponde a 1 personas beneficiarias de la investigación para la edificación de los servicios especiales de la PNP del Perú – Ica.

2.3.4 DELIMITACIÓN CONCEPTUAL

El desarrollo de esta investigación está en base a los conceptos de algunas de las especialidades en la Ingeniería Civil, como son:

- Mecánica de Suelos I y II
- Geotecnia
- Arquitectura I y II

- Análisis Estructural I y II
- Concreto Armado I y II
- Análisis Sísmico

2.4 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

2.4.1 JUSTIFICACIÓN

El proyecto de investigación brindará información sobre el empleo de los disipadores de fluido viscoso en el diseño y análisis de este tipo de estructuras en la ciudad de Ica, al igual que el comportamiento de edificios no convencionales ante un posible sismo, siendo este un aporte importante, para el desarrollo de la Región de Ica.

Los disipadores sísmicos, al igual que las otras tecnologías aplicables a construcciones sismo resistentes de data más reciente, buscan no sólo proteger la vida de las personas, sino además minimizar las pérdidas de equipos y materiales, permitiendo la operatividad de estructuras e instalaciones críticas en un menor tiempo desde la ocurrencia de un terremoto, constituyendo un importante foco de desarrollo e investigación.

2.4.2 IMPORTANCIA

La aplicación de disipadores de fluido viscoso en estructuras es importante ya que le proporciona ductilidad localizad, además viéndolo desde el punto económico la aplicación de estos puede amenorar el presupuesto inicial, ya que al diseñar se puede remplazar placas de concreto armado por disipadores y también reducir las dimensiones iniciales de los elementos estructurales

2.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

2.5.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar la influencia del análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica.

2.5.2 OBJETIVO ESPECIFICO

- ✓ Determinar la influencia de las características y propiedades del suelo en el análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica.
- ✓ Determinar la influencia de elegir el tipo de arquitectura y sistema estructural en el análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para

mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica.

- ✓ Determinar la influencia de la deriva por piso en el análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica.

2.6. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

2.6.1. HIPÓTESIS GENERAL

El análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica.

2.6.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICOS

- ✓ Las características y propiedades del suelo influenciarán en el uso de disipadores sísmicos.
- ✓ El tipo de sistema estructural que se utilizará está en función a los resultados de los estudios de mecánica de suelos, arquitectónicos y a la zona sísmica del lugar a fin de acondicionar el uso de disipadores sísmicos.
- ✓ La deriva por piso influye en la aplicación de disipadores de fluido viscoso en el análisis y diseño estructural de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica.

2.7. VARIABLES DE INVESTIGACIÓN

2.7.1. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES

VARIABLE INDEPENDIENTE

- ✓ Análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso.

VARIABLE DEPENDIENTE

- ✓ Mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica

2.7.2. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLES	CONCEPTUALIZACIÓN	INDICADORES	INSTRUMENTOS
(VARIABLE INDEPENDIENTE) Análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso.	Uso de disipadores de fluido viscoso en estructuras de concreto para disipar los efectos de los sismos.	- Tipo de suelo de fundación de acuerdo a la zona sísmica. - Características arquitectónicas y estructurales. - Tipo de arreglo de disipadores de fluido viscoso.	-Equipo de campo -Equipo de gabinete
(VARIABLE DEPENDIENTE) Mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica		- Periodos y frecuencias. - Aceleración absoluta. - Cortante lateral por piso. - Cortante sísmico por nivel. - Deriva de pisos. - Fuerzas y momentos máximos. - Satisfacción de necesidades y reducción de costos de reparación.	

CAPITULO III:
ESTRATEGIA
METODOLÓGICA /
METODOLOGÍA DE LA
INVESTIGACIÓN

CAPITULO III: ESTRATEGIA METODOLÓGICA / METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

Según el objetivo

La presente investigación, reúne las condiciones metodológicas de una investigación aplicada. Ya que busca utilizar los conocimientos que se adquieren a fin de lograr un objetivo concreto.

3.1.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El nivel de la investigación se llevará hasta el nivel correlacional-explicativo, que nos permite identificar cada uno de los parámetros de causa - efecto que tendrá el análisis y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio de cinco niveles con semisótano, además conocer el porqué.

3.1.3. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

Es una investigación no experimental, ya que el propósito de este método es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA MATERIA DE INVESTIGACIÓN

3.2.1. POBLACIÓN DE ESTUDIO

La población será los edificios poco convencionales de la ciudad de Ica.

3.2.2. MUESTRA DE ESTUDIO

Un edificio de cinco niveles con semisótano de la ciudad de Ica.

CAPITULO IV:
TÉCNICAS E
INSTRUMENTOS DE
INVESTIGACIÓN

CAPITULO IV: TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN

4.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

En primer lugar, explicaremos las técnicas que se utilizarán:

- a) Entrevista con los responsables de la institución del cual se tomará como ejemplo para el desarrollo de tesis.
- b) Análisis documental del Reglamento de Edificaciones y conexos.
- c) Observación no experimental para definir algunas características de diseño arquitectónico, estructural, y disipadores sísmicos, como también zonas sísmicas de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones, y otras publicaciones.

4.2 INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Equipo de campo

- Estación total y elementos complementarios.
- Cinta métrica, pico y lampa.
- Brújulas.
- Cámara fotográfica.

Equipo de gabinete

- Equipos de mecánica de suelos.
- Equipos computacionales.
- Software para cálculo de análisis y diseño estructural (ETABS)
- Software para diseño arquitectónico (AutoCad, Revit)
- Software para cálculos geotécnicos.
- Útiles de escritorio.
- Guías documentales.

4.3 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

El procesamiento de los datos se realizará mediante hojas de cálculo de Excel y uso del programa ETABS. La presentación de los datos se realizó mediante tablas, gráficos y comparación finales relacionadas a la variable.

CAPITULO V:
PRESENTACIÓN,
INTERPRETACIÓN Y
DISCUSIÓN DE
RESULTADOS

CAPITULO V: PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1. PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

GENERALIDADES

Aplicando toda la conceptualización previa para poder diseñar y analizar la estructura en nuestro caso, se tienen los siguientes resultados en cada etapa, el cual se presenta en este segmento.

De las características del caso de estudio presentados en el Anexo N° 05 (generalidades del caso de estudio), es un edificio no convencional que se encuentra en la ciudad de Ica, departamento que forma parte del cinturón de fuego, y estará expuesto a temperaturas promedios máximas de 27°C y mínimas de 16°C, los cuales no influyen directamente ni en gran magnitud a los disipadores de fluido viscoso.

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

El estudio de los horizontes del suelo nos ha mostrado que el suelo de fundación consiste esencialmente de arenas con niveles de compacidad crecientes. Como se puede observar en el Anexo N° 06: Clasificación de suelos, se realizó un muestreo con una profundidad de 4.50 m. Como resultado del análisis de los estratos, encontramos el siguiente perfil estratigráfico del terreno.

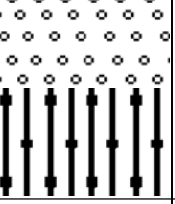
COTA	TIPO EXCAV.	MUESTRA	CLASIFICACION		DESCRIPCION
			SUCS	SÍMBOLO	
0.40m	EXPLORACION A CIELO ABIERTO	E-1	MO		Suelo orgánico con presencia de material de relleno no seleccionado
1.90m		E-2	SP-CL		Arena mal graduada con arcilla de baja plasticidad, mezcla de limos y arcillas de color marron, presentandose en estado suelto, humedad alta. 0% de gravas, 72.70% de arenas, 27.30% de finos arcillas, limos y coloides. 24.7% limite liquido, 17.4% limite plastico, e indice de plasticidad 7.3% . 10.19% humedad natural.
3.40m		E-3	SP		Arena mal graduada, presentandose en estado suelto, humedad alta, con minima presencia de grava. 3.8% de gravas, 95.7% de arenas, 0.50% de finos arcillas, limos y coloides. 11.79% humedad natural.
4.00m		E-4	SW-CL		Arena bien graduada con arcilla de baja plasticidad, mezcla de limos y arcillas de color marron, presentandose en estado suelto, humedad alta. 1.54% de gravas, 61.92% de arenas, 36.54% de finos arcillas, limos y coloides. 25.2% limite liquido, 17.2% limite plastico, e indice de plasticidad 8.0% . 12.49% humedad natural.

Figura 5-1: Perfil estratigráfico obtenido el estudio de suelos. Fuente: Elaboración propia.

Otra de las propiedades más importantes del suelo es el ángulo de fricción interna, así como la cohesión. En este trabajo de investigación se ha decidido que tales propiedades serían determinadas mediante el uso de un estudio de corte directo del suelo. A continuación, se muestran las características físicas y geométricas de los especímenes usados para la determinación de las propiedades ya mencionadas.

Tabla 5-1: Características geométricas de los especímenes ensayados. Fuente: Elaboración propia.

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	118.90
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.65
Área (cm ²)	36.00	Hum. Final (%)	11.30
Volumen (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	0.50
Hum. Inicial (%)	9.42	Car. Normal (kg)	20.00

Se ensayaron tres especímenes con las características físicas mostradas en el ítem anterior. En cada uno de los ensayos se varió el esfuerzo normal al suelo. Los resultados obtenidos en cada caso se muestran en el Anexo N° 07: Ensayo de Corte directo y Diagrama de esfuerzos cortantes

El resultado de la aplicación del método mostrado en el anexo N° 07 dio como resultado una cohesión $c = 0.13$. Sin embargo, se observa que el ángulo de fricción interna del suelo tuvo un valor de 30.70° grados, un valor bastante considerable y comparable al obtenido suelo gravoso.

Tabla 5-2: Resultados del ensayo de corte directo. Fuente: Elaboración propia.

RESULTADOS	
C	0.13
ϕ	30.70°

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA

Del análisis de cálculo para la capacidad de carga admisible presentado en el Anexo N°08: Análisis de la cimentación, se tienen los siguientes resultados:

Tabla 5-3: Parámetros de ingreso para el cálculo de la capacidad portante. Fuente: Elaboración propia.

Teoría	q_u	q_{adm}	Unidad
Terzagui	61.2	20.8	Ton/m ²

DETERMINACIÓN DE LA COTA DE FUNDACIÓN

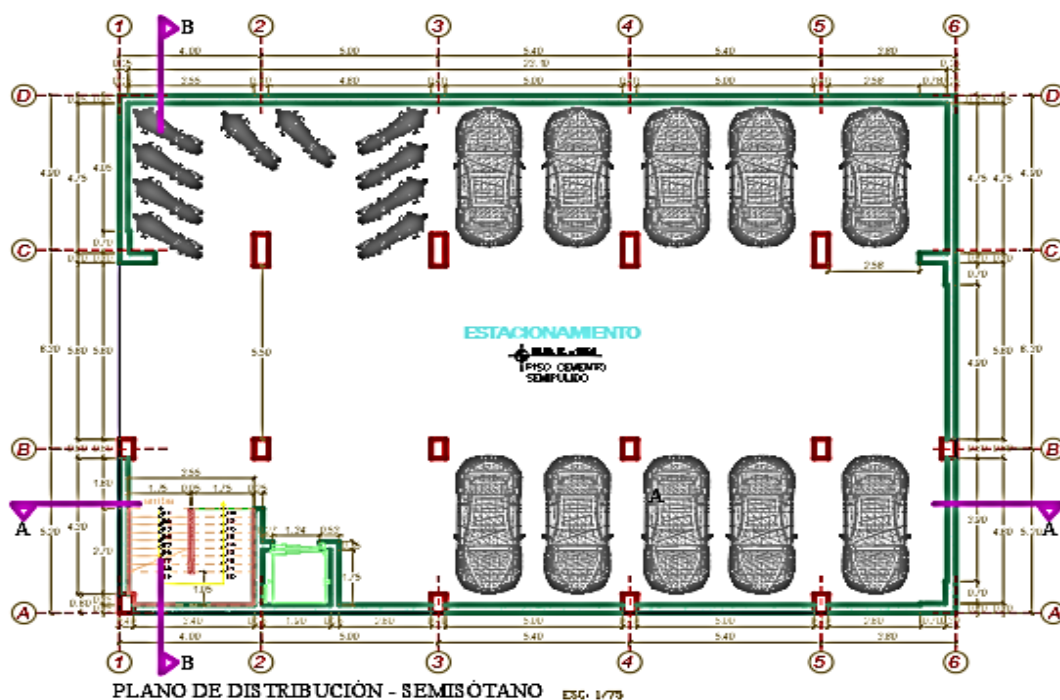
La cota de fundación es un parámetro que proviene del especialista del suelo, y dependerá en general del tipo de suelo y de las características dinámicas de la estructura. En el caso analizado la profundidad de cimentación fue de 1.50m.

DISEÑO ARQUITECTÓNICO DE INTERIORES

En base a las necesidades por satisfacer y a la aplicación del reglamento nacional de edificaciones al caso analizado, los resultados han dado como consecuencia la distribución del sótano y los niveles superiores.

DISEÑO DEL SEMISÓTANO

En la imagen se muestra el semisótano de la estructura analizada. Como se puede apreciar de esta imagen, se ha considerado una zona de parqueo para autos y otra para motocicletas/motos, encontrándose que la distribución planteada permite el ingreso de once vehículos, y doce motocicletas. Además, como se puede apreciar en la misma figura, se han planteado una escalera y una caja de ascensores.



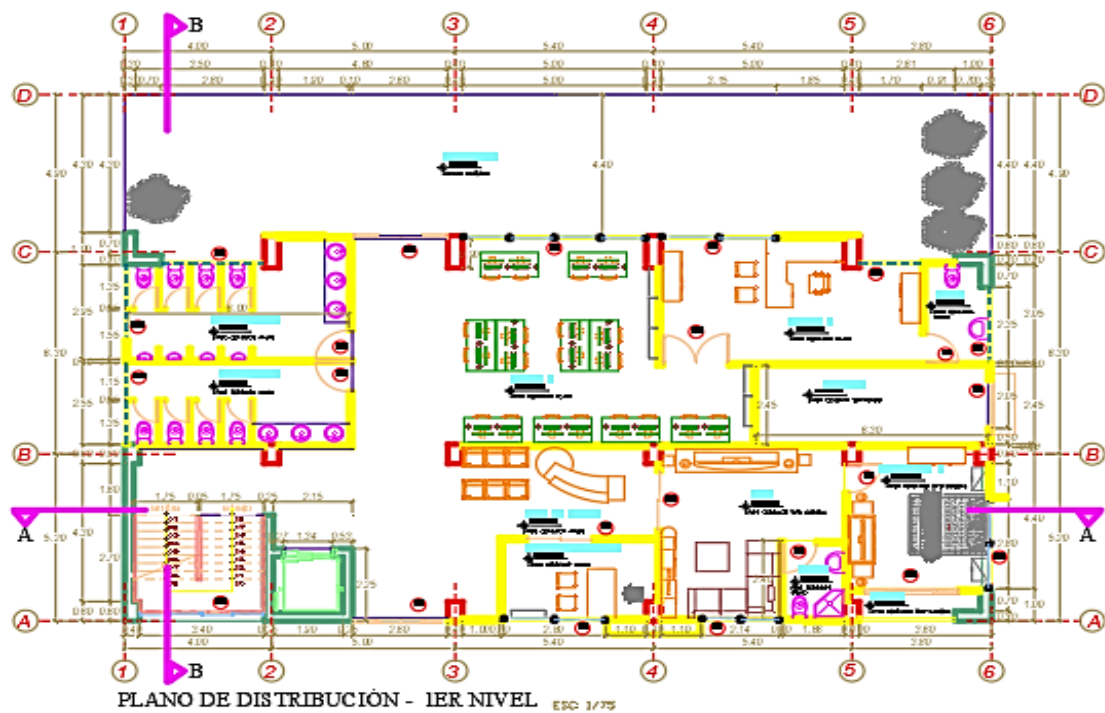


Figura 5-3: Distribución del primer nivel. Fuente: Elaboración propia.

DISEÑO DEL SEGUNDO NIVEL

El diseño del segundo nivel es para dormitorios colectivos y personales, cada uno de ellos con los baños de acuerdo al aforo.

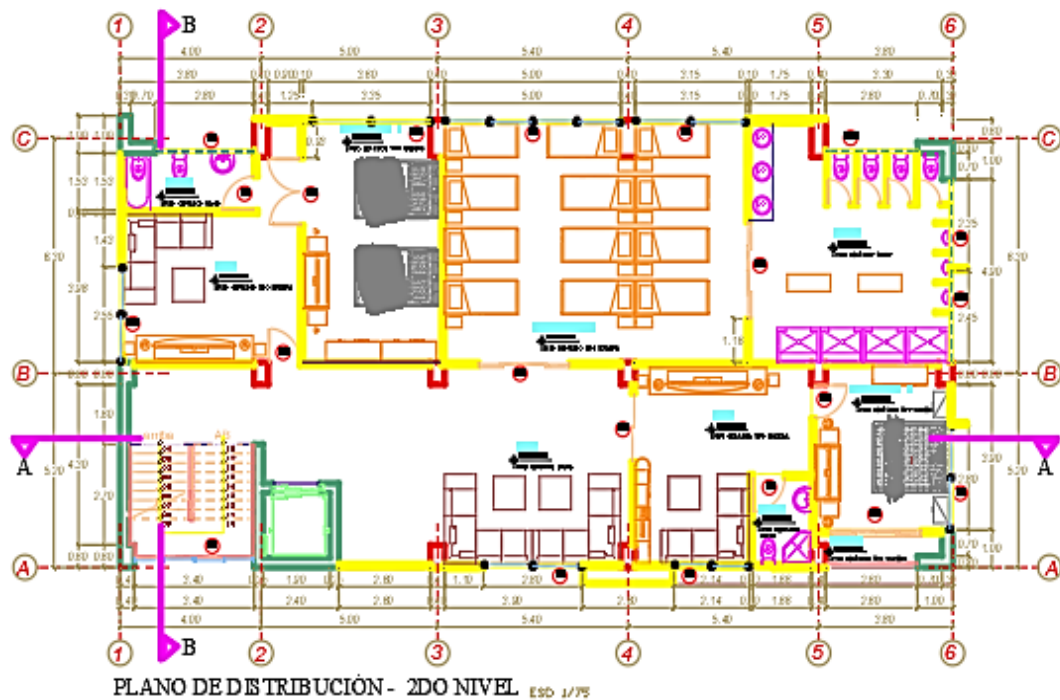


Figura 5-4: Distribución arquitectónica en el segundo nivel. Fuente: Elaboración propia.

DISEÑO DEL TERCER NIVEL

El diseño del tercer nivel es únicamente de dormitorios colectivos con baños de acuerdo al aforo de los mismos, cumpliendo las exigencias del RNE y necesidades del edificio.

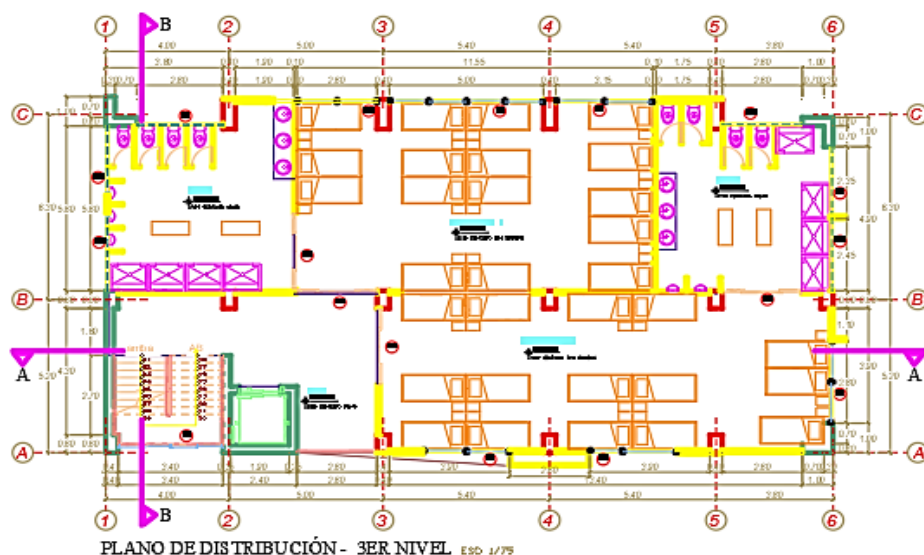


Figura 5-5: Distribución arquitectónica en el tercer nivel. Fuente: Elaboración propia.

Según las indicaciones señaladas por la entidad beneficiada ellos solicitan la necesidad de contar con habitaciones tipo mini departamentos y habitaciones de uso múltiple, es por ello que el segundo y tercer nivel están destinados a habitaciones, SS, HH, salas, entre otros.

DISEÑO DEL CUARTO NIVEL

En el cuarto nivel se proyecta un comedor central, cocina, sala de juegos, SS.HH , etc.

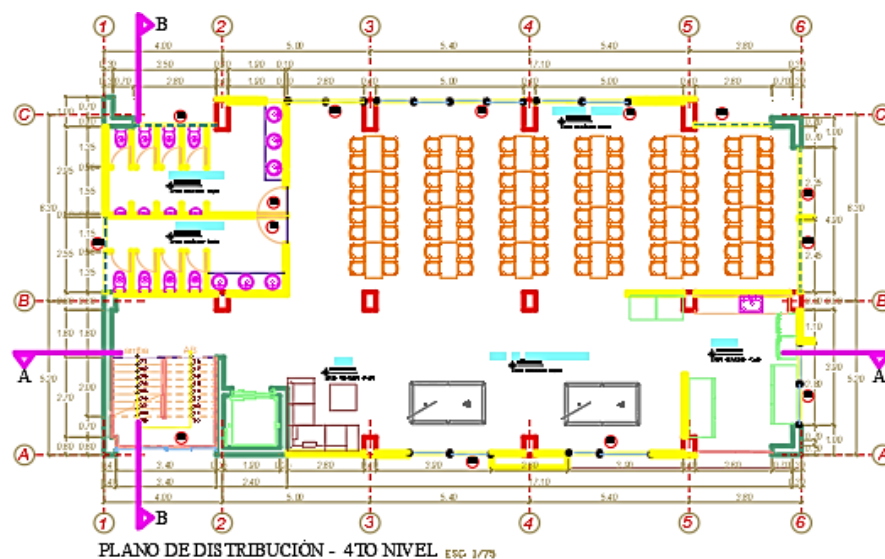


Figura 5-6: Distribución arquitectónica en el cuarto nivel. Fuente: Elaboración propia.

DISEÑO DEL QUINTO NIVEL

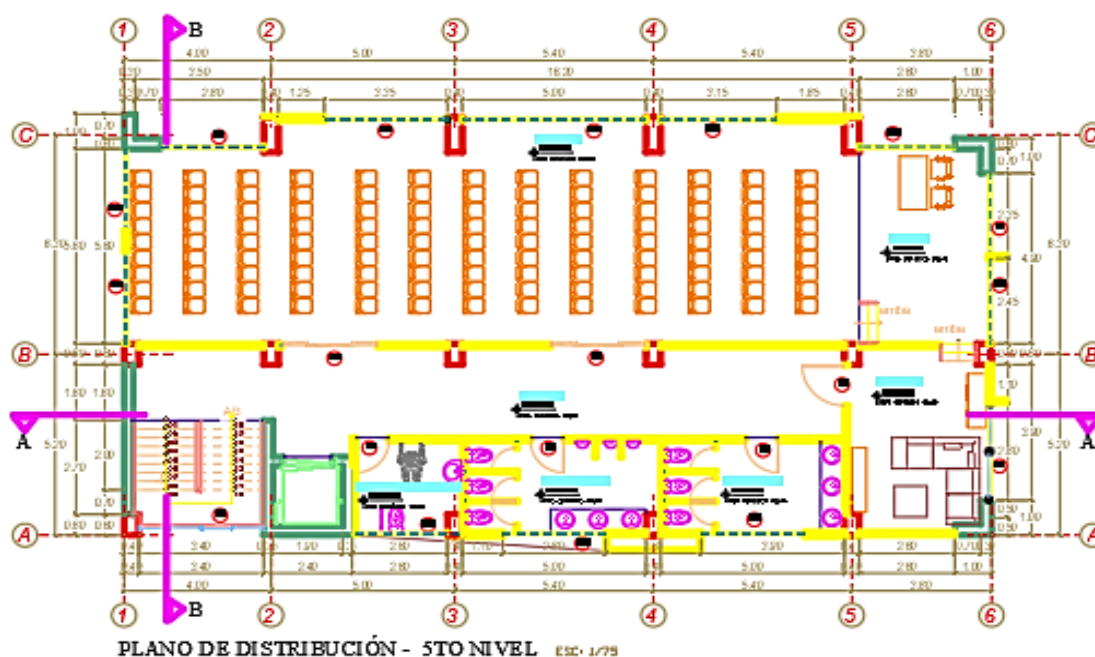


Figura 5-7: Distribución arquitectónica en el quinto nivel. Fuente: Elaboración propia.

En el último nivel se considera una sala de conferencias amplia el cual incluye zona de vestuario y estrado.

Toda la distribución interna de esta edificación ha sido aprobada y monitoreada por la entidad beneficiada, en este caso los Servicios Especiales de la Policía Nacional del Perú - Sede Ica.

ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN

SISTEMA ESTRUCTURAL Y CARACTERÍSTICAS

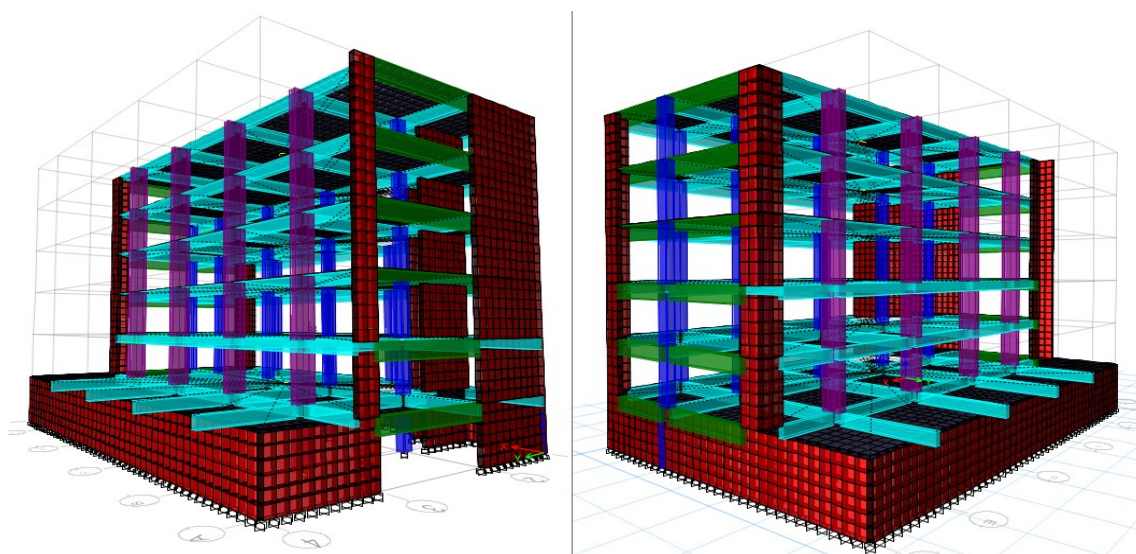


Figura 5-8: Vistas laterales de la edificación analizada. Fuente: Elaboración propia.

Del Anexo N°09: Análisis de la edificación, se tiene que en base a la arquitectura presentada se trata de un sistema estructural de muros ($e=20\text{cm}$), debido a que la más del 80% de la cortante en la base es absorbido por los muros en la base (semisótano), además por las grandes luces se consideró emplear losas macizas de una dirección, placas tipo “L” en las esquinas para rigidizar a la estructura.

PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS

DIMENSIONAMIENTO POR CARGAS GRAVITACIONALES

Del predimensionamiento de losa maciza en una dirección se considerará una losa maciza de una dirección de espesor 20cm.

Del predimensionamiento de vigas y teniendo en cuenta la condición más desfavorable en cada dirección, se concluye:

Vigas en el sentido X-X: 25cm x 60cm

Vigas en el sentido Y-Y: 25cm x 60cm

Del predimensionado de columnas y a fin de cumplir con el área mínima y considerando columnas rectangulares para mejorar la rigidez del edificio se concluye:

C-1: Columnas céntricas, 40cm x 60cm con área de 2400cm^2 , Lado mayor en la dirección Y-Y

C-2: Columnas excéntricas, 40cm x 70cm con área de 2800cm^2 , Lado mayor en la dirección Y-Y

C-3: Se consideró placas de 20cm x 1m con área 2000cm^2 en ambos sentidos para mejorar la rigidez del edificio.

CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS SISMORESISTENTE

En este caso por ser las cargas vivas espontaneas en los últimos niveles debido a que es un edificio privado se considera de la siguiente manera:

Peso de la losa maciza	500 Kg/m ²
Peso del piso terminado	100 Kg/m ²
Peso de la tabiquería	100 Kg/m ²
Peso muerto otros	50 Kg/m ²
Sobre carga (Oficinas y Cuartos)	300 Kg/m ²
Sobre carga (Restaurantes)	300 Kg/m ²
Sobre carga (Auditorios)	300 Kg/m ²
Sobre carga (Azotea)	100 Kg/m ²

PARÁMETROS EMPLEADOS PARA EL ANÁLISIS SISMORRESISTENTE

A continuación, se muestran los parámetros sísmicos determinados de la aplicación de la norma peruana de diseño sísmico.

Z 0.45 Factor de zona: Zona 4

S 1.05 Factor de suelo: Suelos Intermedio S2

Tp 0.60 Periodo corto

Tl 2.00 Periodo largo

U 1.50 Factor de uso: Categoría A1

Ro 6.00 Factor de reducción básico: Sistemas de Muros

REGISTROS DE ACELERACIÓN SÍSMICA USADOS

Se emplearon registros acelerográficos de los sismos de mayor intensidad en el Perú los cuales se muestran a continuación.

Registro sísmico de octubre de 1974 con Mw=8.0 en la Ciudad de Lima

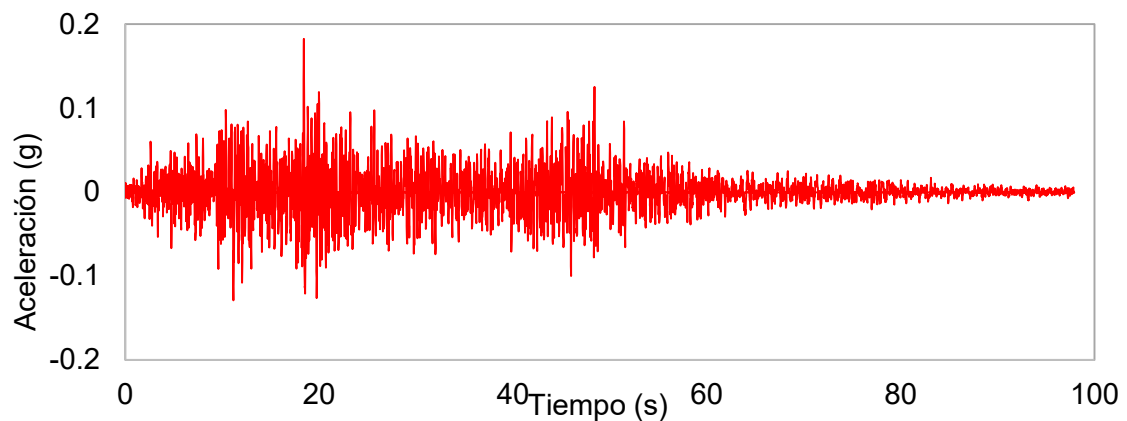


Figura 5-9: Registro de aceleración del sismo de 1974, componente EW. Fuente: CISMID.

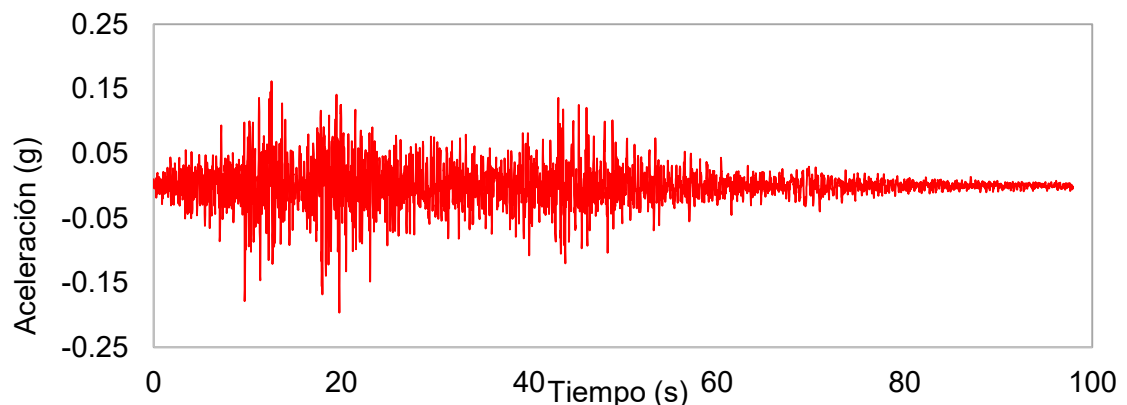


Figura 5-10: Registro de aceleración del sismo de 1974, componente NS. Fuente: CISMID.

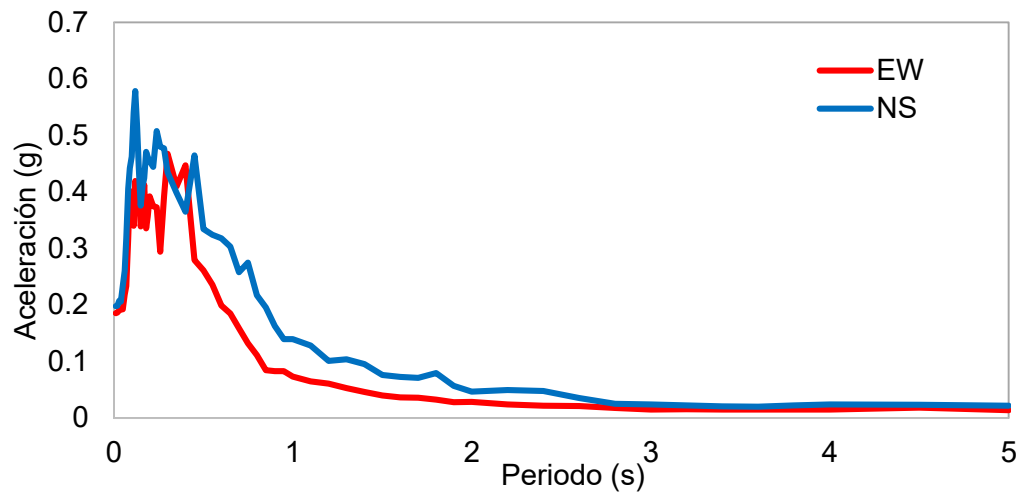


Figura 5-11: Espectro de aceleraciones del sismo de 1974, componentes EW y NS.

Fuente: Elaboración propia.

Registro sísmico de Ático-Arequipa 2001 con $M_w=8.5$

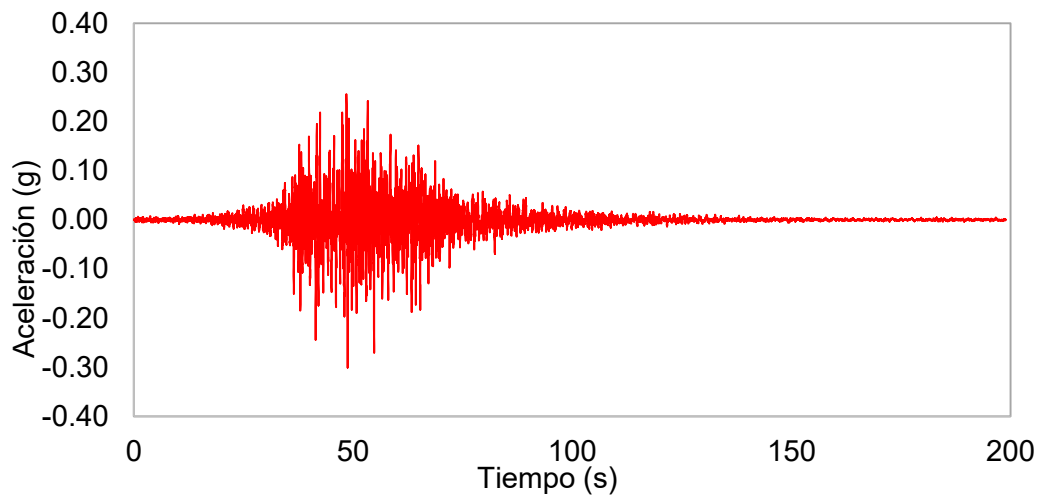


Figura 5-12: Registro de aceleración del sismo de Arequipa, componente EW. Fuente:

CISMID.

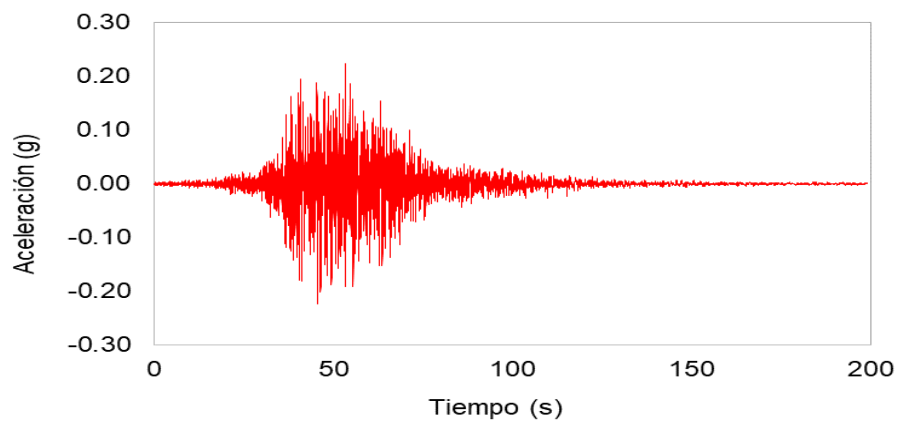


Figura 5-13: Registro de aceleración del sismo de Arequipa, componente NS. Fuente:

CISMID.

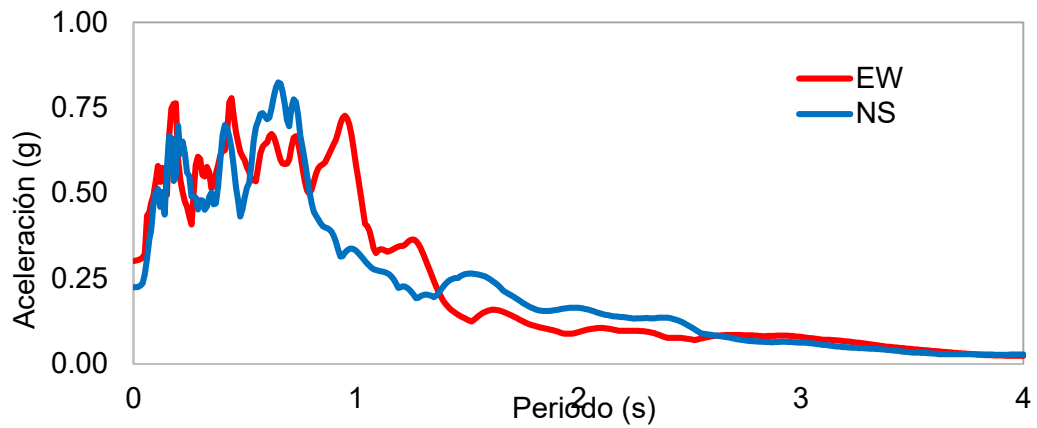


Figura 5-14: Espectro de aceleraciones del sismo de Arequipa, componentes EW y NS.

Fuente: Elaboración propia.

Registro sísmico de Ica del 2007 con $M_w=7.5$

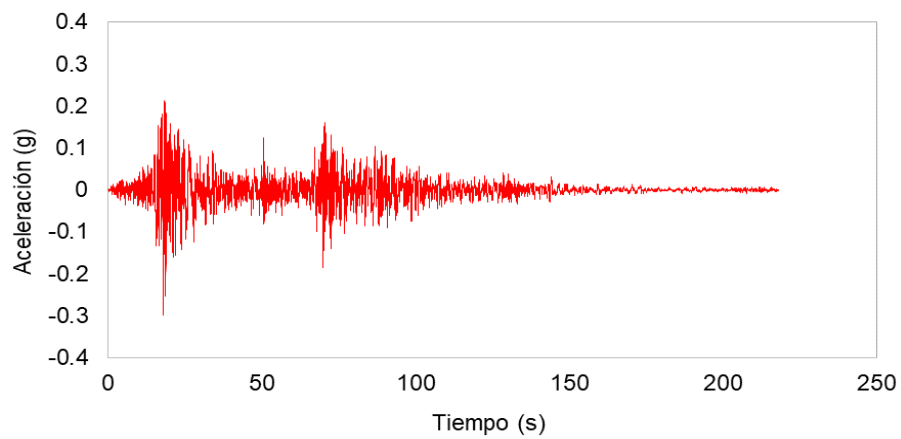


Figura 5-15 Registro de aceleración del sismo de ICA del 2007, componente

EW.Fuente: CISMID.

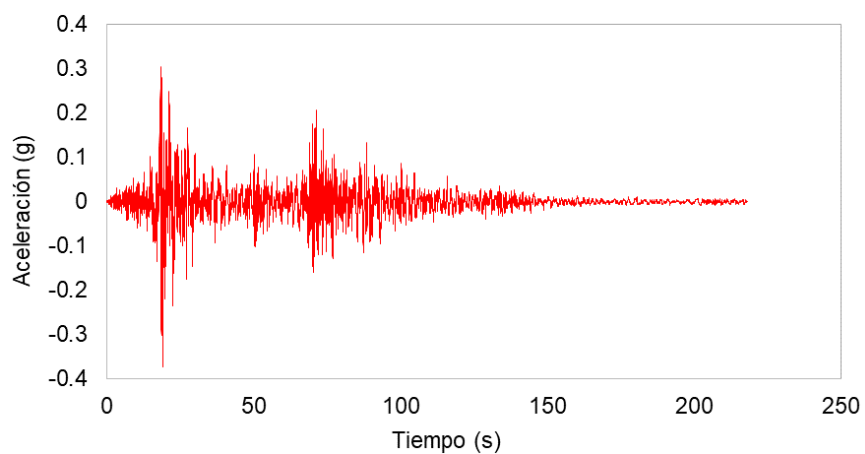


Figura 5-16: Registro de aceleración del sismo de ICA del 2007, componente NS.

Fuente: CISMID.

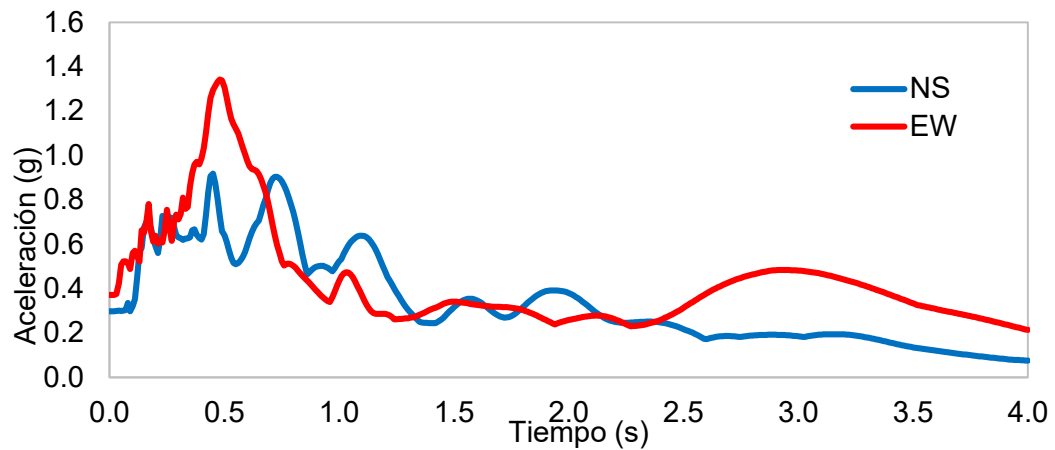


Figura 5-17: Espectros de aceleración de las componentes NS, EW, del sismo de Ica del 2007. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SIN DISIPADORES SÍSMICOS

RESULTADOS DE ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL

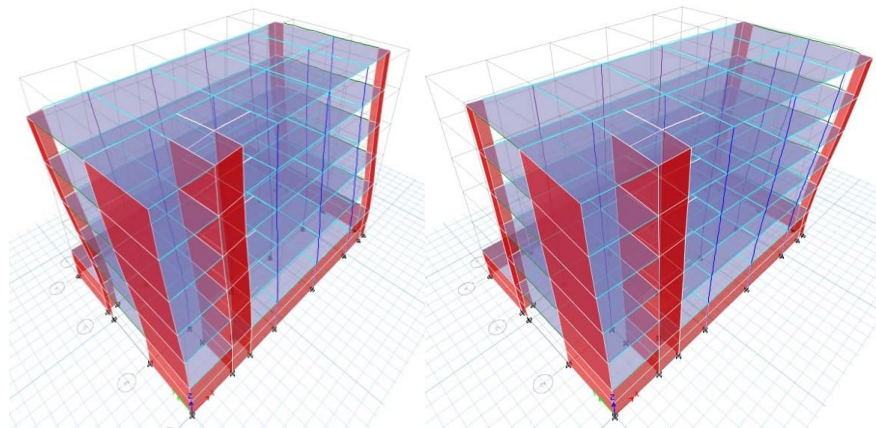


Figura 5-18: Primera ($T_1=0.492$ s) y segunda ($T_2=0.435$ s) formas de modo de la estructura. Fuente: elaboración propia.

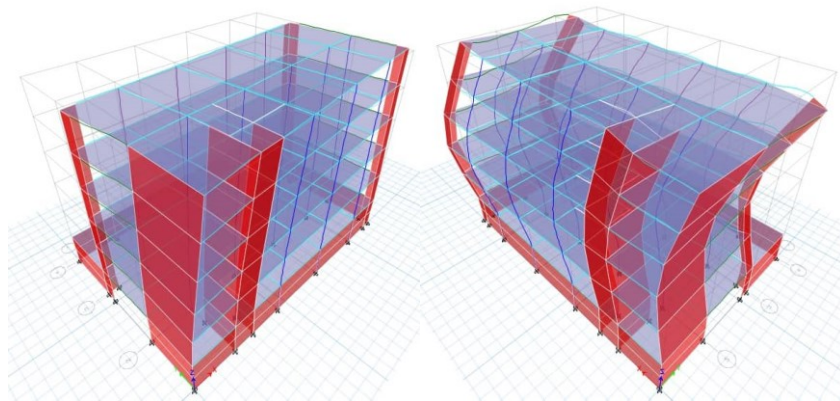


Figura 5-19: Tercera ($T_3=0.230$ s) y cuarta ($T_4=0.138$ s) formas de modo de la estructura. Fuente: elaboración propia.

De los resultados en el Anexo N°09, se observa el primer modo de vibración fundamental es de forma traslacional en la dirección X lo que indica la zona a reforzar y emplear los disipadores de fluido viscoso, así mismo se verifica que se trata de una estructura regular al no presentar torsión en su primer modo de vibración.

Los máximos desplazamientos se muestran a continuación, así como las distorsiones de entrepisos las cuales están por debajo del 0.007 para estructuras de concreto armado mencionados en el RNE.

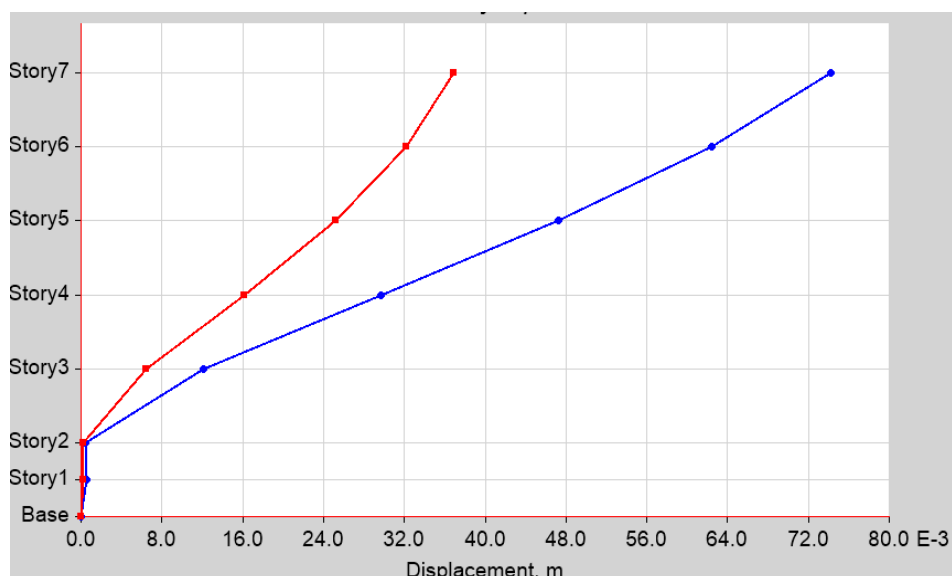


Figura 5-20: Máximos desplazamientos laterales debidos al sismo en X. Fuente: elaboración propia.

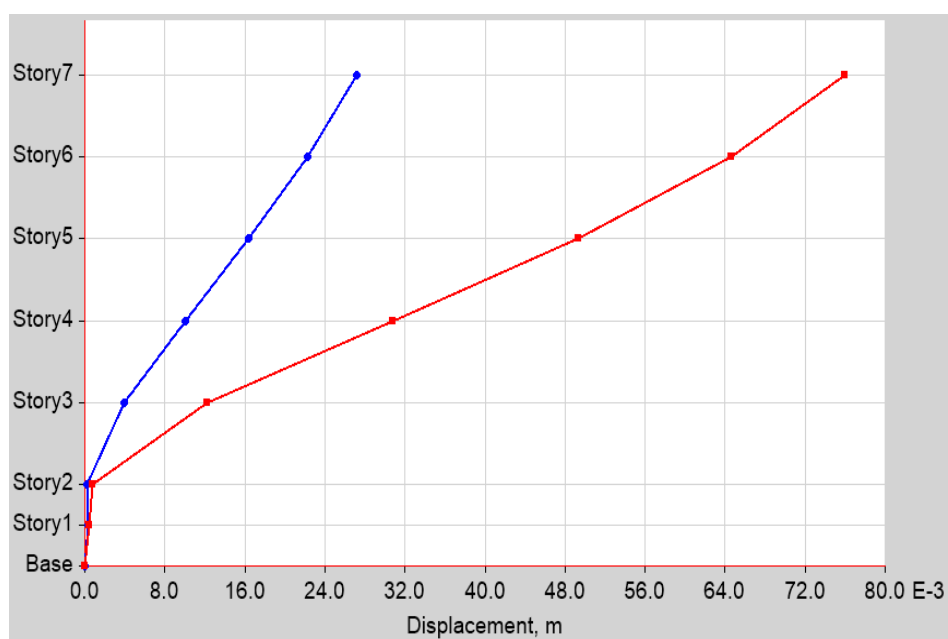


Figura 5-21: Máximos desplazamientos laterales debidos al sismo en Y. Fuente: elaboración propia.

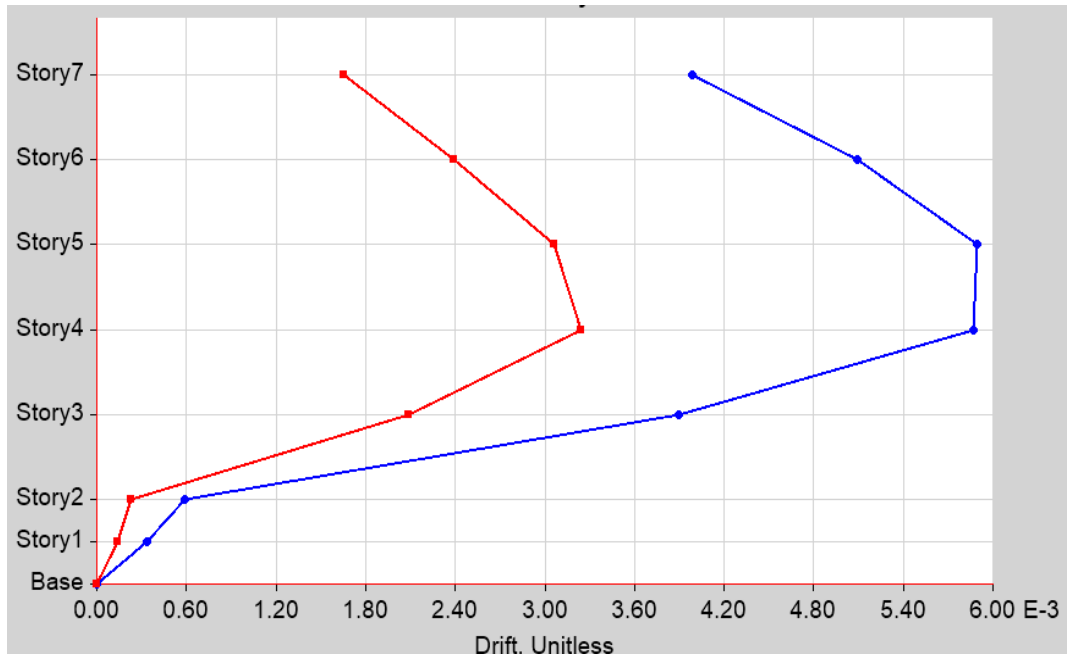


Figura 5-22: Máximas distorsiones laterales debidos al sismo en X. Fuente: Elaboración propia.

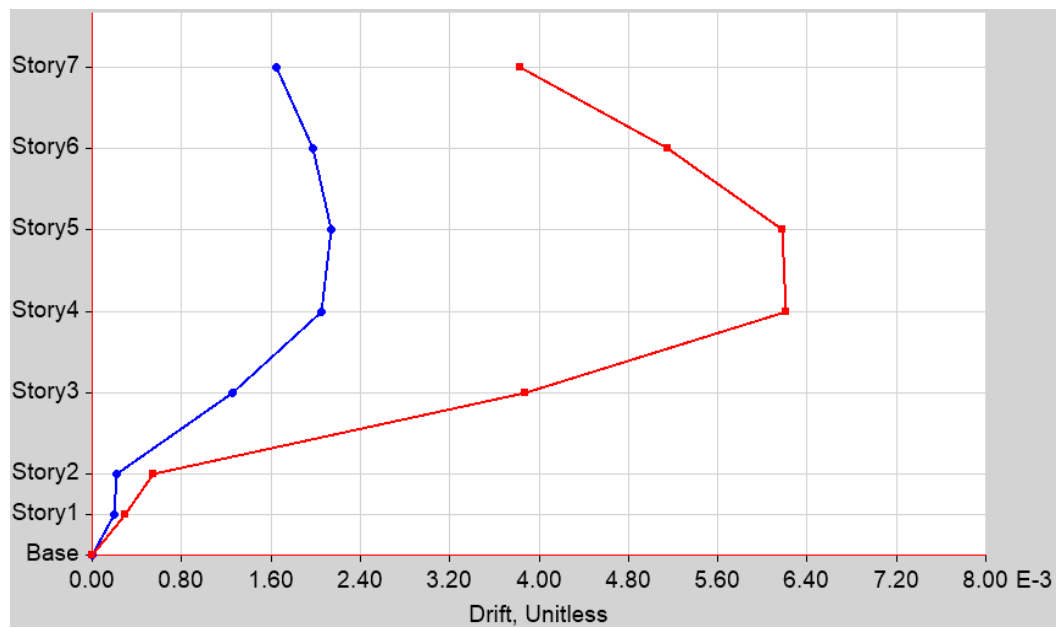


Figura 5-23: Máximas distorsiones laterales debidos al sismo en Y. Fuente: elaboración propia.

De las figuras sobre los máximos desplazamientos se observa que tanto en la dirección X como en Y están dentro del límite permisible sin superar el 0.007.

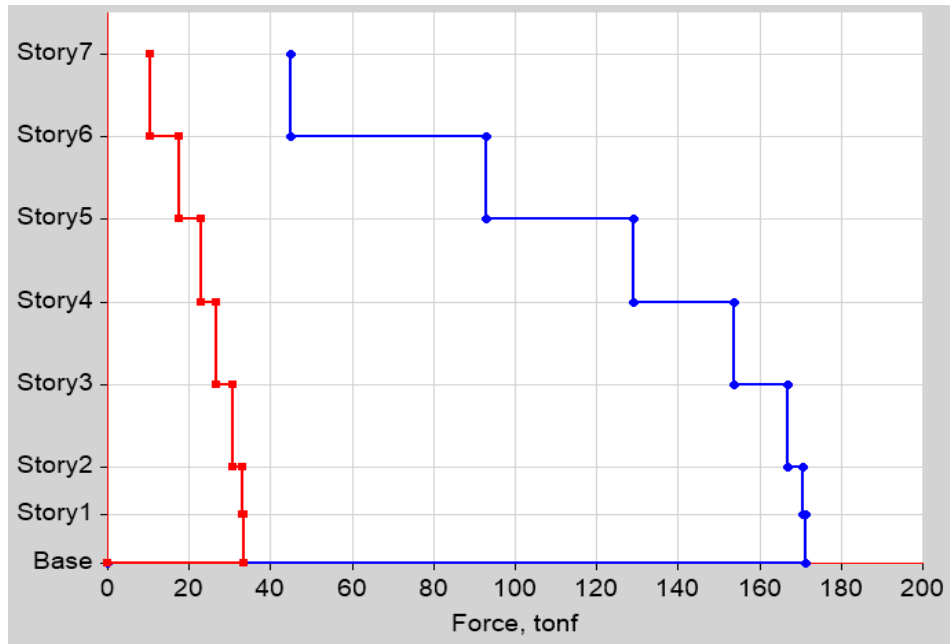


Figura 5-24: Fuerzas cortantes máximas debidos al sismo en X. Fuente: Elaboración propia.

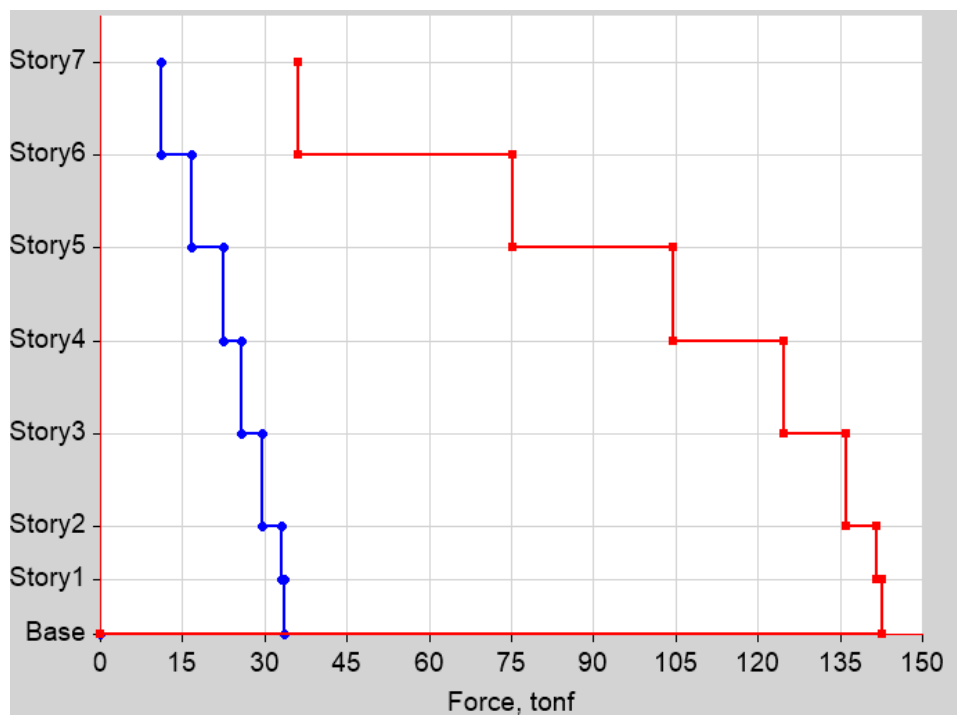


Figura 5-25: Fuerzas cortantes máximas debidos al sismo en Y. Fuente: elaboración propia.

De los resultados del espectro se observa que el cortante basal total es mayor a la cortante basal del modelo pseudo estático, pues supera al 80% del modelo Pseudo estático, así como indica el RNE para estructuras regulares, siendo no necesario aplicar el factor de escala.

RESULTADOS DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

Para emplear el análisis tiempo historia se usaron los registros acelerográficos de 3 sismos reales, su aplicación en el software se muestra a continuación.

Estos sismos al momento de ocurrir fueron en lugares con características distintas a la zona del proyecto por tal motivo se debe realizar un escalamiento de acuerdo al espectro de aceleraciones antes mencionado.

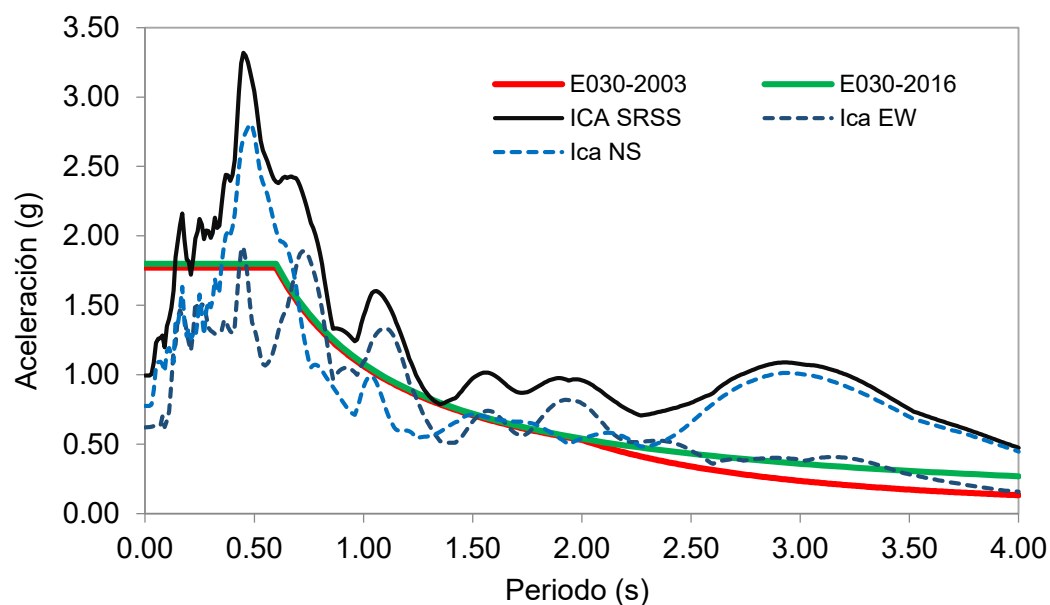


Figura 5-26: Escalamiento de los registros acelerográficos del sismo de Pisco 2007, mediante el método SRSS. Fuente: Elaboración propia.

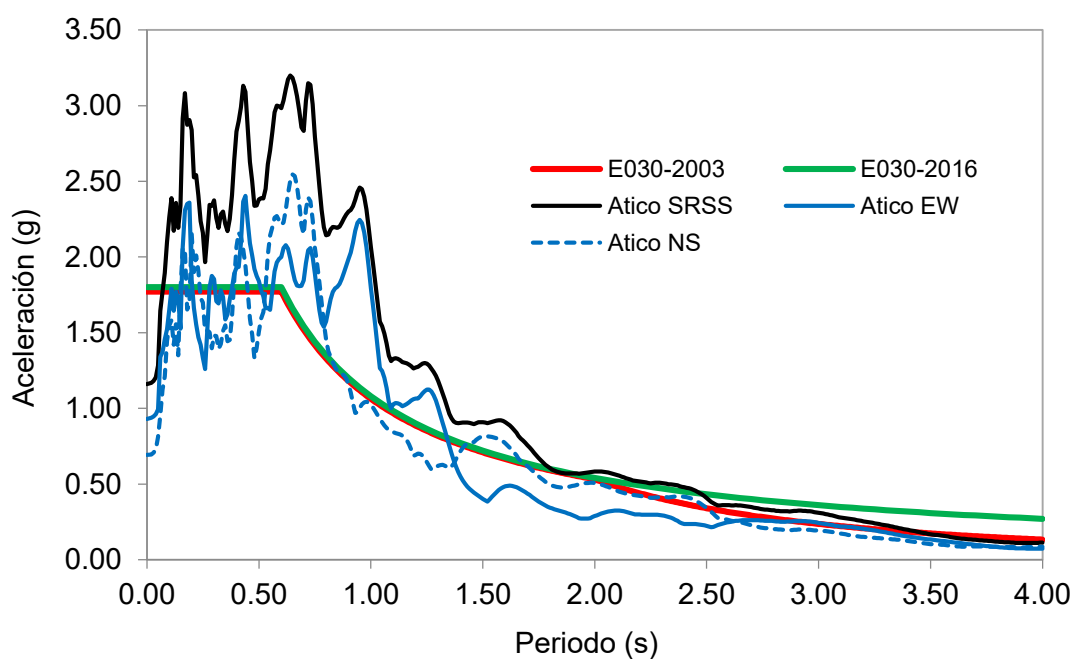


Figura 5-27: Escalamiento de los registros acelerográficos del sismo de Atico 2001, mediante el método SRSS. Fuente: Elaboración propia.

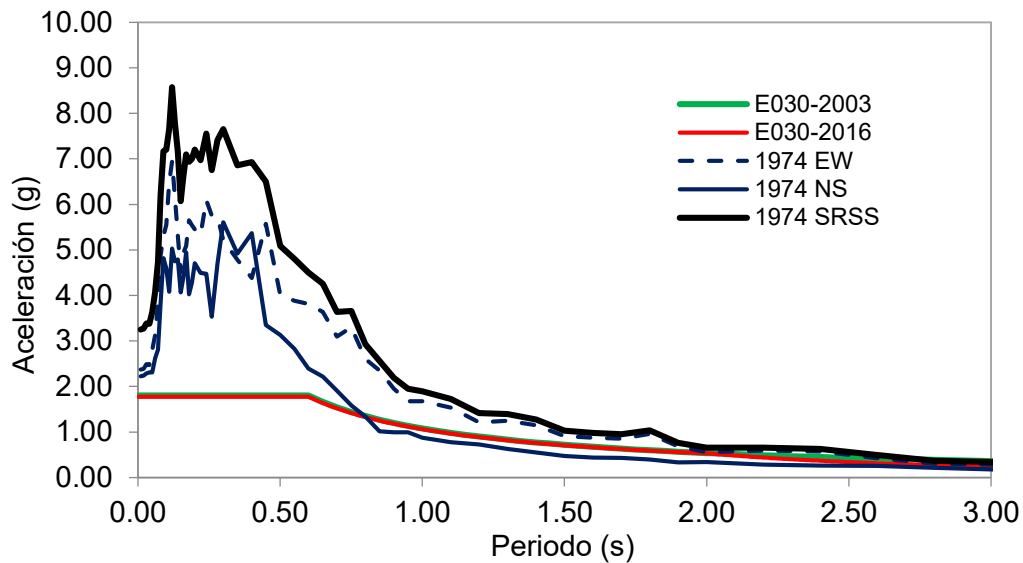


Figura 5-28: Escalamiento de los registros acelerográficos del sismo de Lima de 1974, mediante el método SRSS. Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente se generan funciones para el análisis tiempo historia, en este caso 3 como mínimo cumpliendo la normativa del RNE de la siguiente manera en el Software Etabs. (Ver Anexo N° 10: Análisis tiempo historia), luego del análisis tiempo – historia y considerando a la estructura sin disipadores se obtuvieron los siguientes resultados y posteriormente se crean los casos de carga para cada sismo, en este caso se considera el eje X para su aplicación y análisis debido al primer periodo fundamental de vibración.

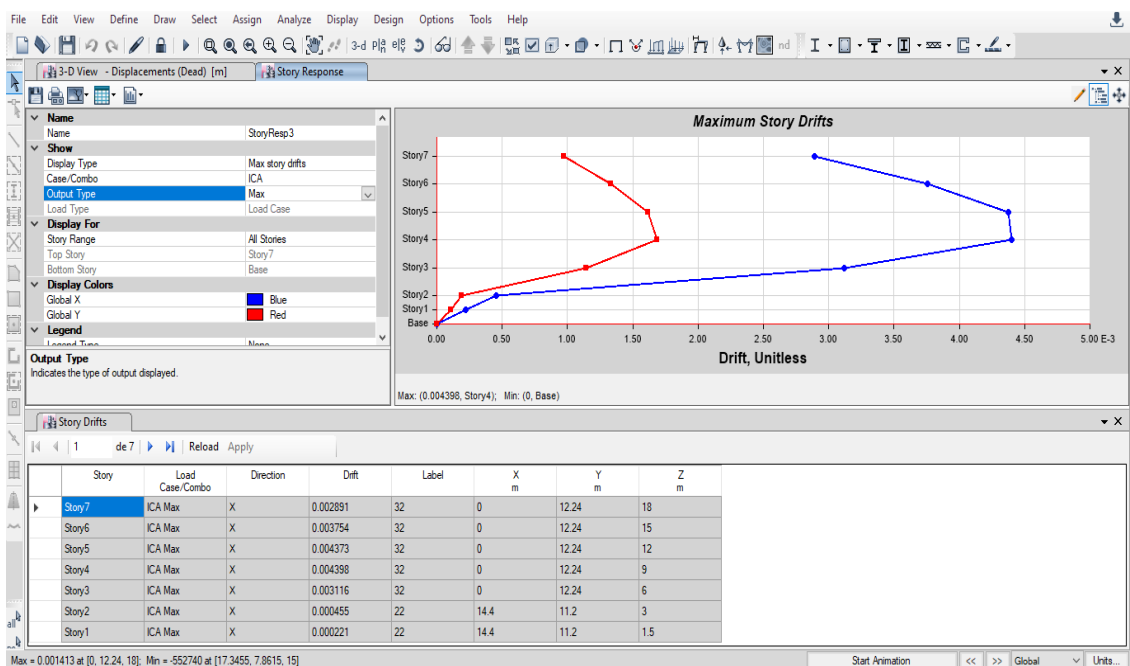


Figura 5-29: Resultados de análisis tiempo historia del sismo en Ica 2007. Fuente: Elaboración propia.

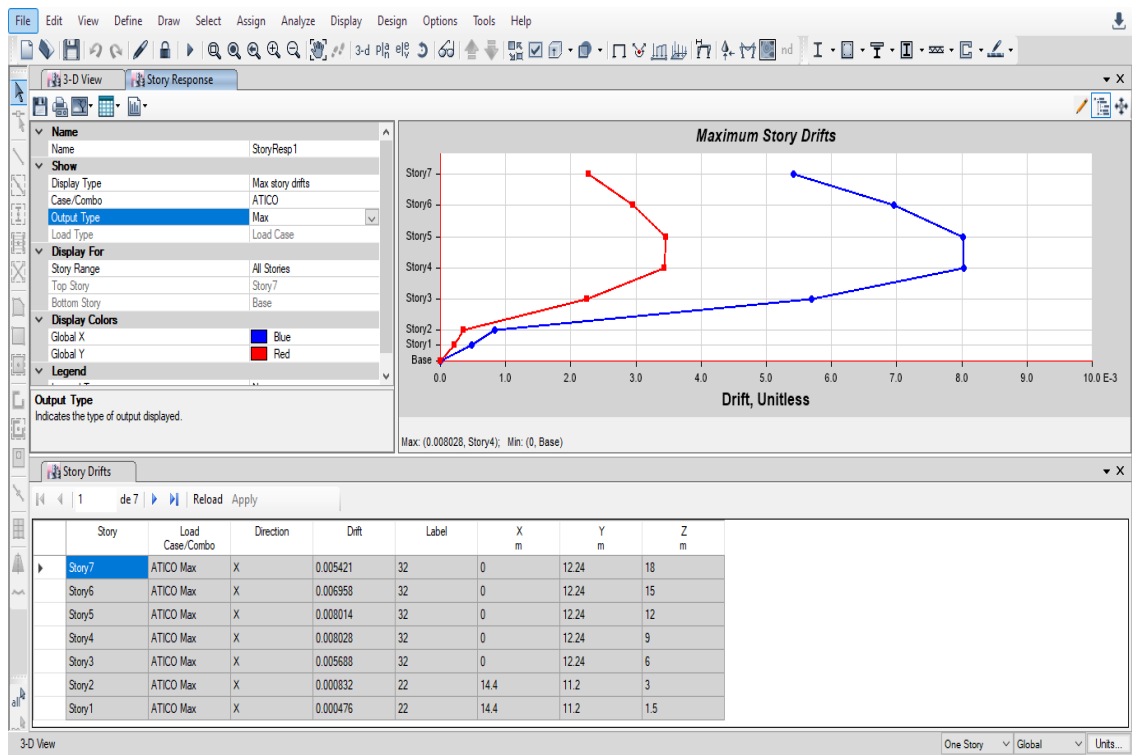


Figura 5-30: Resultados de análisis tiempo historia del sismo en Arequipa 2001. Fuente: Elaboración propia.

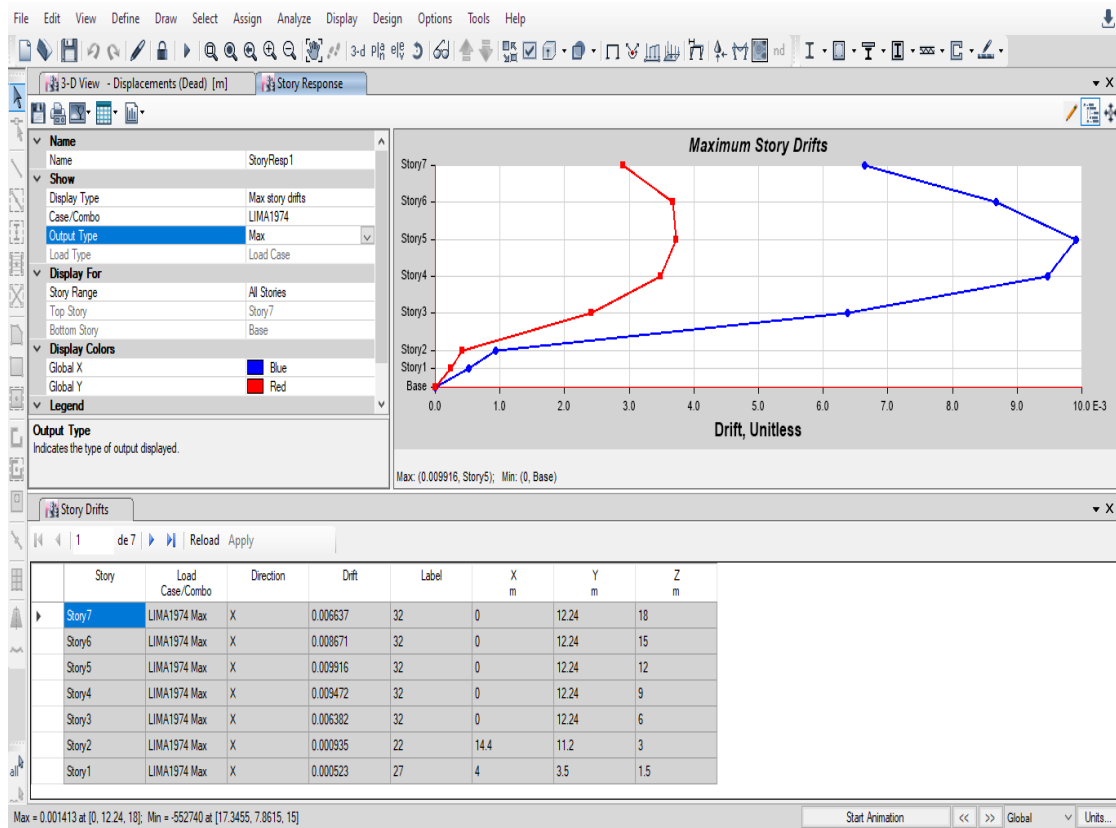


Figura 5-31: Resultados de análisis tiempo historia del sismo en Lima 1974. Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente estos datos se muestran en la siguiente tabla para la dirección en análisis.

Tabla 5-4: Desplazamientos relativos de acuerdo al análisis tiempo-historia. Fuente:

Elaboración propia.

	Registro de aceleraciones analizado		
	ICA	LIMA	ÁTICO
Story7	0.0029	0.0066	0.0054
Story6	0.0038	0.0087	0.0070
Story5	0.0044	0.0099	0.0080
Story4	0.0044	0.0095	0.0080
Story3	0.0031	0.0064	0.0057
Story2	0.0005	0.0009	0.0008
Story1	0.0002	0.0005	0.0005

ANÁLISIS CON DISIPADORES SÍSMICOS

DEL PROCEDIMIENTO DE IMPLEMENTACIÓN DE AMORTIGUADORES LINEALES DE FLUIDO VISCOSO

De los análisis realizados se ha podido observar que la estructura analizada ha tenido distorsiones alternas de 6/1000 y 6.5/1000 en direcciones x e y, respectivamente.

En este punto se debe aclarar que, aunque los máximos niveles de distorsión de la estructura analizada están dentro de los límites de distorsiones máximas permitidas, se requiere asegurar el comportamiento sísmico de la estructura ante la eventualidad de un evento sísmico de gran magnitud (Ver Anexo N°11: Procedimiento de implementación de amortiguadores lineales de fluido viscoso)

DE LA DERIVA OBJETIVO

En el caso analizado se ha decidido que los máximos niveles de distorsión sean de 5/1000 que está en función a la Tabla 4 1: Relación existente entre las derivas de entrepiso y el desempeño sísmico, el cual lo define como estructura sin daños o en estado de servicio, tanto en la dirección x como en la dirección y. Esto nos lleva al cálculo del factor “B”, conocido como factor de reducción.

$$B = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{obj}}; \quad B = \frac{0.007}{0.005} = 1.4$$

DETERMINACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Una vez calculado el factor de reducción, es posible la estimación del amortiguamiento requerido para alcanzar el nivel de desempeño deseado, el cual es presentado en el anexo N° 11.

$$\xi_{ef} = 15.8\%$$

Es importante entender que este valor de amortiguamiento incluye el amortiguamiento intrínseco de la estructura el que, para fines prácticos, se asumió con un valor del 5%, por lo que el amortiguamiento adicional debería ser de 11.8%, aproximadamente.

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO

En el caso específico estudiado, se recomienda que el amortiguamiento aportado por los dispositivos sea de por lo menos el 20%, incluso en los casos en los que el amortiguamiento requerido sea menor. Esto, como se ha mencionado en el Anexo N°11: Procedimiento de implementación de amortiguadores lineales de fluido viscoso, ya que numerosas pruebas elaboradas por los fabricantes han mostrado que valores de amortiguamiento inferiores a tal cantidad tienen un efecto muy poco significativo en la respuesta sísmica de la estructura. Es decir, se puede escribir lo siguiente:

$$\beta_{Hx} = 20\%; \quad \beta_{Hy} = 20\%$$

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DEL BRAZO DEL AMORTIGUADOR

Del cálculo de la rigidez del brazo mostrado en el Anexo N°11: Procedimiento de implementación de amortiguadores lineales de fluido viscoso, se obtiene un valor de 8178 tonf/m para un tubo rectangular de 10 cm de lado y 1/4" de espesor.

ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DE LA EDIFICACIÓN CON AMORTIGUADORES

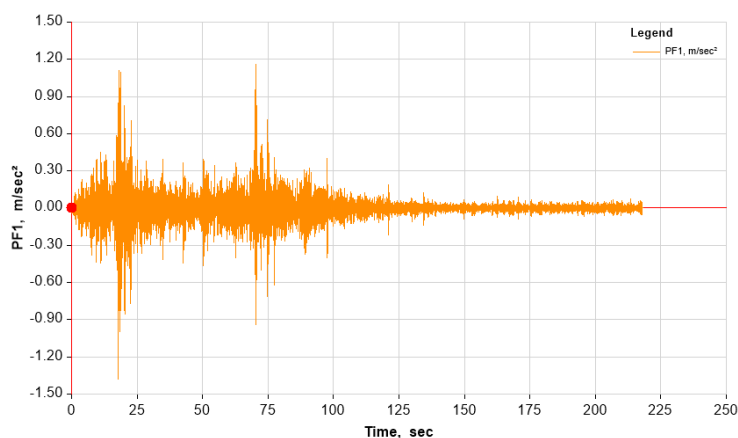


Figura 5-32: Historia de aceleraciones de la azotea.

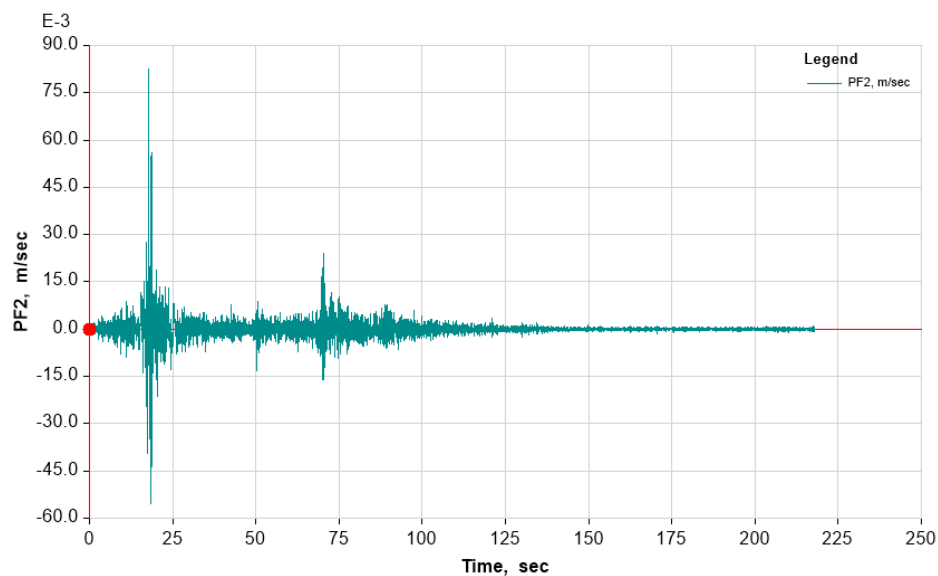


Figura 5-33: Historia de velocidades de la azotea.

Los resultados del análisis tiempo historia, como funciones del tiempo, se muestran en las figuras anteriores, únicamente para el caso de las aceleraciones y velocidades de techo de la estructura analizada.

CÁLCULO DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO ENERGÍA DEL SISTEMA

Tabla 5-5: Máximos desplazamientos laterales obtenidos en la estructura por el sismo en X. Fuente: Elaboración propia.

Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m	m	m
Story7	18	0.08	0.023
Story6	15	0.068	0.02
Story5	12	0.052	0.016
Story4	9	0.033	0.01
Story3	6	0.015	0.004
Story2	3	0.002	0.001
Story1	1.5	0.003	0.001
Base	0	0	0

Tabla 5-6: Máximos desplazamientos laterales obtenidos en la estructura por el sismo en Y. Fuente: Elaboración propia.

Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m	m	m
Story7	18	0.024	0.082
Story6	15	0.02	0.071
Story5	12	0.015	0.055
Story4	9	0.01	0.036
Story3	6	0.005	0.016
Story2	3	0.001	0.002
Story1	1.5	0.002	0.001
Base	0	0	0

Despejando el Coeficiente de amortiguamiento efectivo se tiene:

$$\begin{aligned}
 \beta H &:= 0.20 \\
 \beta_{visc} &:= 0.15 \\
 \Sigma 1 &:= 8.5137 \\
 \Sigma 2 &:= 0.0966 \\
 T &:= 0.49 \\
 C_o &:= \frac{\beta_{visc}}{\left(\frac{T \cdot \Sigma 2}{4 \cdot \pi \cdot \Sigma 1} \right)} = 339.036
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Número de disipadores por piso:} \quad n &:= 2 \\
 C &:= \frac{C_o}{n} = 169.518
 \end{aligned}$$

C: 170 tonf

Del cálculo se obtiene un coeficiente de amortiguamiento efectivo de 170 tonf, considerando 2 disipadores por piso en la dirección X.

CURVA DE HISTÉRESIS

Se muestran algunas de las curvas de histéresis de los disipadores de fluido viscoso lineales.

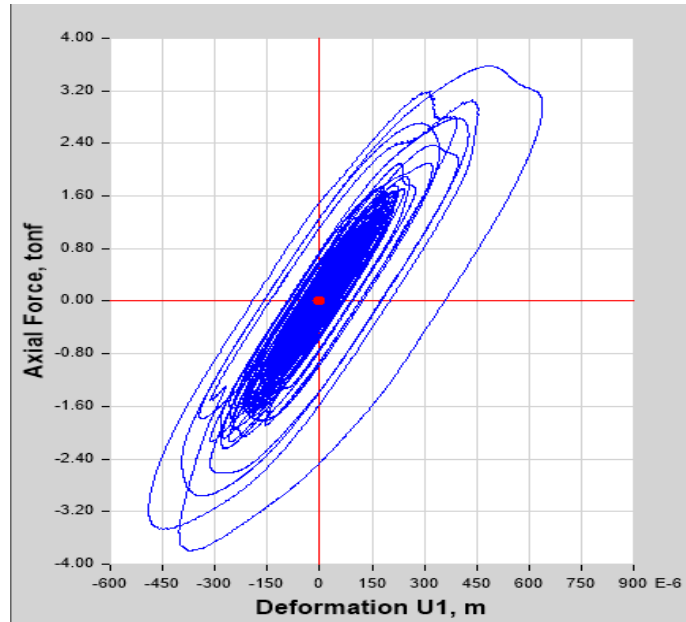


Figura 5-34: Curva de histerética del disipador de energía K1. Fuente: Elaboración propia.

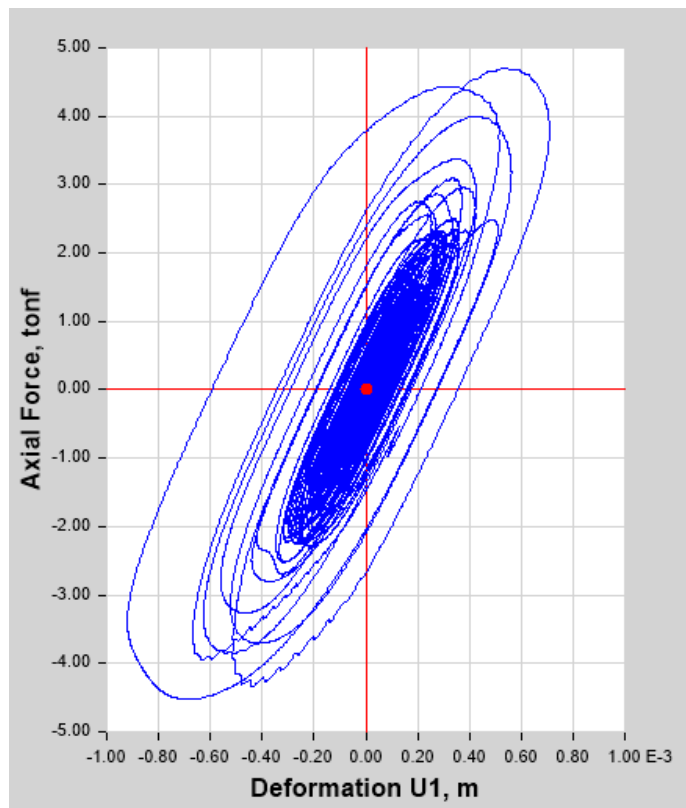


Figura 5-35: Curva de histerética del disipador de energía K2. Fuente: Elaboración propia.

DEL PROCEDIMIENTO DE IMPLEMENTACIÓN DE AMORTIGUADORES NO LINEALES DE FLUIDO VISCOSO

DETERMINACIÓN DE LA DERIVA OBJETIVO Y AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Al igual que los amortiguadores lineales, se escoge una deriva objetivo que será el mismo (11.58%) el cual es reemplazado por el 20% según lo mostrado en el Anexo N°12 procedimiento de implementación de amortiguadores no lineales de fluido viscoso.

DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

De los cálculos mostrados en el Anexo N°12 procedimiento de implementación de amortiguadores no lineales de fluido viscoso, se obtiene un coeficiente de amortiguamiento efectivo de 57 tonf para el empleo de dos disipadores por piso en la dirección X.

De los resultados en los coeficientes se observa que disipadores de fluido viscoso lineales emplean mayor coeficiente de amortiguamiento para cumplir resultados similares a los disipadores de fluido viscoso no lineales, por tal motivo se escogen estos últimos para el análisis correspondiente.

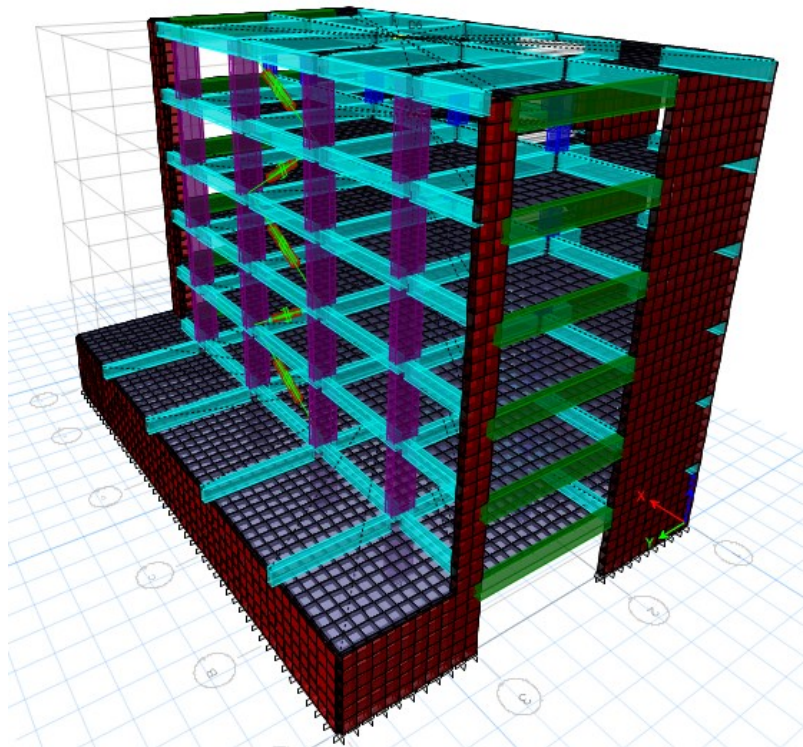


Figura 5-36: Edificación reforzada con disipadores de fluido viscoso. Fuente:

Elaboración propia.

ENERGÍA DEL SISTEMA

A continuación, se muestra la distribución de energía encontrada en el sistema del software.

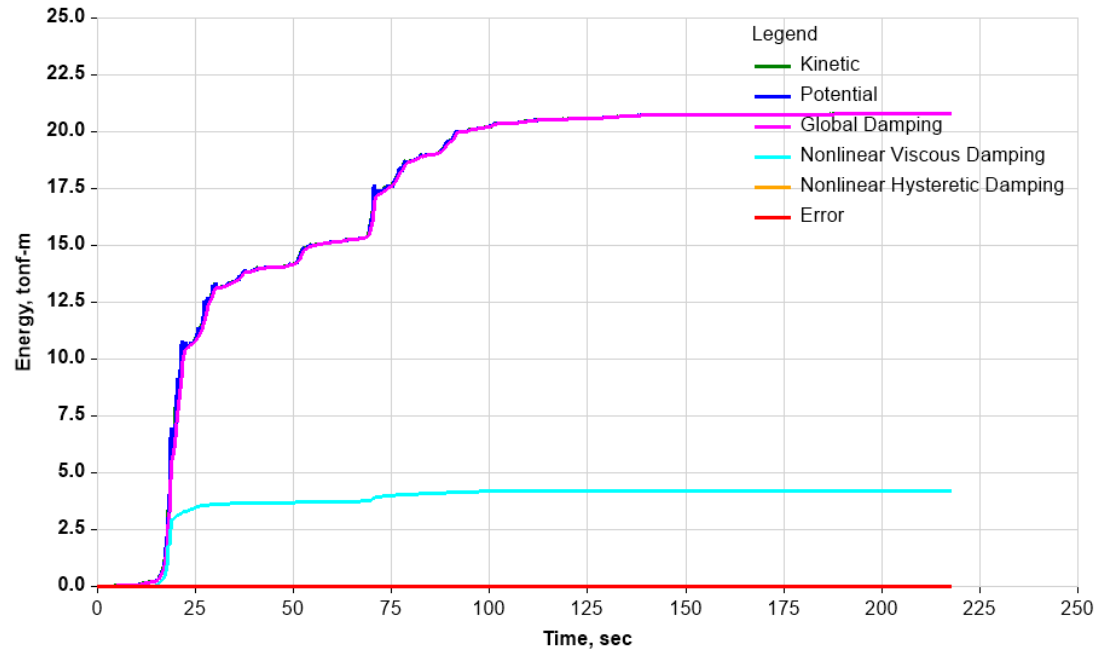


Figura 5-37: Diagrama de balance energético Fuente. Elaboración propia.

CURVA DE HISTÉRESIS

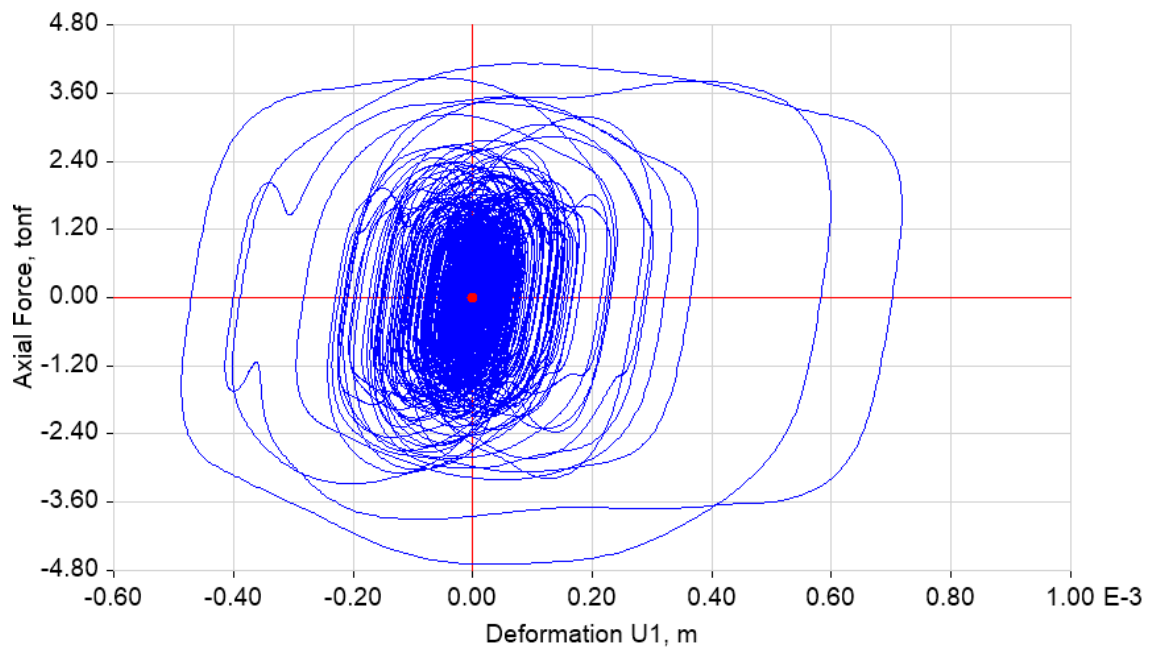


Figura 5-38: Curva de histéresis del disipador de energía K1. Fuente: Elaboración propia.

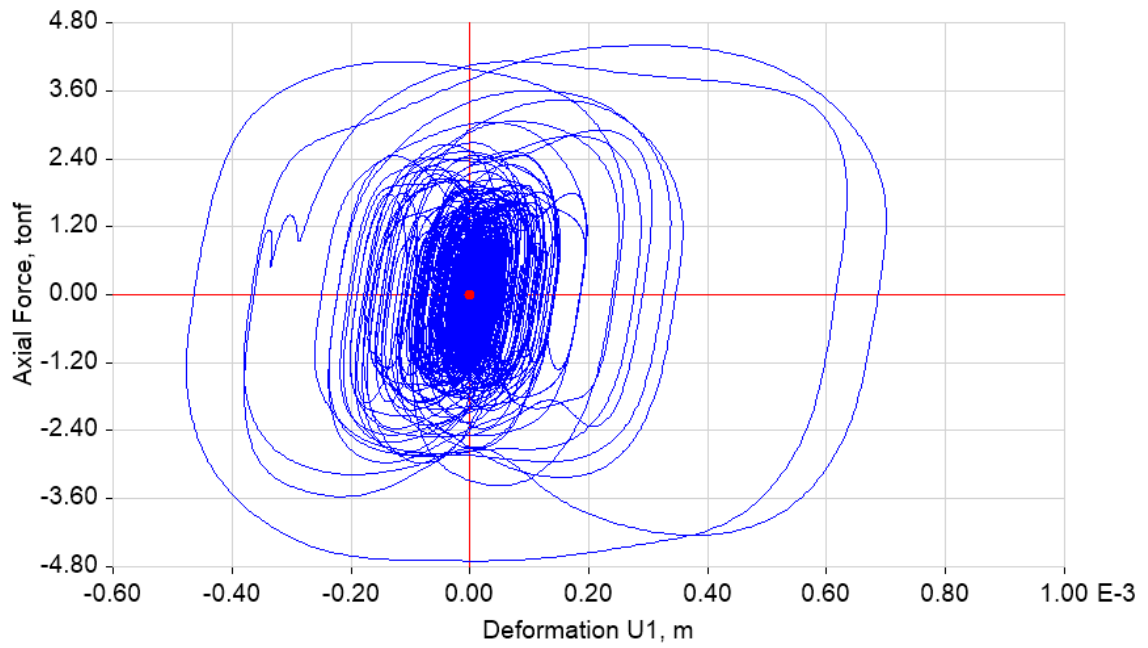


Figura 5-39: Curva de histerética del dissipador de energía K2. Fuente: Elaboración propia.

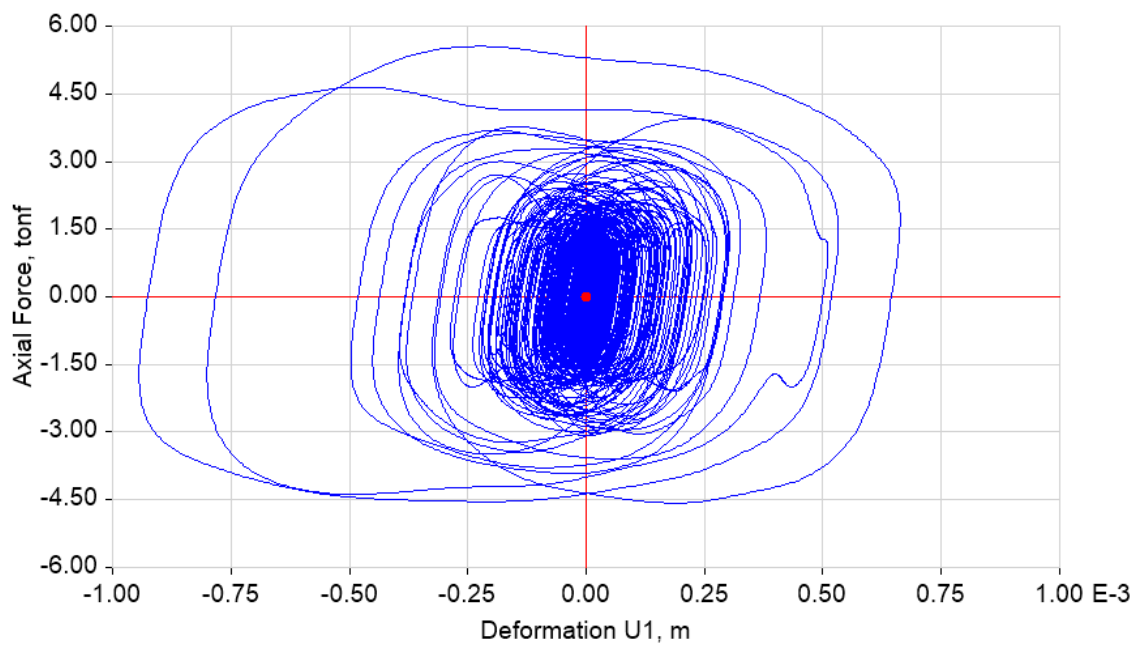


Figura 5-40: Curva de histerética del dissipador de energía K3. Fuente: Elaboración propia.

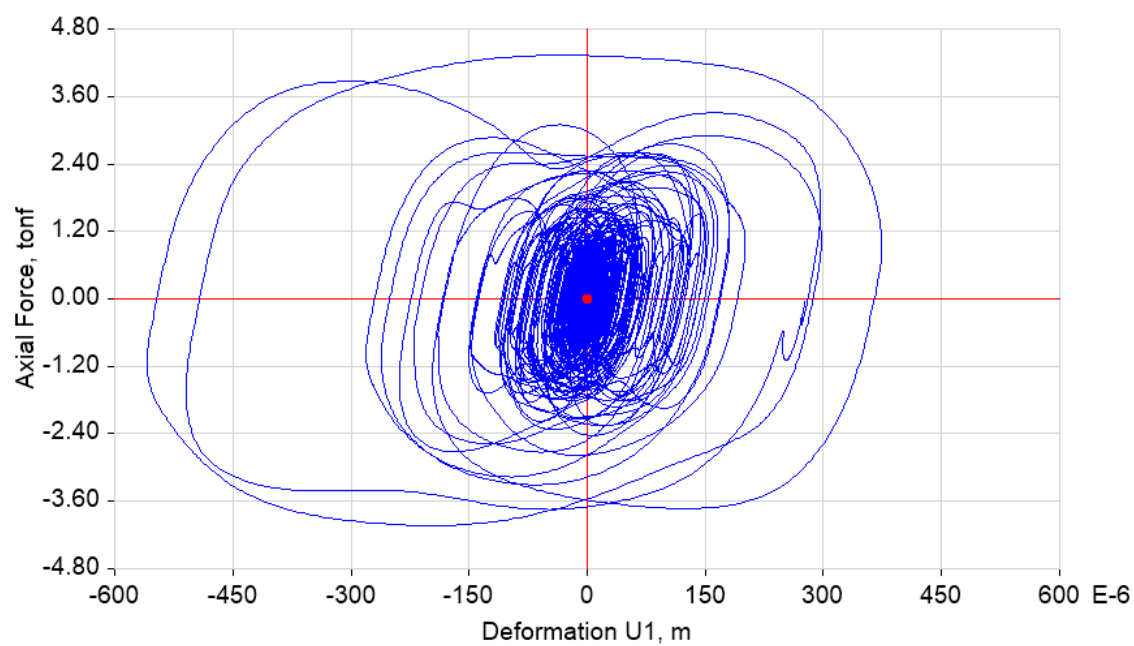


Figura 5-41: Curva de histerética del dissipador de energía K4. Fuente: Elaboración propia.

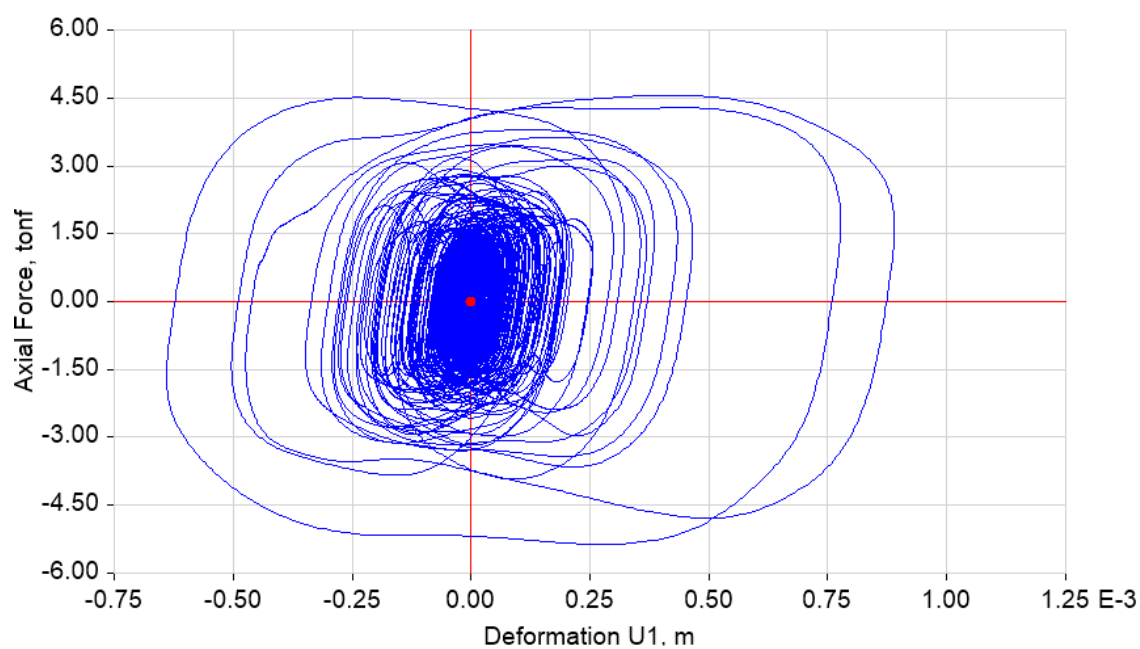


Figura 5-42: Curva de histerética del dissipador de energía K5. Fuente: Elaboración propia.

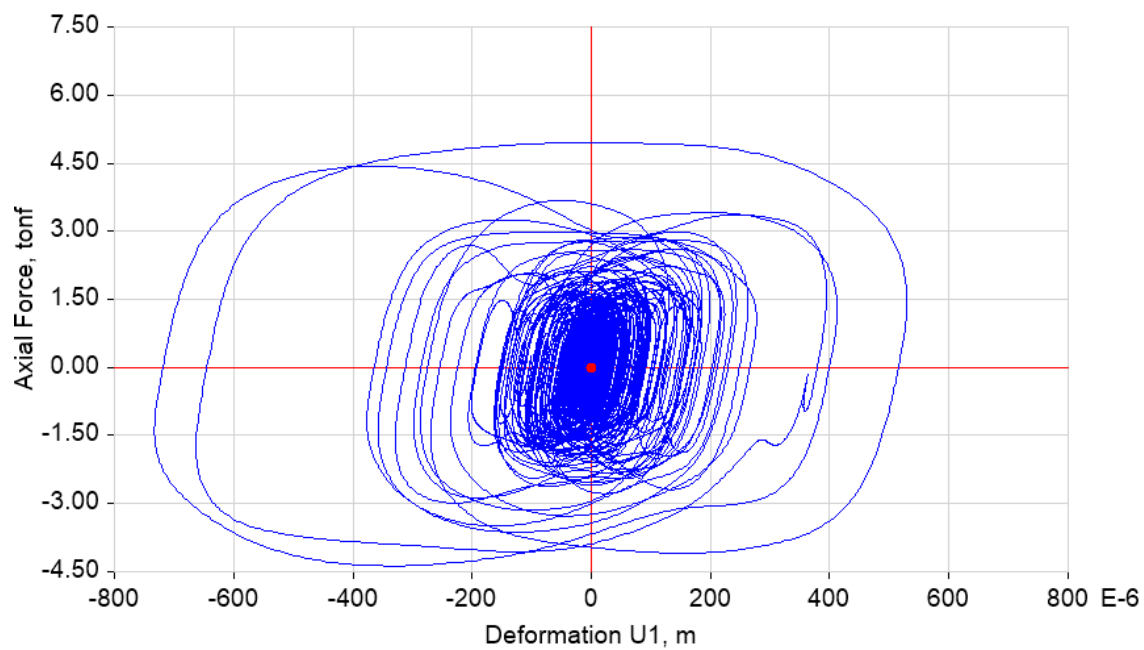


Figura 5-43: Curva de histerética del disipador de energía K6. Fuente: Elaboración propia.

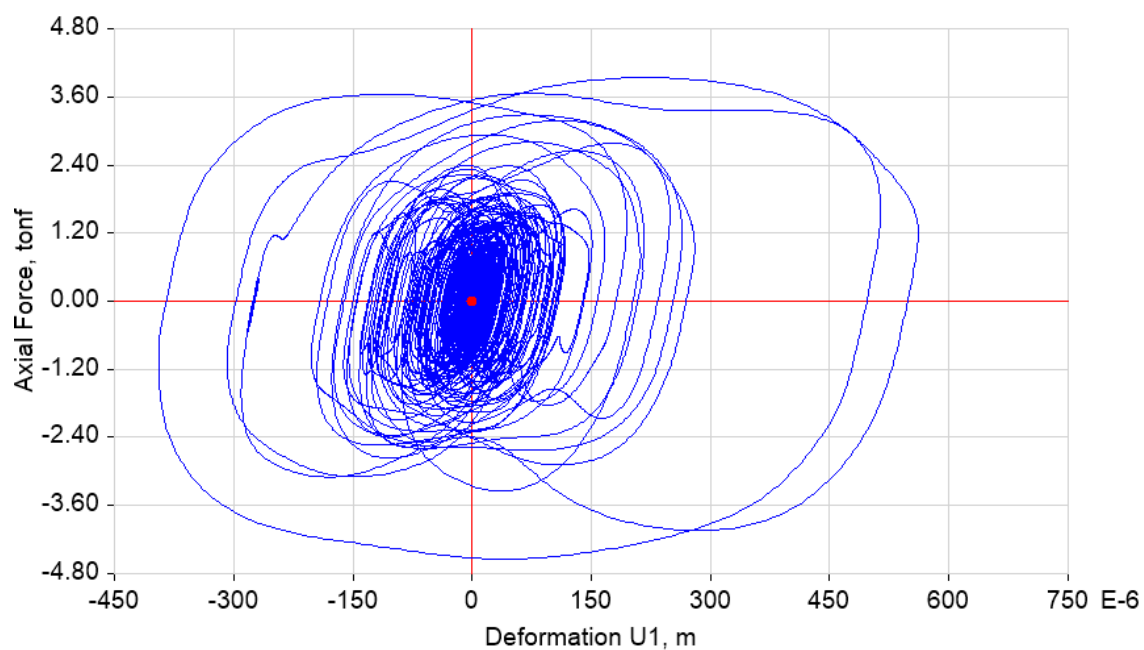


Figura 5-44: Curva de histerética del disipador de energía K7. Fuente: Elaboración propia.

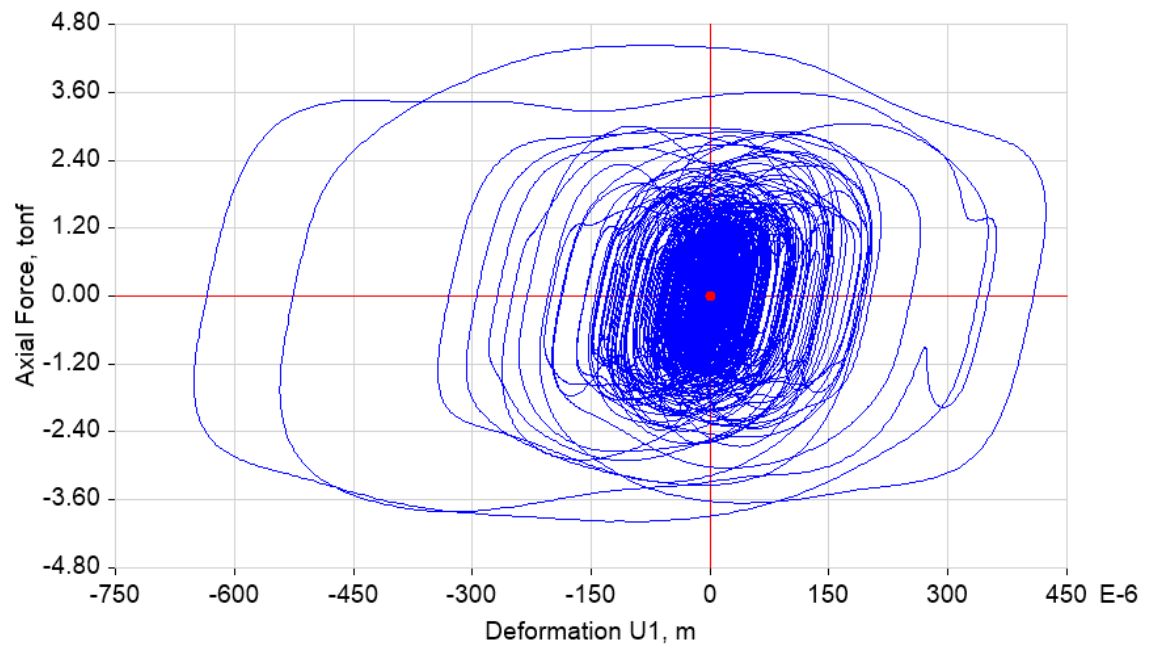


Figura 5-45: Curva de histerética del dissipador de energía K8. Fuente: Elaboración propia.

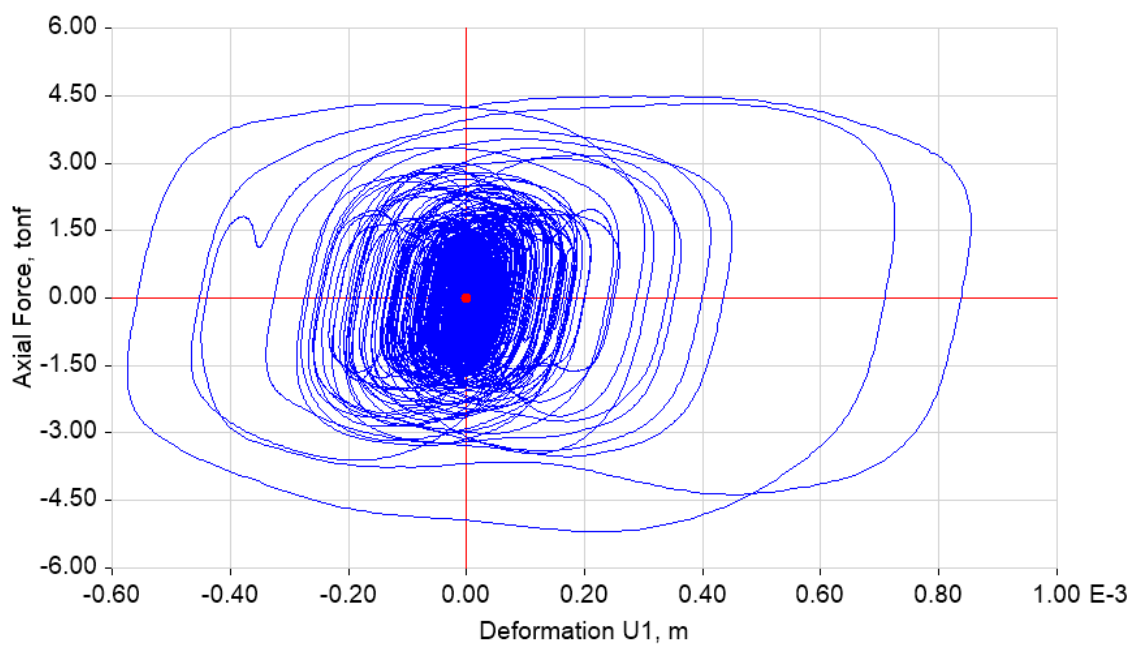


Figura 5-46: Curva de histerética del dissipador de energía K9. Fuente: Elaboración propia.

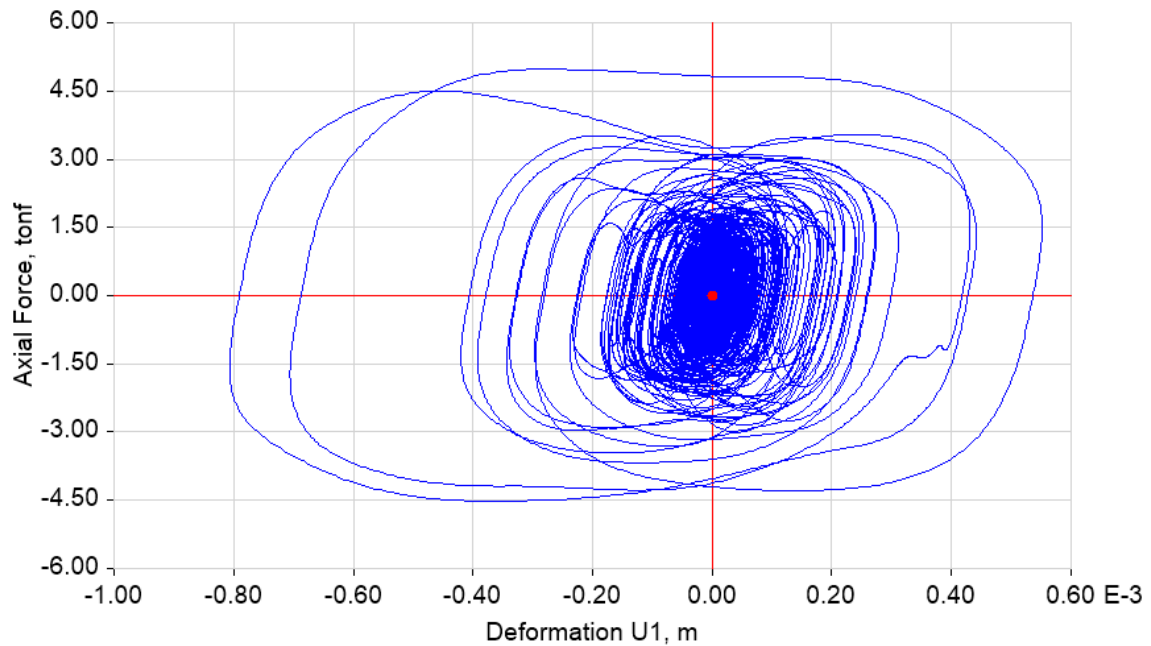


Figura 5-47: Curva de histerética del disipador de energía K10. Fuente: Elaboración propia.

De las curvas de histéresis se concluye que todas pertenecen a un disipador de fluido viscoso no lineal, y que su máxima deformación es de 8mm debido a las fuerzas axiales considerándose como aceptables dichos disipadores.

Luego del análisis tiempo historia con disipadores sísmicos se obtienen los siguientes resultados.

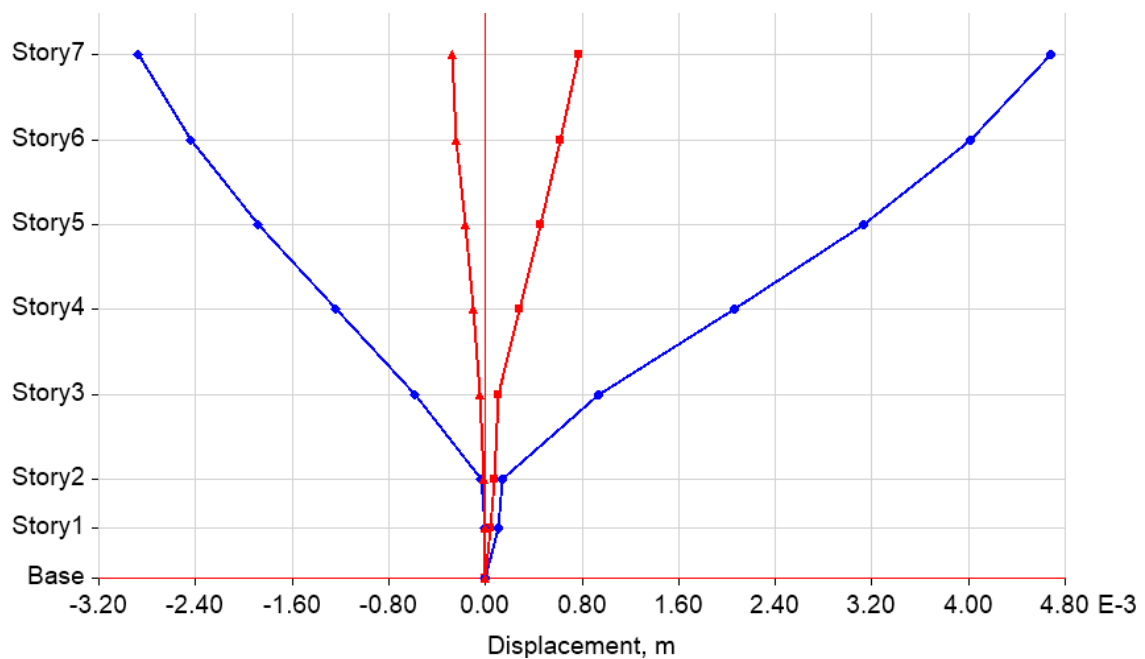


Figura 5-48: Desplazamientos máximos por pisos obtenidos de los análisis tiempo historia no lineales sismo ICA. Fuente: Elaboración propia.

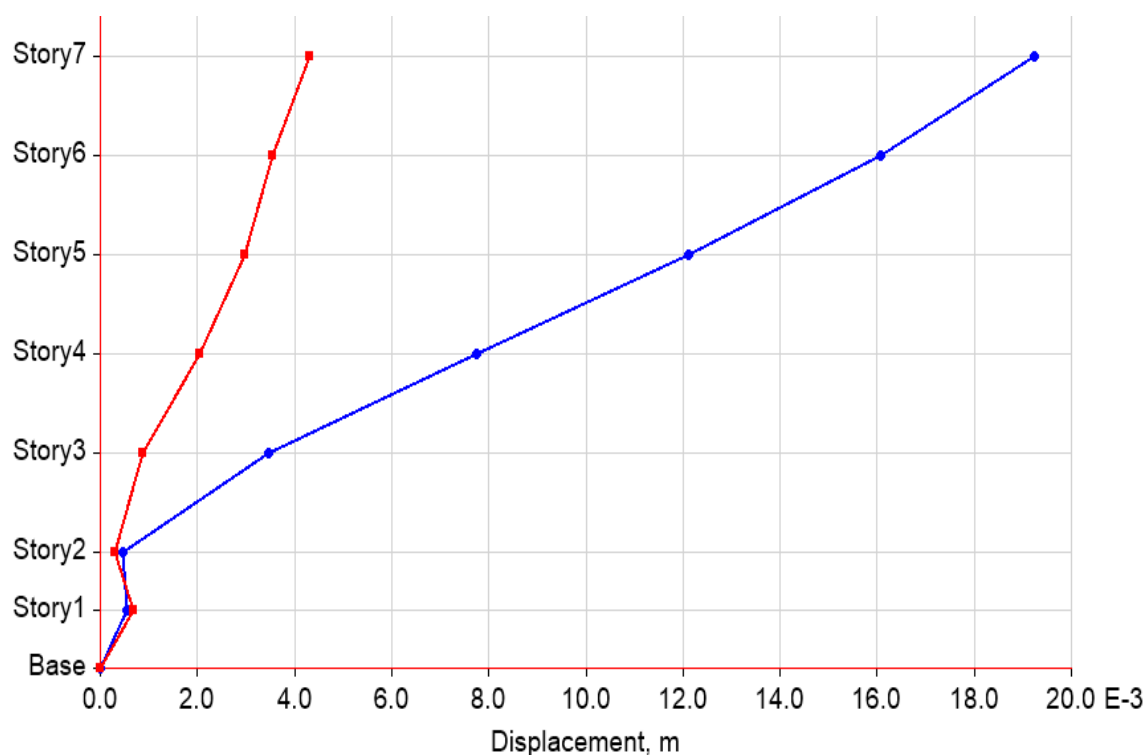


Figura 5-49: Desplazamientos laterales máximos encontrados del análisis sísmico Lima 1974. Fuente: Elaboración propia.

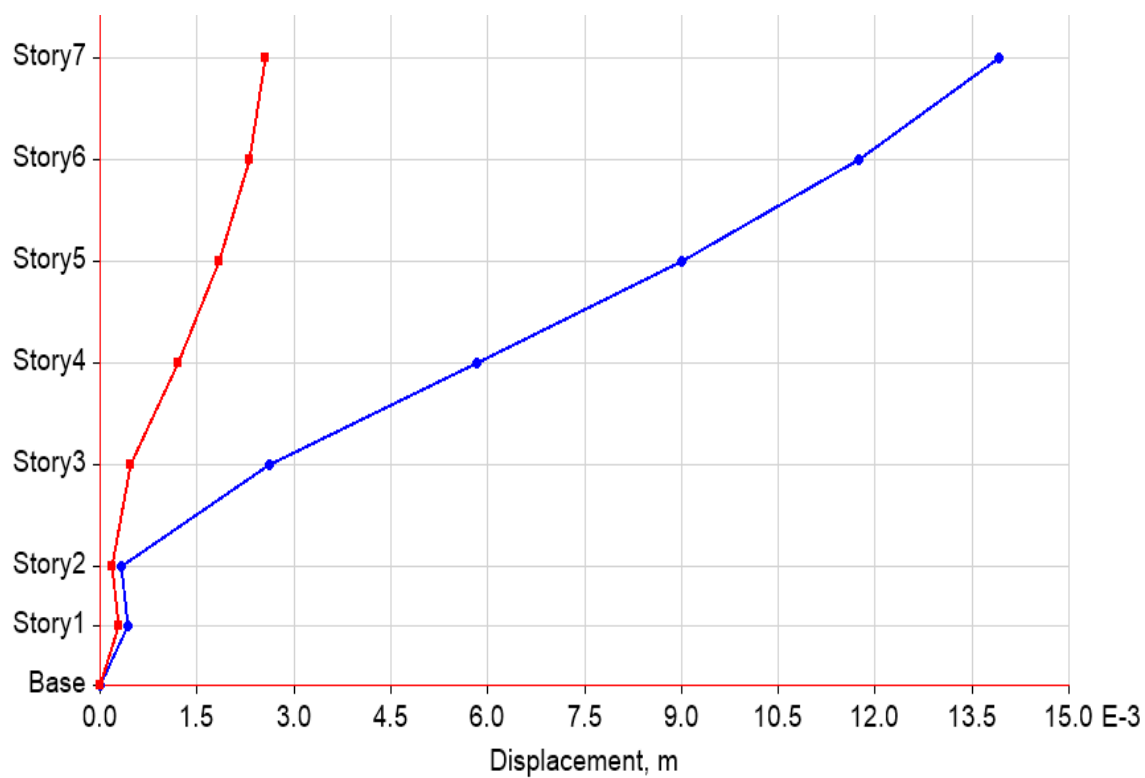


Figura 5-50: Desplazamientos laterales máximos encontradas del análisis sísmico Ático 2001. Fuente: Elaboración propia.

ELECCIÓN DE LOS AMORTIGUADORES CONSIDERADOS EN EL SISTEMA DE CONTROL SÍSMICO

Finalmente, tomando en consideración la información encontrada a lo largo del desarrollo en la presente tesis, se ha decidido el uso de disipadores de energía con un coeficiente de amortiguamiento viscoso de:

$$C=80 \text{ ton. s/m}$$

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

DISEÑO DE ELEMENTOS CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

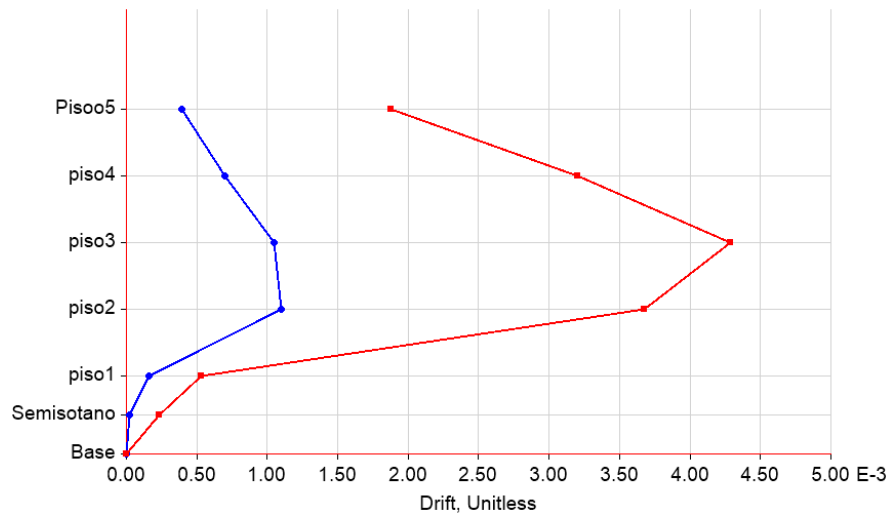


Figura 5-51: Máximas distorsiones laterales obtenidas de la estructura con disipadores sismo Arequipa. Fuente: elaboración propia.

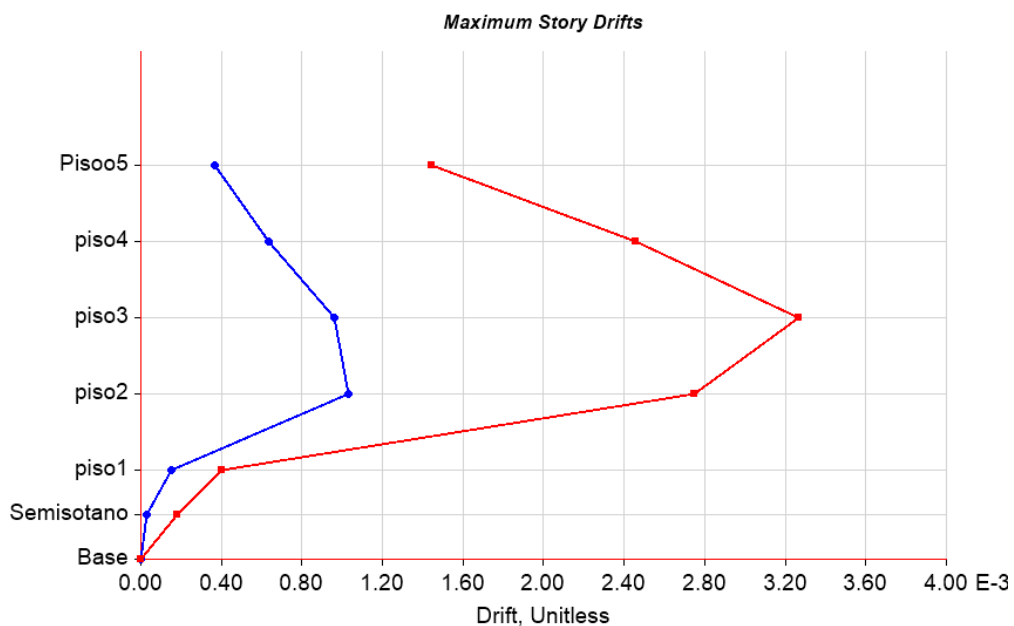


Figura 5-52: Máximas distorsiones laterales obtenidas de la estructura con disipadores sismo Ica. Fuente: elaboración propia.

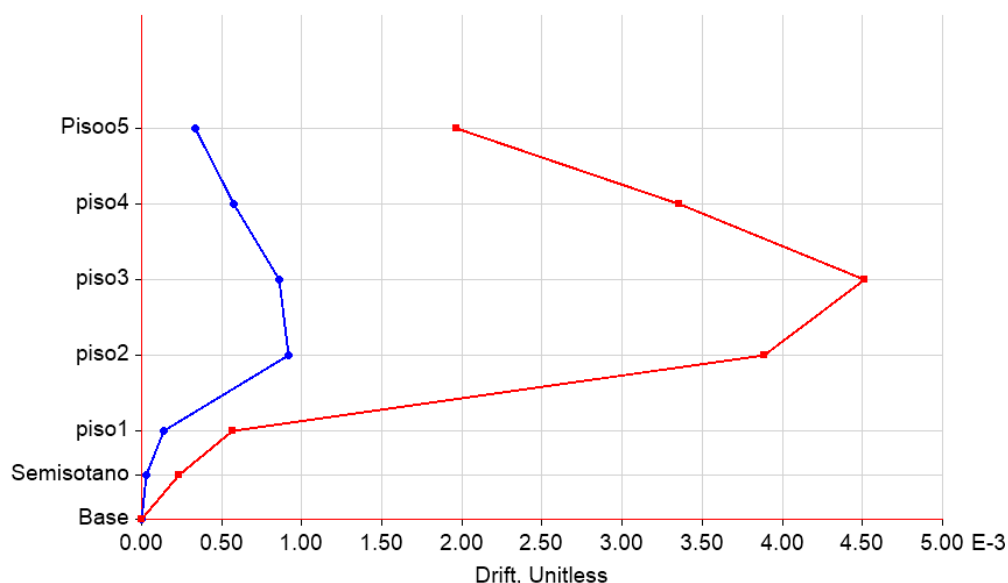


Figura 5-53: Máximas distorsiones laterales obtenidas de la estructura con disipadores sismo Lima 1974. Fuente: elaboración propia.

Las respuestas sísmicas de la aplicación de los disipadores de energía mejoraron de manera notable y se puede apreciar en los resultados de los desplazamientos, una vez reducidas las secciones de las columnas y vigas aún cumplen con las deriva máxima que especifica el RNE, aceptandose dichas columnas para su diseño. (Ver anexo N° 13: Diseño de elementos estructurales)

Se debe tener en cuenta que los disipadores de fluido viscoso transforman la energía producida por un sismo, sin embargo no reduce los esfuerzos en que respecta a los pesos propios y/o cargas vivas.

No se consideró disminuir las secciones de los muros debido a que son de gran longitud en algunos casos y en otros soportarán empujes de tierras, todo ello a fin de modelar lo más cercano a las acciones en la realidad.

DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

Del diseño de vigas secundarias mostradas en el Anexo N° 13 se observa que las secciones de 0.25m x 0.40m cumplen con los casos más desfavorables, teniendo un momento actuante positivo de 3.72 ton.m y momento actuante negativo de 5.19 ton.m los cuales son menores al momento máximo desfavorable de 15.17 ton.m, y cortante ultimo de 8.17 ton menor a la cortante máxima de 26.78 ton, de los cuales se empleará dos aceros de 5/8" de diámetro para momentos positivos y 3 de 5/8" para momentos negativos.

Del diseño de las vigas principales se observan que el momento actuante positivo es 10.71 ton.m el cual es menor al momento máximo de 14.32 ton.m

Necesitando 5 aceros de 5/8" y teniendo diseño de una viga simplemente armada, para el momento negativo más desfavorable de 16 ton.m es mayor al momento máximo por tanto se diseñara como una viga doblemente armada necesitando aceros de 5/8" en 2 capas de 3 y 2 en la zona de tracción, y en la zona de la contracción se empleará aceros de 1/2" , y en la verificación por cortante se obtiene que la cortante ultima es de 18.5 ton y es menor al momento máximo de de 26.78 ton, por tanto la viga de 0.25m x 0.40m es correcta.

DISEÑO DE LOSAS MACIZAS EN UNA DIRECCIÓN

De la aplicación del método de elementos finitos, podemos observar los esfuerzos para los momentos en las losas macizas, el máximo momento negativo actuante es 1.85 ton.m y tiene un momento máximo resistente de 13.11 ton.m, requiriendo además aceros de 1/2" cada 20cm y el momento máximo positivo actuante es 0.9ton.m el cual es menor al momento máximo resistente de 13.11 ton.m y requiere también aceros de 1/2" cada 20cm, por lo tanto el diseño de losa mostrado en el anexo N° 13 cumple con el diseño.

DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de las columnas se tuvo en cuenta el acero mínimo, por ello se empleó 12 varillas de acero corrugado 5/8", para su revisión por demanda capacidad.

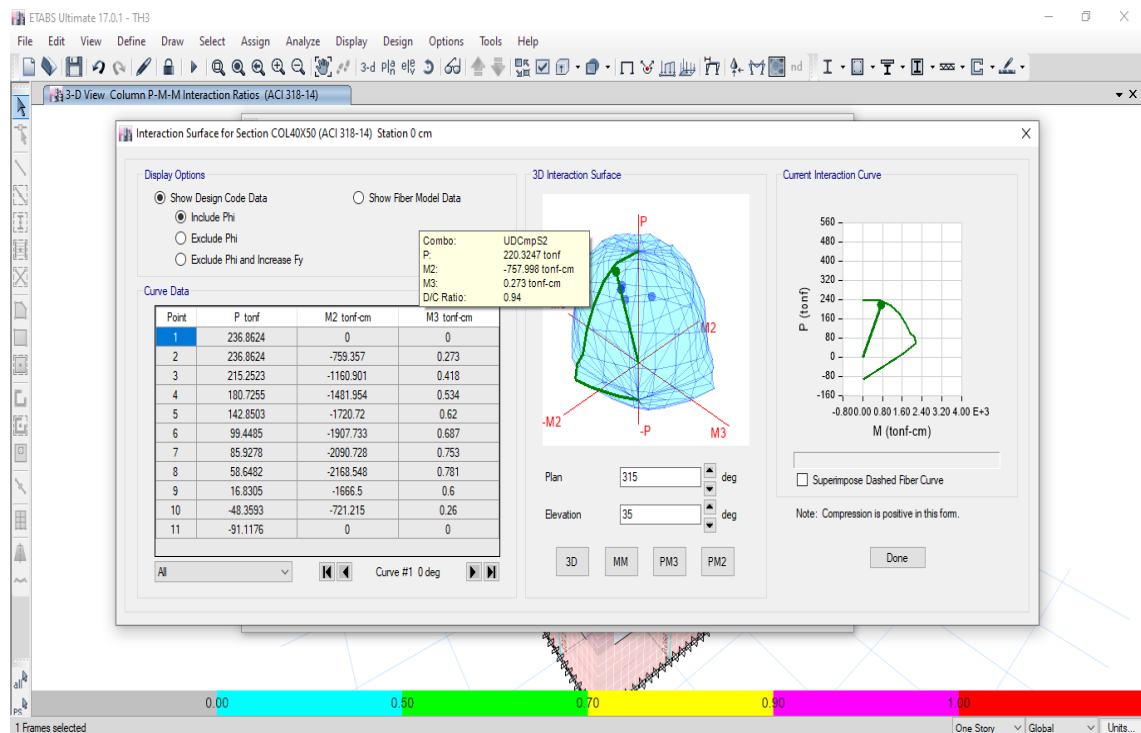


Figura 5-54: Verificación de demanda capacidad para la columna más desfavorable.

Fuente: elaboración propia.

Como se observa en la imagen anterior la columna está al límite de su capacidad, sin embargo, está dentro de la curva de interacción.

DISEÑO DE PLACAS

Para el diseño de las placas emplearemos el software, mediante el código ACI 314 del 2018, y de acuerdo a los piers con mayor momento y fuerzas cortantes se diseñarán las placas y la implementación de aceros corrugados espaciados correctamente y explicados en el anexo N° 13, para la placa en L se tomó aceros corrugados de 5/8" espaciados cada 20cm, con respecto a los muros de contención se empleó aceros corrugados de 5/8" espaciados cada 25cm, para los muros de concreto armado se consideró aceros corrugados de 5/8" espaciados a 15cm.

Design Details

Summary

Page 1 of 1

Zoom Fit Width

Design Code Parameters

Φ_f	Φ_c	Φ_v	Φ_s (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X_1 cm	Left Y_1 cm	Right X_2 cm	Right Y_2 cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	1440	0	1980	0	540	20
Bottom	Leg 1	1440	0	1980	0	540	20

Flexural Design for P , M_1 and M_2

Station	DIC	Flexural	P_u tonf	M_{u1} tonf-cm	M_{u2} tonf-cm
Top	0.122	UDWa4	80.8958	513.473	-3475.534
Bottom	0.079	UDWa4	92.5217	142.58	-2519.878

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-cm	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.05	UDWa3	42.9808	2910.123	32.0758	88.7911	157.1295
Bottom	Leg 1	0.05	UDWa3	66.0151	506.089	28.4859	92.0993	160.4377

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-cm	Stress Comp tonf/cm ²	Stress Limit tonf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	Not Required	UDWa4	80.8958	-3475.534	0.009	0.042	111.975	120
Top-Right	Leg 1	Not Required	UDWa4	80.8958	1735.707	0.007	0.042	111.975	120
Bottom-Left	Leg 1	Not Required	UDWa4	92.5217	-2519.878	0.011	0.042	119.418	120
Bottom-Right	Leg 1	Not Required	UDWa4	92.5217	786.031	0.009	0.042	119.418	120

Wall Pier Design Overwrites for ACI 318-14

Item	Value
1 Design this Pier?	Yes
2 LL Reduction Factor	0.689228
3 Design is Seismic?	Yes
4 Pier Section Type	General Reinforcing
5 Section Bottom	MC
6 Section Top	MC
7 Check/Design Reinforcing	Check
8 Check Compression Block Depth for BZ?	No

Explanation of Color

- Blue: All select determin
- Black: Some sel defined
- Red: Value tha the curre

Set To Default Values

Reset To Previous Values

OK Cancel

Figura 5-55: Implementación y verificación de la sección creada para muros de contención. Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia, la demanda capacidad está por debajo de 1, lo que indica que el acero usado cumple con la flexión, así mismo se muestra que estos muros de contención no usarán elementos de borde debido a que ya están conectados a columnas, esto debido a que la relación entre su altura y su ancho es menor a 2 lo que indica que se trata de un muro de corte.

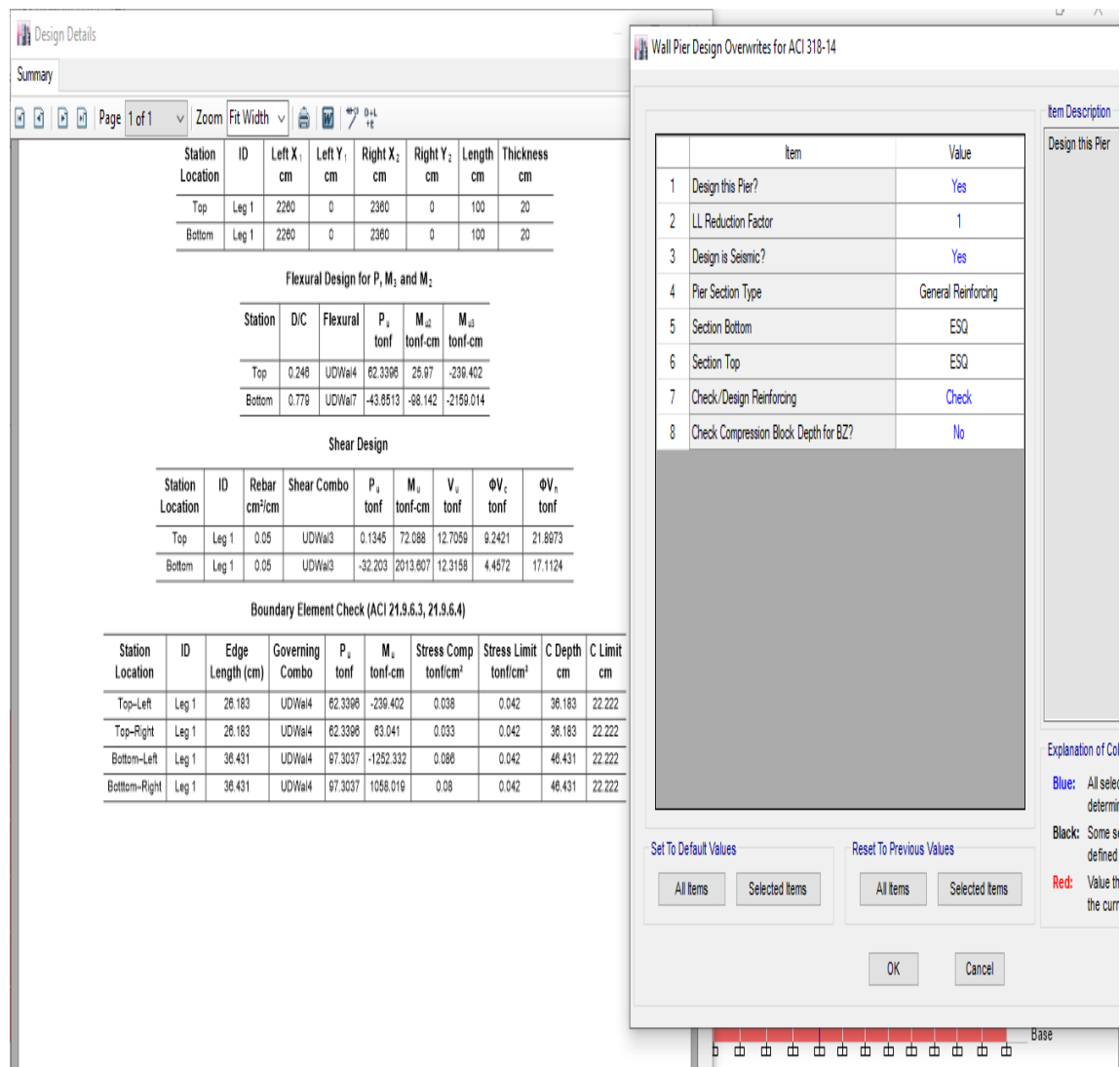


Figura 5-56: Implementación y verificación de la sección creada para muros en L.

Fuente: Elaboración propia

Al igual que el caso anterior se muestra que cumple la demanda capacidad, sin embargo, debido a su relación de altura con respecto al ancho de la placa mayor a 2, necesitará elementos de borde debido a los esfuerzos de tracción y compresión.

Para el diseño de los elementos de borde se empleará el método simplificado de T igual a C, considerando que se trabajará con el mismo espesor de la placa y se tendrá que aumentar la cantidad de aceros en la distancia necesaria como se muestra a continuación.

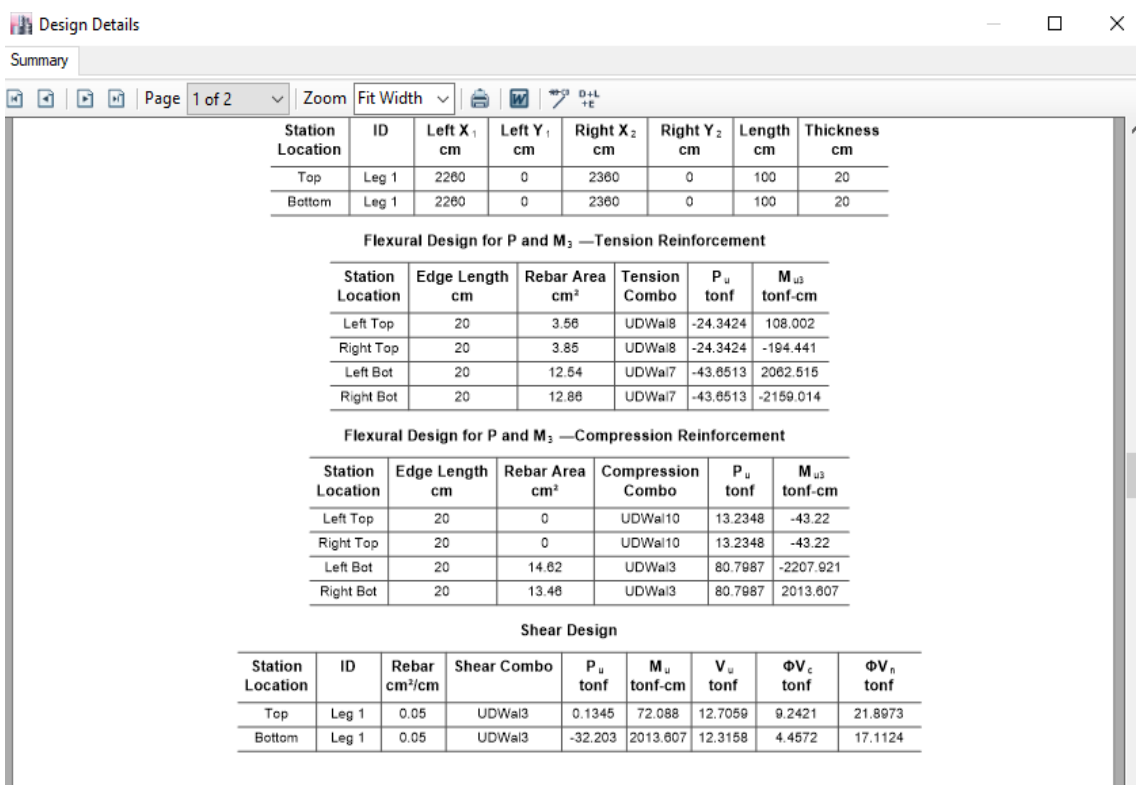


Figura 5-57: Diseño de elementos de borde para muros en L. Fuente: Elaboración propia

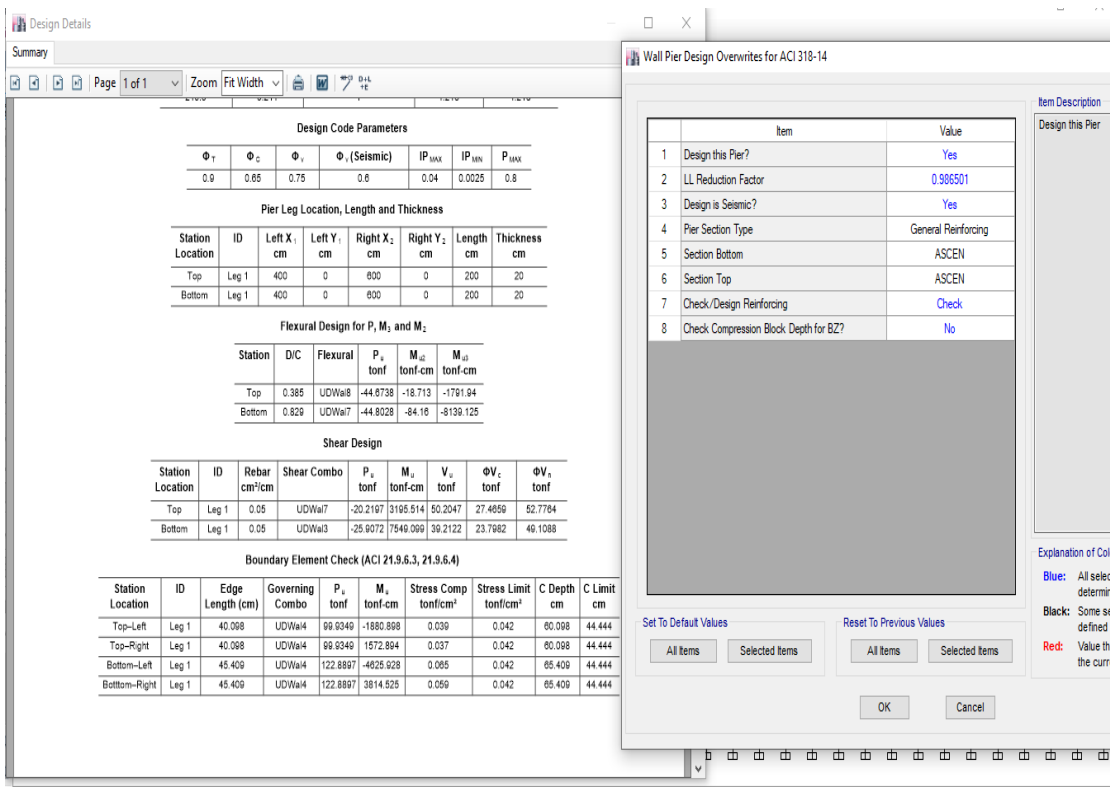


Figura 5-58: Implementación y verificación de elementos de borde en muros para ascensor. Fuente: Elaboración propia

Design Details

Summary

Page 1 of 2 Zoom Fit Width

Station Location	ID	Left X ₁ cm	Left Y ₁ cm	Right X ₂ cm	Right Y ₂ cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	400	0	600	0	200	20
Bottom	Leg 1	400	0	600	0	200	20

Flexural Design for P and M₂ —Tension Reinforcement

Station Location	Edge Length cm	Rebar Area cm ²	Tension Combo	P _u tonf	M _{u3} tonf-cm
Left Top	20	8.32	UDWal8	-44.6738	1661.851
Right Top	20	8.51	UDWal8	-44.6738	-1791.94
Left Bot	30	17.94	UDWal7	-44.8028	7770.477
Right Bot	30	18.51	UDWal7	-44.8028	-8139.125

Flexural Design for P and M₃ —Compression Reinforcement

Station Location	Edge Length cm	Rebar Area cm ²	Compression Combo	P _u tonf	M _{u3} tonf-cm
Left Top	20	11.01	UDWal4	99.9349	-1880.898
Right Top	20	10.2	UDWal4	99.9349	1572.894
Left Bot	30	22.02	UDWal3	106.0024	-8360.503
Right Bot	30	19.75	UDWal3	106.0024	7549.099

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	V _u tonf	ΦV _c tonf	ΦV _n tonf
Top	Leg 1	0.05	UDWal7	-20.2197	3195.514	50.2047	27.4859	52.7764
Bottom	Leg 1	0.05	UDWal3	-25.9072	7549.099	39.2122	23.7982	49.1088

Figura 5-59: Diseño de elementos de borde para muros de ascensor. Fuente:
Elaboración propia

Al igual que los muros en L, debido a su esbeltez se empleará elementos de borde para satisfacer los esfuerzos de compresión y tracción.

DISEÑO ESTRUCTURAL SIN DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

Para el diseño de los elementos estructurales sin disipadores se continuará con las dimensiones antes predimensionadas y verificadas mediante las derivas relativas.

DISEÑO DE VIGAS

Del diseño de vigas secundarias mostrado en el anexo N° 13 se muestra que el pórtico del eje 2 tiene los mayores momentos negativos (16.72 ton.m) y positivos (6.96 ton.m), los cuales son menores al momento resistente de 37.29 ton.m, en ambos casos se diseña como viga simplemente reforzada, el cual requiere 3 aceros de 5/8" para resistir los momentos positivos, y 3 aceros de 5/8" y 2 de 1/2" en dos capas para resistir momentos negativos.

Del diseño por corte, la viga de 25cm x 60 cm cumple con la fuerza cortante actuante de 12.53 ton frente a la resistencia de 42 ton.

En el diseño de las vigas principales se obtuvieron momento máximo resistente de 35.22 ton.m el cual es mayor a los momentos actuantes negativos de 26.43 ton.m requiriendo acero en dos capas de 4 aceros de 3/4" y 2 aceros de 5/8" y momentos actuantes positivos de 8.96 ton.m requiriendo 3 aceros de 5/8" en una sola capa.

Del diseño de corte se observa que posee una resistencia a la cortante de 42 ton mayor a la actuante de 17.14 ton, por lo tanto, la viga de 25 cm x 60 cm cumple con el diseño.

DISEÑO DE LOSAS MACIZAS EN UNA DIRECCIÓN

De la verificación del peralte de la losa se observa que cumple el predimensionamiento para el caso más desfavorable mostrado en el anexo N° 13.

El momento máximo resistente es de 13.11 ton.m mientras que los momentos negativos actuantes más desfavorable es de 2.5 ton.m y los momentos positivos actuantes más desfavorables asciende a 1.5 ton.m siendo menores. En ambas requiere de aceros de 1/2" cada 20 centímetros.

DISEÑO DE COLUMNAS

De las dimensiones preestablecidas se tiene aceros corrugados de 5/8" en un total de 14 unidades para una sección de 40cm x 60cm y verificando se obtiene.

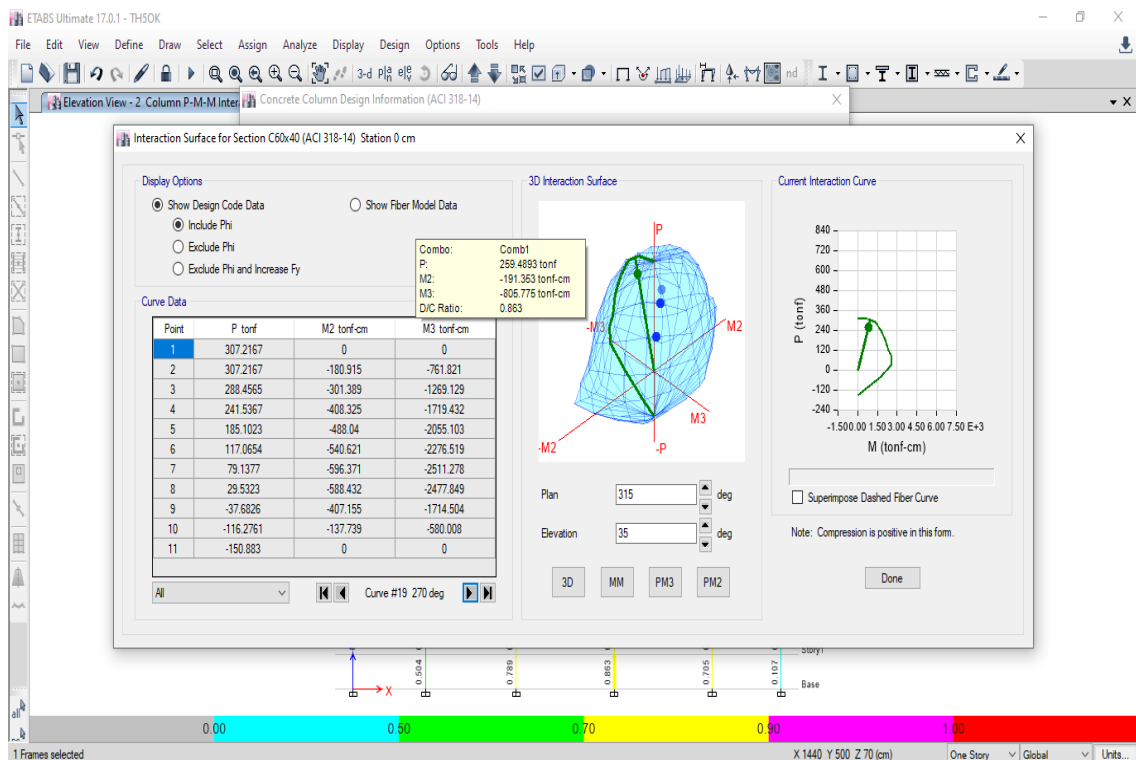


Figura 5-60: Diagrama de interacción de la columna 40cm x 60cm. Fuente: elaboración propia.

De acuerdo al diagrama de interacción se observa que la columna cumple los requisitos de fuerzas axiales y momentos.

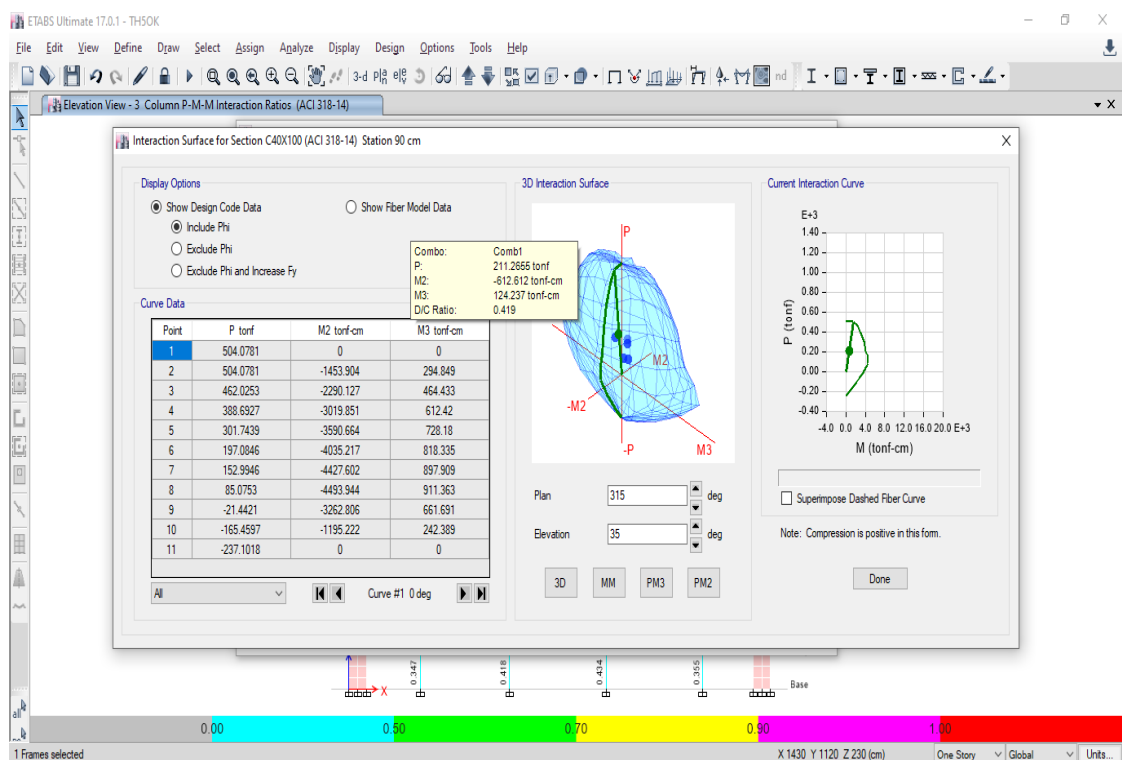


Figura 5-61: Sección de la columna 40cm x 100cm para su verificación. Fuente: elaboración propia.

De acuerdo al diagrama de interacción de la columna 40cm x 100cm, su resistencia supera con normalidad los requerimientos de fuerzas axiales y momentos, por lo tanto, los aceros asumidos inicialmente cumplen.

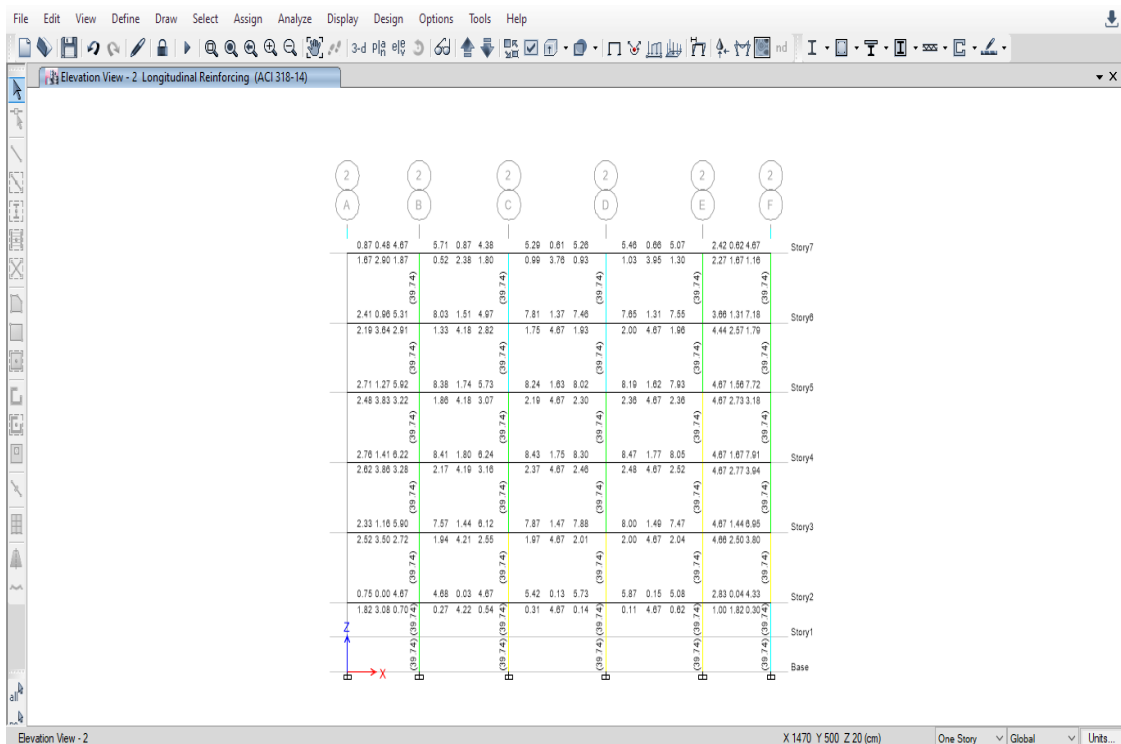


Figura 5-62: Sección de la columna 40cm x 100cm para su verificación. Fuente: elaboración propia.

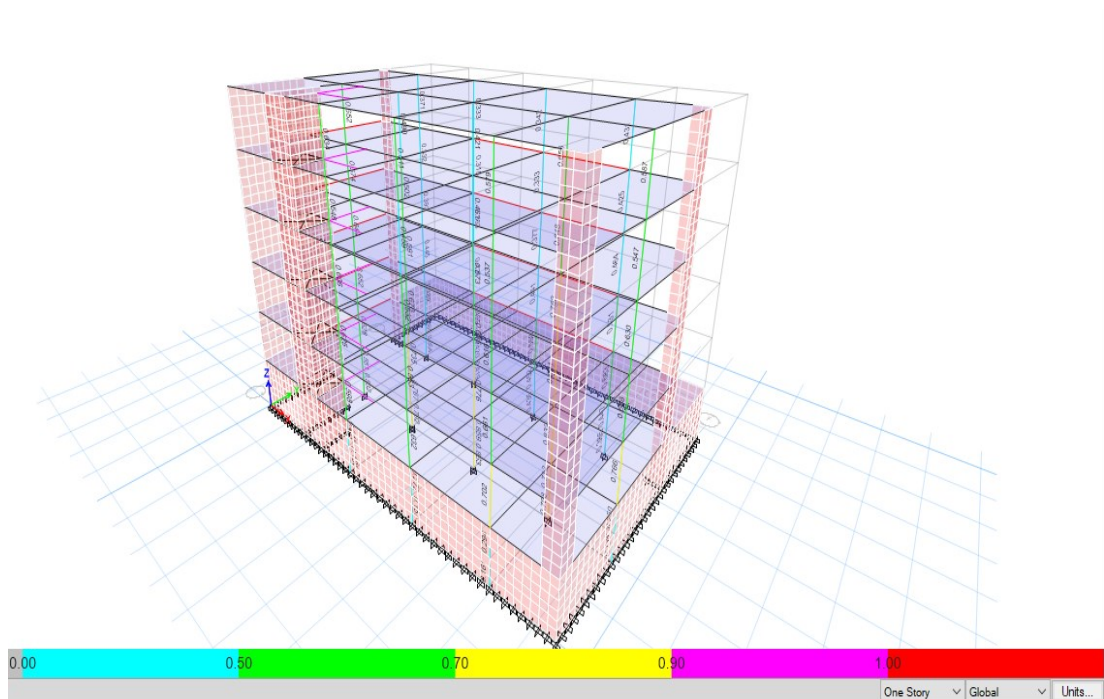


Figura 5-63: Vista 3D del modelo y demanda - capacidad de las columnas. Fuente: elaboración propia.

DISEÑO DE PLACAS DE CONCRETO ARMADO

Del diseño de placas de concreto armado se analizó la sección en L considerando aceros corrugados de 5/8" espaciados cada 20 cm y las esquinas se consideró aceros de 3/4", la sección de muros de contención se consideró aceros corrugados de 5/8" espaciados cada 20 cm. La sección de muros para el ascensor se consideró aceros corrugados de 5/8" espaciados cada 15 cm.

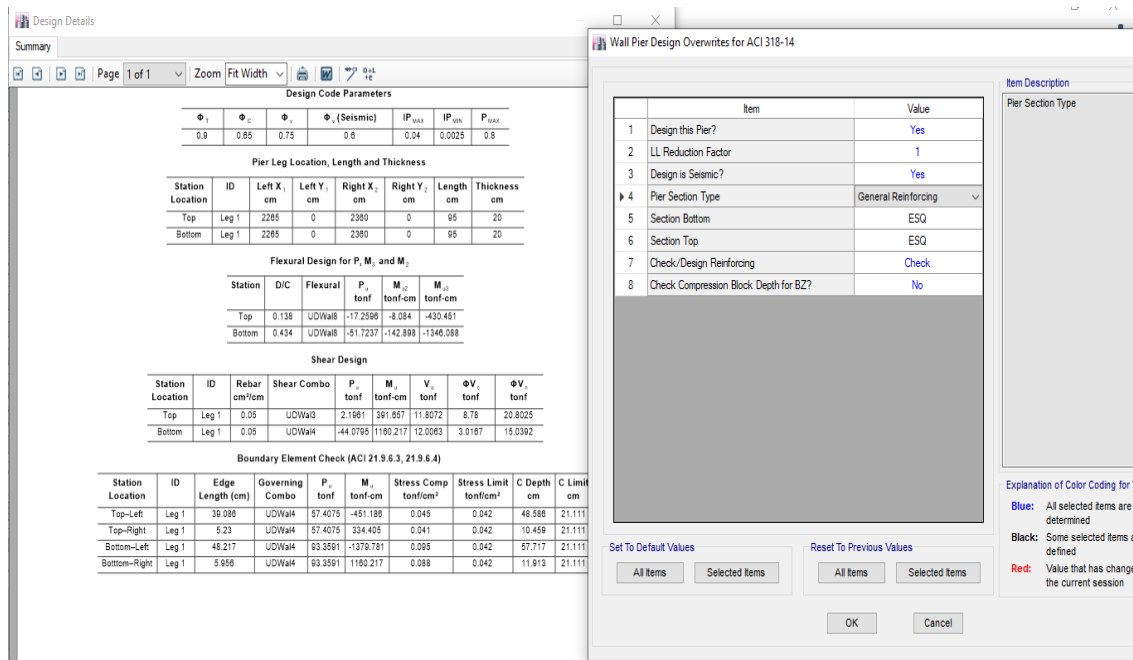


Figura 5-64: Verificación de demanda – capacidad para placas en L. Fuente: elaboración propia.

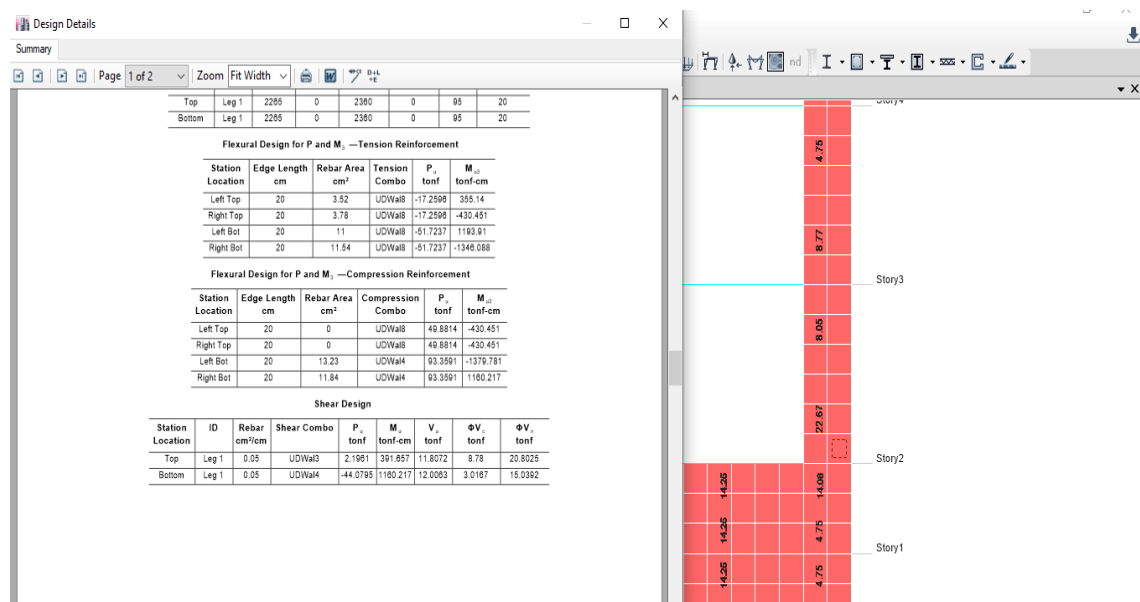


Figura 5-65: Requerimiento de elementos de borde para placas en L. Fuente: elaboración propia.

Se observa que los aceros empleados satisfacen la demanda capacidad, sin embargo, por su esbeltez necesitará elementos de borde, en este caso se empleó de la misma sección, requiriéndose así, secciones de 20 cm con área de acero de 11.84cm^2 para compresión.

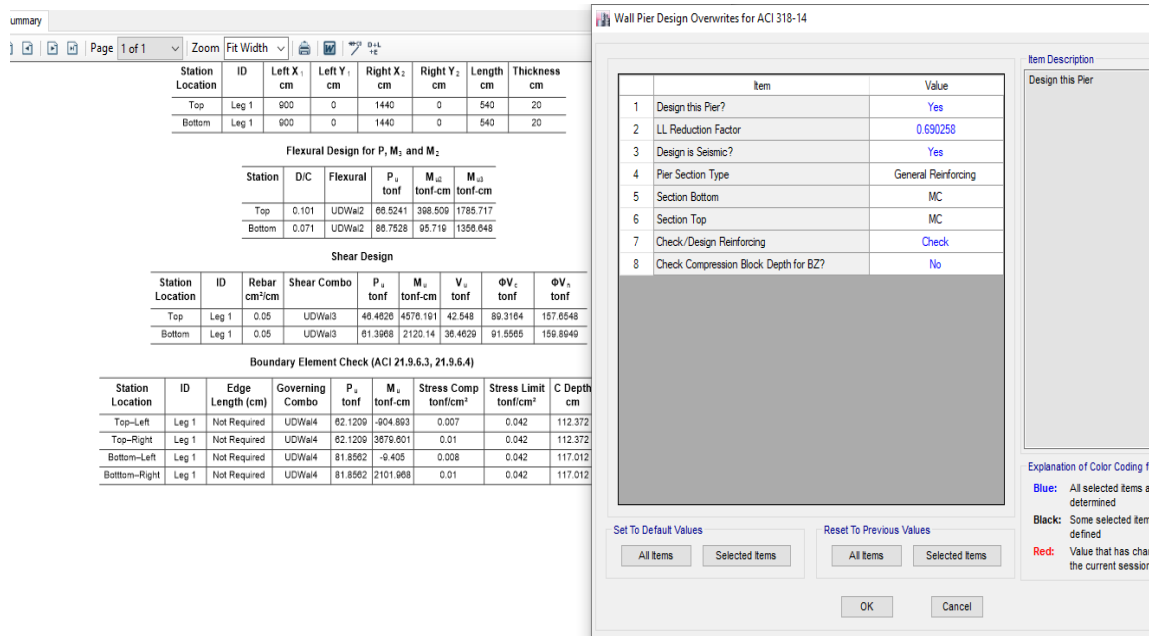


Figura 5-66: Verificación de demanda - capacidad para muros de contención. Fuente: elaboración propia.

Para el caso de muros de contención ya no serán necesarios los elementos de borde debido a las columnas que ya lo sostienen.

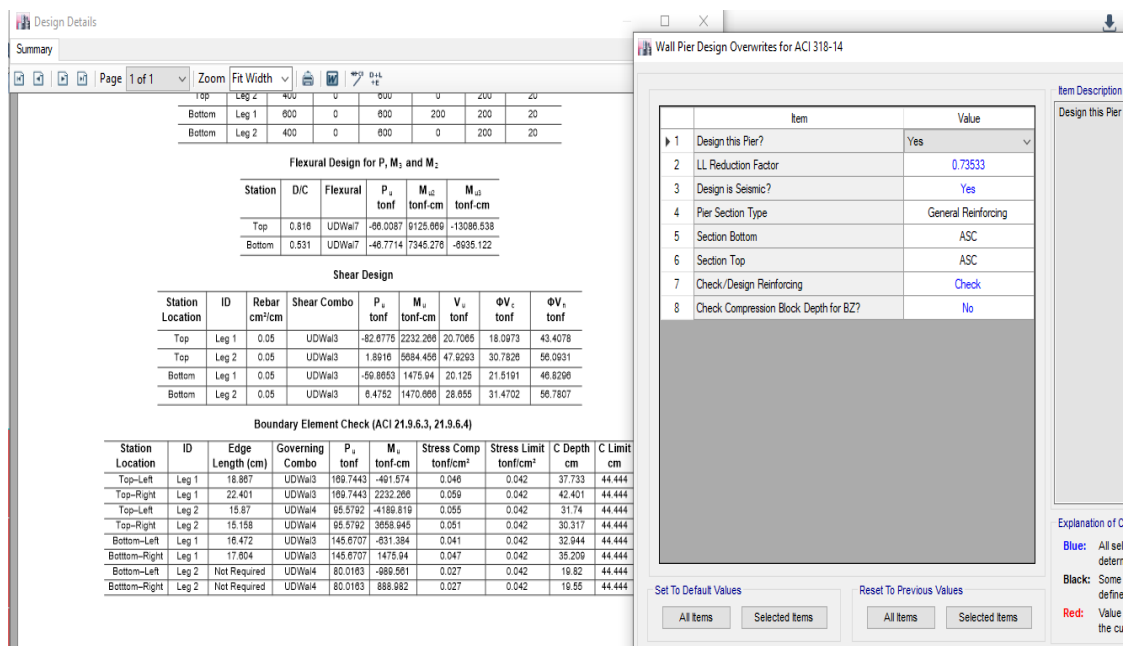


Figura 5-67: Verificación de demanda capacidad para muros de contención. Fuente: elaboración propia.

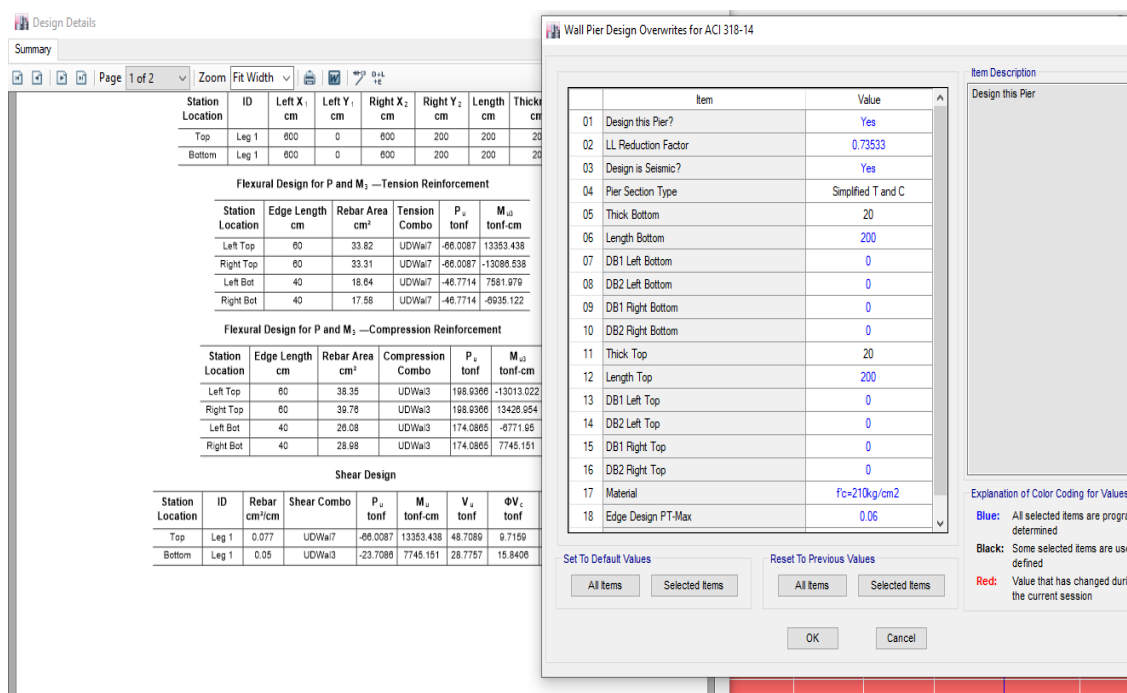


Figura 5-68: Requerimiento de elementos de borde para muros de ascensor. Fuente: elaboración propia.

Los muros para el ascensor cumplen la demanda capacidad a flexión, sin embargo, necesita elementos de borde que son configurados de la misma sección, es decir 20cm, requiriendo 60cm con un área de acero de 39.76cm^2 , es necesario considerar los elementos ya cargados a la sección inicial.

5.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS INFLUENCIA EN LOS DESPLAZAMIENTOS DE LOS DIAFRAGMAS DE LA ESTRUCTURA

Tabla 5-7: Cuadro comparativo de los máximos desplazamientos obtenidos en los sismos considerados y del análisis sin disipadores. Fuente: Elaboración.

altura (m)	ICA disp (m)	Lima 1974 disp (m)	Ático disp (m)	Sin disipadores disp (m)
18.5	0.0047	0.019	0.014	0.08
15	0.004	0.016	0.012	0.068
12	0.0031	0.012	0.009	0.055
9	0.002	0.0078	0.006	0.035
6	0.0009	0.0035	0.0027	0.015
3	0.0002	0.0005	0.0003	0.003

Consolidando los resultados del análisis tiempo historia con disipadores sísmicos y comparados sin disipadores del modelo espectral se tiene la tabla anterior mostrada.

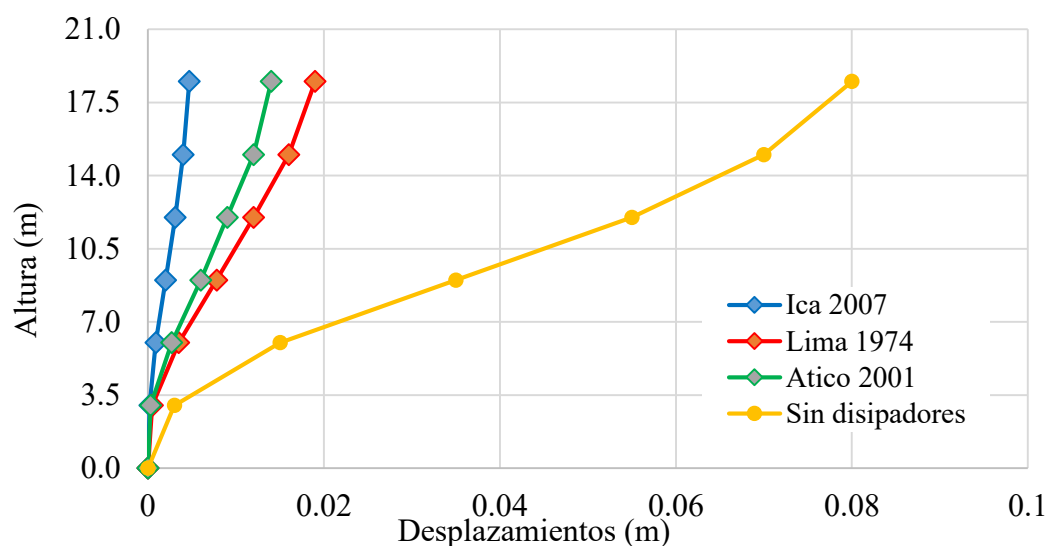


Figura 5-69: Máximos desplazamientos laterales obtenidos de la estructura con disipadores y sin disipadores. Fuente: Elaboración propia.

Se muestra una reducción considerable de los desplazamientos, esto se debe al incrementar el amortiguamiento efectivo al 20% siendo necesario un 11% según lo calculado para llegar a la deriva objetivo.

INFLUENCIA EN LAS DERIVAS DE ENTREPISO DE LA ESTRUCTURA

En seguida se determina las distorsiones de cada piso con disipadores del análisis tiempo historia con respecto al modelo espectral sin disipadores de fluido viscoso.

Tabla 5-8: Cuadro comparativo de las máximas distorsiones obtenidos en los sismos considerados y del análisis sin disipadores. Fuente: Elaboración.

	ICA	Lima 1974	Ático	Sin disipadores
altura (m)	Distorsión	Distorsión	Distorsión	Distorsión
18.5	0.23	1.00	0.67	3.43
15	0.30	1.33	1.00	5.33
12	0.37	1.40	1.00	6.33
9	0.37	1.43	1.10	6.00
6	0.23	1.00	0.80	4.33
3	0.07	0.17	0.10	0.33

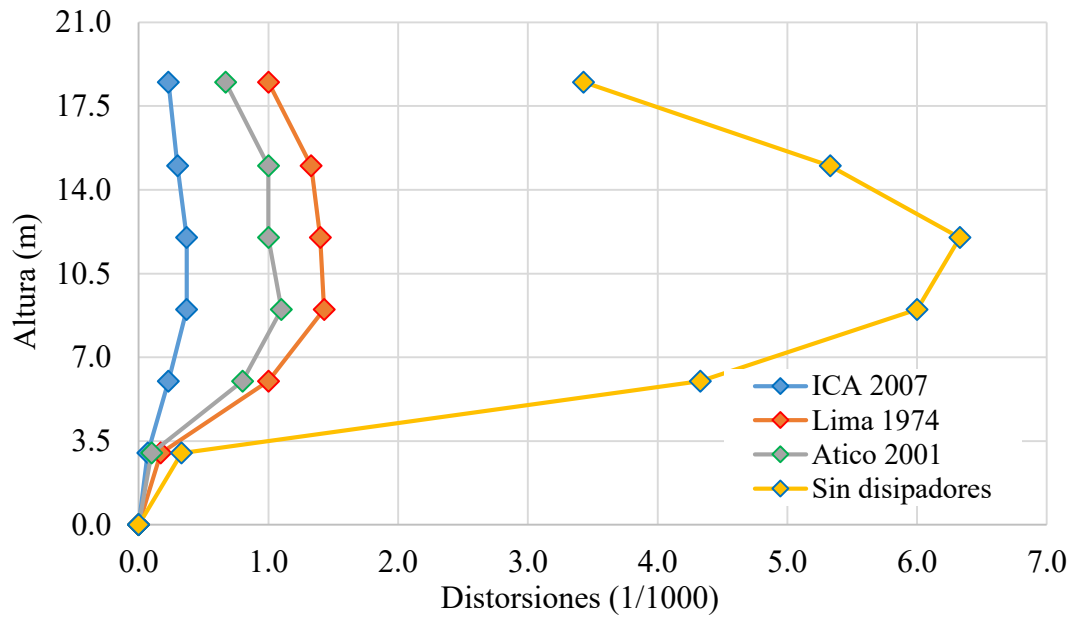


Figura 5-70: Máximas distorsiones laterales obtenidas de la estructura con disipadores y sin disipadores. Fuente: Elaboración propia.

También se muestra una reducción considerable de las distorsiones debido a lo antes mencionado en los desplazamientos.

FUERZA AXIAL EN LOS DISIPADORES

Se muestra las fuerzas axiales en algunos de los disipadores para el sismo de Ica 2007 por ser el más parecido a la zona del proyecto en cuanto a sus condiciones de suelo, se puede observar que la fuerza axial en promedio necesario para los disipadores es 6 tonf, este dato es importante tener en cuenta al momento de elegir un disipador.

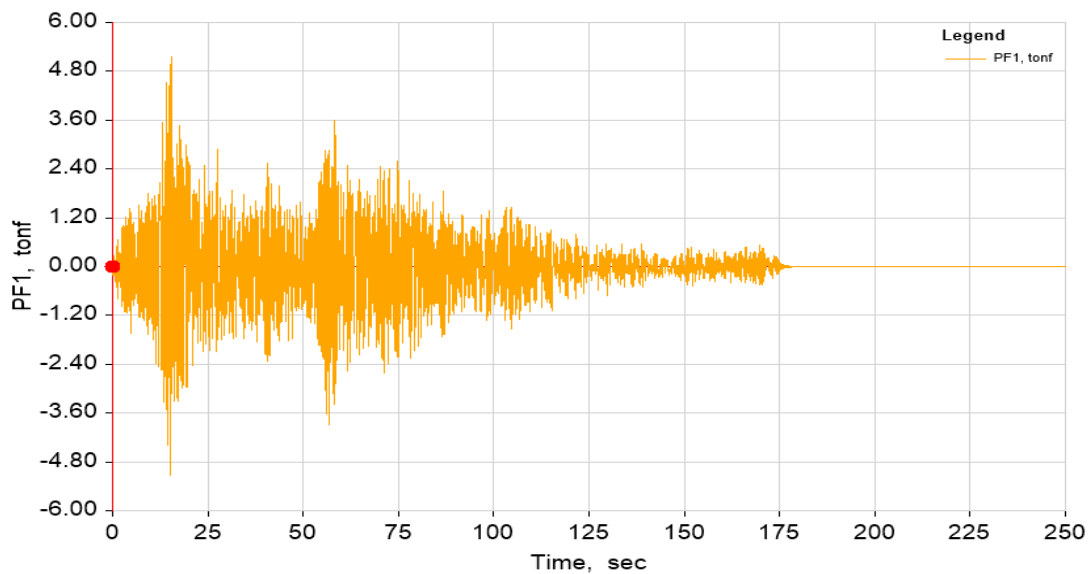


Figura 5-71: Historia de fuerzas axiales en el disipador K1. Fuente: Elaboración propia.

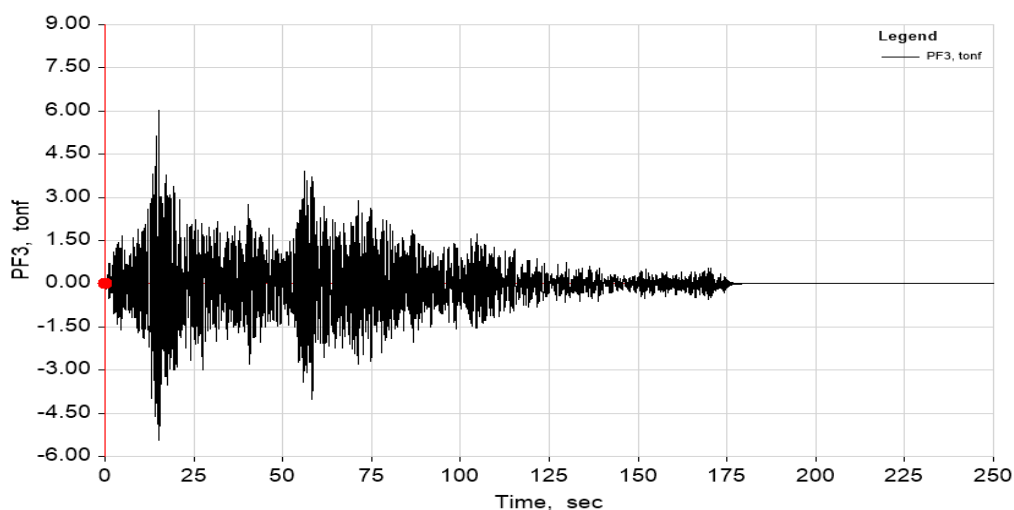


Figura 5-72: Historia de fuerzas axiales en el disipador K3. Fuente: Elaboración propia.

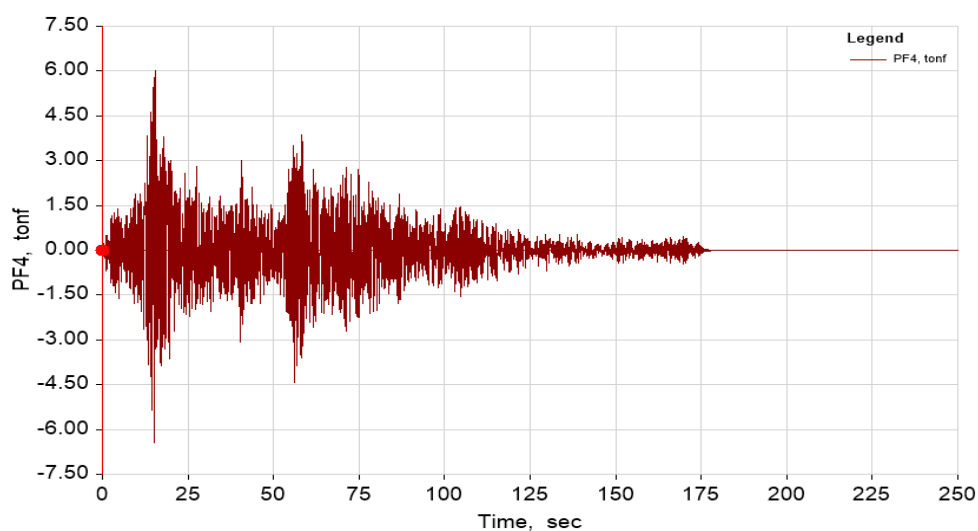


Figura 5-73: Historia de fuerzas axiales en el disipador K4. Fuente: Elaboración propia.

DE LOS DISEÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES OBTENIDOS SIN Y CON LA APLICACIÓN DE DISIPADORES DE ENERGÍA

De todos los elementos estructurales se observó la disminución de los momentos y fuerzas cortantes producidos por los espectros sísmicos, lo que significó la reducción de algunos elementos estructurales con respecto al diseño de aceros.

DE LAS COLUMNAS.

Tabla 5-9: Cuadro comparativo de dimensiones de columnas. Fuente: Elaboración.

Nivel	Con disipadores		Sin disipadores	
	B(cm)	T(cm)	B(cm)	T(cm)
Semisótano	40	50	40	100
1° Nivel – 6° Nivel	40	50	40	60
1° Nivel – 6° Nivel	40	50	40	100

De las columnas diseñadas aplicando disipadores sísmicos se redujo las secciones a 40cm x 50cm, el cual fue comprobado en su diseño, sin embargo, está al límite en la curva del diagrama de interacción, teniendo una demanda – capacidad de casi 1, esto debido a que los disipadores transforman y liberan gran cantidad de energía sísmica, dejando al edificio en un estado casi estático y actuando en su mayoría las cargas estáticas, esto se comprueba con los desplazamientos obtenidos en anteriores capítulos.

Mientras que las columnas diseñadas sin disipadores mantuvieron sus dimensiones e incluso las columnas excéntricas del eje 3 tuvieron que aumentar su dimensión a 40cm x 100cm de lo determinado en el pre dimensionamiento, para obtener mayor rigidez en la dirección Y.

Con lo que respecta al diseño de aceros longitudinales sin el empleo de disipadores de fluido viscoso, se observa que el diseño supera con notoriedad a las columnas diseñadas con disipadores de fluido viscosos.

DE LAS VIGAS SECUNDARIAS Y PRINCIPALES

Se observa que el diseño de vigas (secundarias y principales) empleando disipadores sísmicos reducen de manera considerable su peralte a 40cm conservando su base de 25cm, sin embargo, está al límite de su capacidad en flexión y corte, demostrándose en su diseño, ya que para el caso más desfavorable se diseñó la viga como doblemente armada, mientras que el modelo sin la aplicación de disipadores de fluido viscoso, en su totalidad se diseñó como vigas simplemente armadas.

DE LAS LOSAS MACIZAS EN UNA DIRECCIÓN.

Las losas macizas obtuvieron el mismo peralte sin embargo los momentos actuantes máximos y mínimos fueron distintos, siendo la losa maciza sin disipadores con mayores momentos y fuerzas cortantes, esto debido a que aplicando los disipadores transforma la energía externa, creando un estado parecido al estático, en el cual actúa solo las cargas gravitacionales, sin embargo, la diferencia no fue significativa teniéndose la misma cantidad de aceros de $\frac{1}{2}$ " cada 20cm.

DE LAS PLACAS DE CONCRETO

Al igual que en todos los elementos ya diseñados, las placas de concreto armado con la aplicación de disipadores de fluido viscoso, tuvieron momentos y fuerzas cortantes menores, sin embargo, se vio por conveniente no reducir las secciones de los muros debido a que son los principales elementos estructurales que proporcionan rigidez a la estructura de manera permanente.

Sin embargo, hubo cambios pequeños en los requerimientos de acero, como el caso de las placas en L, que para el caso de los mismo sin la aplicación de disipadores de fluido viscosos fue necesario aumentar aceros de $\frac{3}{4}$ " en las esquinas del elemento.

De todos los resultados de diseño se concluye que el empleo de disipadores de fluido viscoso no lineales, generan gran disminución de los momentos y fuerzas cortantes actuantes en los modelos presentados, pese a ello no necesariamente se debe reducir los elementos estructurales, pues los disipadores de fluido viscoso son un aporte mas no un sustituto de los elementos estructurales.

CAPITULO VI:
COMPROBACIÓN DE
HIPÓTESIS

CAPITULO VI: COMPROBACIÓN DE LA HIPÓTESIS

6.1 CONSTATACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL

- Del análisis sísmico y diseño estructural aplicando disipadores de fluido viscoso se observa la mejoría de manera considerable en el comportamiento sísmico de la estructura que a su vez estuvo influenciado por las características de suelo, tipo de estructura, distribución arquitectónica y derivas por piso, ya que se comprobó con los resultados obtenidos menores desplazamientos relativos, menores fuerzas cortantes y momentos, menores áreas de concreto y acero de las estructuras principales, garantizando un buen nivel de desempeño sísmico.

6.2 CONSTATACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- En el análisis estructural se observa que para la obtención de la aceleración espectral se necesita el parámetro de sitio que es obtenido por la zona sísmica de acuerdo al RNE y el tipo de suelo donde se fundará el proyecto, además en el escalamiento de espectros sísmicos ocurridos en lugares con distintas características de suelo se observa la reducción o aumento de la aceleración espectral para la zona de estudio. Por tal motivo se comprueba que las características y propiedades del suelo influyen en el uso de disipadores sísmicos debido a que maximizan o minimizan los efectos de los sismos y por lo tanto elegir las mejores características de los disipadores sísmicos para satisfacer las demandas.
- Para la elección del sistema estructural y posterior proceso de análisis sísmico y diseño estructural del proyecto se requirió definir las características necesarias como el tipo de suelo donde se asentará la estructura y la zona sísmica definidas por el RNE, que de acuerdo a sus características hubo la amplificación de las aceleraciones espectrales usadas, lo que llevó a mayores periodos de vibración de la estructura, por tanto para cumplir los parámetros de continuidad de la estructura se empleó el sistema de muros estructurales, mientras que la distribución arquitectónica condicionó el empleo y ubicación de columnas, vigas y placas de concreto armado y finalmente con el tipo de estructura sabremos las necesidades principales para la ubicación y características de los disipadores sísmicos. Entonces se verifica que el tipo de sistema estructural está acondicionado de acuerdo a los resultados de los estudios de mecánica de suelos, arquitectónicos y a la zona sísmica del lugar, debido a que son etapas previas necesarias durante el análisis sísmico y diseño estructural, y esta a su vez condiciona las características

necesarias de los disipadores de fluido viscoso mejorando el desempeño de las estructuras.

- Durante el análisis sísmico se observó que las derivas por piso afectadas por 0.75 R deben estar por debajo de 0.007 establecido por el RNE lo cual fue suplido con los muros estructurales y mejorados de manera considerable con la aplicación de disipadores sísmicos logrando derivas de hasta 0.002 siendo anteriormente 0.006 por lo tanto se aprueba que la deriva por piso es una variable importante durante el análisis de la estructura y diseño de disipadores de fluido viscoso, pues a mayor deriva por piso, requiere mayor esfuerzo del disipador sísmico, así como la ubicación de los mismos en un edificio de cinco niveles con semisótano en la ciudad de Ica.

CONCLUSIONES

GENERAL

- ✓ Como se ha podido apreciar de los resultados obtenidos, la aplicación de los disipadores de fluido viscoso permitió una mejora sustancial de la respuesta sísmica, tanto en términos de desplazamientos laterales como de distorsiones laterales. De hecho, se han logrado obtener reducción en los niveles de distorsiones laterales de hasta el 100%, con un coeficiente de amortiguamiento correspondiente a los 80 ton.s/m.

ESPECIFICAS

1. De los análisis realizados se puede concluir que el suelo tiene gran influencia en la respuesta sísmica de una estructura. Esto se pudo corroborar en diferentes momentos, en especial cuando se tuvo que escalar los registros de aceleraciones a ciertos niveles de peligro, los que dependían directamente del tipo de suelo.
2. El sistema estructural empleado tiene gran impacto en la respuesta sísmica de una estructura. Esto se concluye de los casos de análisis realizados a lo largo de la presente tesis, ya que se pudo observar que los pórticos de concreto armado son un sistema estructural sencillo pero muy flexible, siendo bastante útil si se combina con sistemas de protección sísmica como los disipadores de fluido viscoso.
3. De los resultados obtenidos en el caso de estudio presentados en la presente tesis, se pudo observar que la aplicación de disipadores de energía logra disminuir de manera notable los niveles máximos de distorsiones laterales y llegando a alcanzar en algunos casos una reducción de hasta el 100% de la deriva objetivo.

RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda el empleo de disipadores de fluido viscoso en disposición diagonal en el edificio de cinco niveles con semisótano como complemento para mejorar el comportamiento sísmico de la estructura, cumpliendo las características calculadas de los mismos.
- ✓ La aplicación de la presente tesis se recomienda en estructuras de categoría A como los hospitales, puertos, aeropuertos, cuarteles de fuerzas armadas y policías, colegios, universidades y edificaciones que deben garantizar el nivel de operabilidad luego de un evento sísmico.
- ✓ Se recomienda cumplir los parámetros de deriva máxima 0.007 establecido en el RNE sin el empleo de disipadores de fluido viscoso, por caso de mantenimiento y/o instalación.
- ✓ Cumplir los cálculos de los elementos estructurales para la elaboración de planos estructurales de acuerdo al diseño de elementos estructurales de manera conservativa debido a que los disipadores deben ser complementos y no sustitutos para lograr cumplir los parámetros establecidos en el RNE.
- ✓ Se recomienda los estudios de mecánica de suelos de la presente tesis como base para la elaboración del expediente técnico de un edificio de cinco niveles con semisótano para la institución policial en la ciudad de Ica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aburto Calderón, Pilar Andrea. Análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia-Chile. Valdivia: Universidad Austral de Chile, 2013.

Aguiar Falconi, R. (2015). Análisis sísmico por desempeño. Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.

Analysis of shear-dominated RC columns using the nonlinear truss analogy. Moharrami, Mohammadreza, et al. 2014, Earthquake Engineering Structural Dynamics.

Basurto Cartulin, Rosario del Pilar. Vulnerabilidad sísmica y mitigación de desastres en el distrito de San Luis. Lima: Universidad Ricardo Palma, 2015.

Behaviour of U-shaped RC walls under quasi-static cyclic diagonal loading. Constantin, Raluca and Beyer, Katrin. 2016, Engineering Structures, pp. 36-52.

Bozzo, L., & Gaxiola, G. (2015). El concepto de rígido-flexible-ductil y las conexiones SLB. Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

Chang-Hwan, L., Jinkyu, K., Do-Hyum, K., Jaeho, R., & Young, J. (2016). Numerical and experimental analysis of combined behavior of shear-type friction damper and non-uniform strip for multi-level seismic protection. Engineering Structures, 75-92.

Chang-Hwan, L., Seuung-Hee, L., Do-hyum, K., Jintak, O., & Young, J. (2016). Hourglass-Shaped strip damper subject to monotonic and cyclic loadings. Engineering Structures, 122-134.

Chopra, Anil K. Dinamica de Estructuras. Mexico: Pearson, 2014.

Constantin, R. and Beyer, K. Modelling of Reinforced Concrete Core Walls Under Bi-directional Loading. Lisboa, Lisboa, Portugal: s.n., 2012.

Cyclic behavior of thin RC Peruvian shear walls: Full-scale experimental. Quiroz, Luis, Yoshihisa, Maruyama and Zavala, Carlos. 2013, Engineering Structures, pp. 153-167.

Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings. Wallace, Jhon, et al. 2012, Earthquake Spectra, pp. 281-299.

Desing and Detailing of RC jacketing for concrete columns. Gupta, Nikita, Dhiman, Poonam and Dhiman, Anil. 2015, Journal of Mechanical and civil Engineering, pp. 54-58.

Effect of Corrosion Damage on the Flexural Performance of RC Beams Strengthened with FRCM composites. Elghazy, Mohamed, et al. 2017, Composite Structures.

Escolano, Margarit, et al. Failure Mechanism of Reinforced Concrete Structural Walls with and without Confinement. Lisboa, Lisboa, Portugal: s.n., 2012.

Flores de los Santos, Roberto Angel. Diagnostico preliminar de la vulnerabilidad sísmica de las autoconstrucción en Lima. Lima : Pontificia Universidad Católica del Perú, 2012.

Galvez Villacorta, Adolfo. Propuesta del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica para sistemas estructurales en Concreto Armado con muros reforzados por barras dúctiles y mallas electro soldadas. s.l.: PUCP, 2012.

Gaxiola, G., Gonzales, H., & Bozzo, L. (2016). Proceso de análisis y diseño utilizando disipadores sísmicos tipo SLB. Lima: Bozzo Estructuras y proyectos S.L.

Hsu, H., & Halim, H. (2017). Improving seismic performance of framed structures with steel curved dampers. Engineering Structures, 99-111.

Huaco Cardenas, Guillermo and Jirsa, J. Performance of masonry wall retrofitted using CFRP sheets and anchors. Santiago de Chile: 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017., 2017.

Hurtado, F., & Bozzo, L. (2008). Numerical and experimental analysis of a shear-link energy dissipator for seismic protection of buildings. 14th World conference on earthquake engineering. Beijing.

Ilgadi, Otman B. Advanced three-dimensional analysis of concrete structures using nonlinear truss models. Colorado: Colorado University, 2013. Phd Thesis.

In-Plane Shear Behavior of FRP Strengthened Masonry Walls. Sagjafi, M.H., et al. 2014, Procedia APCBEE.

Kyum-Won, M., Ji-Young, S., & Jinkoo, K. (2013). Simple design procedure of a friction damper for reducing seismic responses of a single-story structures. Engineering Structures, 3539-3547.

Macro-Modeling Reinforced Concrete Structural Walls: State of the Art. Wu, Yun-Tian, Lan, Tian-Qing and Xiao, Yan. 2016, Journal of Earthquake Engineering.

Nonlinear Cyclic Truss Model for Reinforced Concrete Walls. Panagiotou, Mario, et al. 2012, ACI Structural Journal, pp. 205-214.

Norma Técnica E.030 diseño sismorresistente

Nuzzo, I., Losano, D., Caterino, N., Serino, G., & Bozzo Rotondo, L. (2018). Experimental and analytical characterization of steel shear links for seismic energy dissipation. Engineering Structures, 405-418.

Ortiz, Arcangel. Diseño Sísmico de Muros de Concreto Armado. Bases para el diseño por desplazamientos. Instituto de Ingeniería UNAM: Mexico, 2014. Tesis de Maestría.

Out-of-plane strengthening of unreinforced masonry walls using near surface mounted fibre reinforced polymer strips. Dizhur, Dmytro, Griffith, Michael and Ingham, Jason. 2014, Engineering Structures.

Pinilla Ramos, Camilo Ignacio. Correlación entre el perfil de velocidad de propagación de ondas de corte y el espectro de respuesta en suelos. Santiago de Chile : Universidad de Chile, 2012.

Proaño Tataje, Ricardo. Reforzamiento de estructuras. Lima: II ciclo de conferencias GEOCON, 2014.

Quaketek. (09 de 2018). Disipadores sísmicos. Obtenido de <https://www.quaketek.com/es/>

Rivera Vargas, Darío. Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos. México : Centro Nacional de Prevención de desastres-CENAPRED, 2015.

Roca Loayza, Dandy. Resistencia Probable a flexocompresión de muros estructurales de concreto armado. Lima : Universidad Nacional de Ingeniería, 2015. Tesis de Maestría.

Seismic Design and Construction Practices for RC Structural Wall Buildings. Massone, Leonardo, et al. 2012, Earthquake Spectra, pp. 245-256.

Seismic Retrofitting of RC walls externally strengthened by flax-FRP strips. Di Luccio, G., et al. 2017, Composites.

Seismic strengthening of infill walls with perforated steel plates. Aykac, Bengi, et al. 2017, Engineering Structures.

Shear Strengthening of Concrete Members Using NSM Method. Sabol, Peter and Pringanc, Sergej. 2013, Procedia Engineering.

Silva Bustos, Natalia Andrea. Vulnerabilidad sísmica estructural en viviendas sociales y evaluacion preliminar de riesgo sisimoc en la región metropolitana. Santiago de Chile: Universidad de Chile, 2012.

Soong, T., & Dargush, G. (2015). Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering. New York: John Wiley & Sons, Ltd.

Strengthening of RC walls using externally bobding of steel strips. Atin, Sinan, Koprman, Yagmur and Baran, Mehmet. 2013, Engineering Structures.

Strut-and-tie model for a reinfirced concrete wall strengthned with carbon fibre-reinforced polymers. Qazi, Samiullah, et al. 2015, Composite structures.

Three-Dimensional Cyclic Beam-Truss Model for Nonplanar Reinforced Concrete Walls. Yuan, Lu and Panagiotou, Mario. 2013, Journal of Structural Engineering, ASCE.

Vizconde Campos, Adalberto. Evaluación de la vulnerabilidad sismcia de un edificio existente. Lima: Universidad de Piura, 2014.

Zavala, Carlos, et al. Comparison of Behavior of Non-Engineered Mansory Tubular Block Walls and Solid Engineered Walls. Lima : Centro de Peruano Japones de Investiagaciones Sísmicas y Mitigación de desastres (CISMID), 2014.

ANEXO

ANEXO

ANEXO N° 01: TIPOS DE DISIPADORES HISTERÉTICOS

DISIPADORES POR FLUENCIA DE METALES

Los disipadores de metales son los más empleados para dicha función, y esto se presenta en la plastificación de los metales debido a fuerzas como torsión, flexión, cortante o axial, en resumen, la plastificación de metales en disipadores se puede producir a partir de esfuerzos estructurales o bien a partir del proceso de extrusión (Villarreal, G y Oviedo, R. 2008).

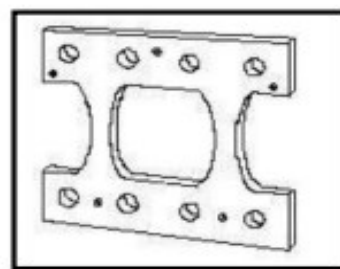
Los disipadores ADAS, son disipadores que plastifican por flexión, entre estos dispositivos se tiene al disipador en forma de U, al disipador TADAS (Triangular Plate Added Damping and Stiffness), al disipador ADAS (Added Damping and Stiffness) y al disipador Honeycomb, entre otros.



Disipador ADAS



Disipador TADAS



Disipador Honeycomb

Figura 1-1A: Disipadores por flexión. Fuente: Arévalo. V. 2015

DISIPADORES POR FRICCIÓN

La fuerza de fricción es la encargada de disipar la energía, esta fricción se desarrolla con un desplazamiento relativo entre dos superficies que están en continua presión, por lo que; la fuerza de fricción en cada conexión es igual al producto de la fuerza normal por el coeficiente de rozamiento (Pardo, J. Chile. 2007).

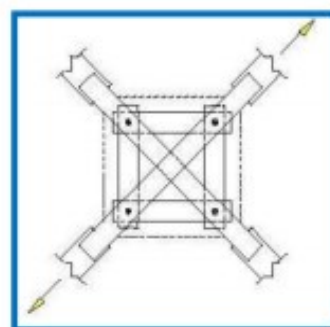


Figura 1-2A: Disipadores por fricción. Fuente: Villarreal, G. y Oviedo. R. 2008 pag.39

ANEXO N° 02: TIPOS DE DISIPADORES CON COMPORTAMIENTO VISCOELASTICO

DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

Los disipadores de fluido viscoso poseen un comportamiento que depende del desplazamiento y de la velocidad. Este es un disipador que tiene la particularidad de adicionar rigidez a la estructura, por lo que se recomiendan para edificaciones de periodos demasiado altos (Pardo, J. Chile. 2007).

Los disipadores viscoelásticos han sido empleados con éxito para minimizar los efectos del viento en edificios altos, y durante la última década, para reducir la respuesta de edificios ante la acción de fuertes ondas sísmicas.

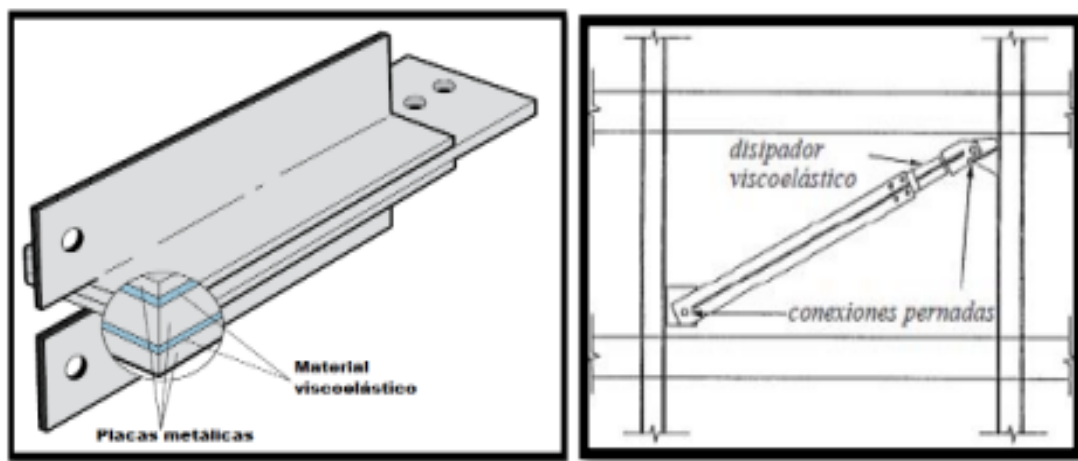


Figura 2-1A: Disipador Viscoelásticos e instalación en los pórticos. Fuente: Chávez, J.

2016. Pag.34

DISIPADORES VISCOELÁSTICOS SÓLIDOS

Estos disipadores reducen los esfuerzos y deflexiones de la estructura por fuerzas externas, de manera simultánea.

Los disipadores de fluido viscoso son esencialmente mecanismos llenos de fluido, el cual debe ser capaz de mantenerse en servicio durante grandes períodos de tiempo sin mantenimiento. Los requerimientos de los materiales son que deben ser resistentes a la corrosión, resistencia al despostillamiento, libre de esfuerzos de ruptura y alta resistencia al impacto. Esto es especialmente cierto para el cilindro del disipador, el cual debe resistir esfuerzos triaxiales.

Los disipadores de fluido viscoso actúan con una fuerza resistiva y en la dirección opuesta al sentido del movimiento de entrada, ya que el disipador tiene un comportamiento que obedece a las leyes de mecánica de fluidos.

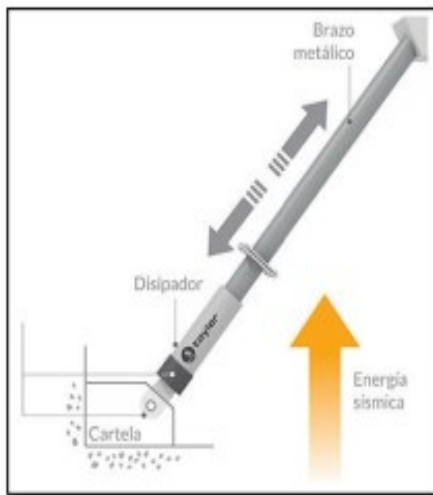


Figura 2-2A: Disipador de fluido viscoso Taylor. Fuente: CDV Ingeniería antisísmica.

ANEXO N° 03: TIPOS DE CONFIGURACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA

CONFIGURACIÓN DIAGONAL

En esta configuración los dispositivos de disipación pasiva se colocan de forma diagonal, tal como se muestra en la imagen adjunta.

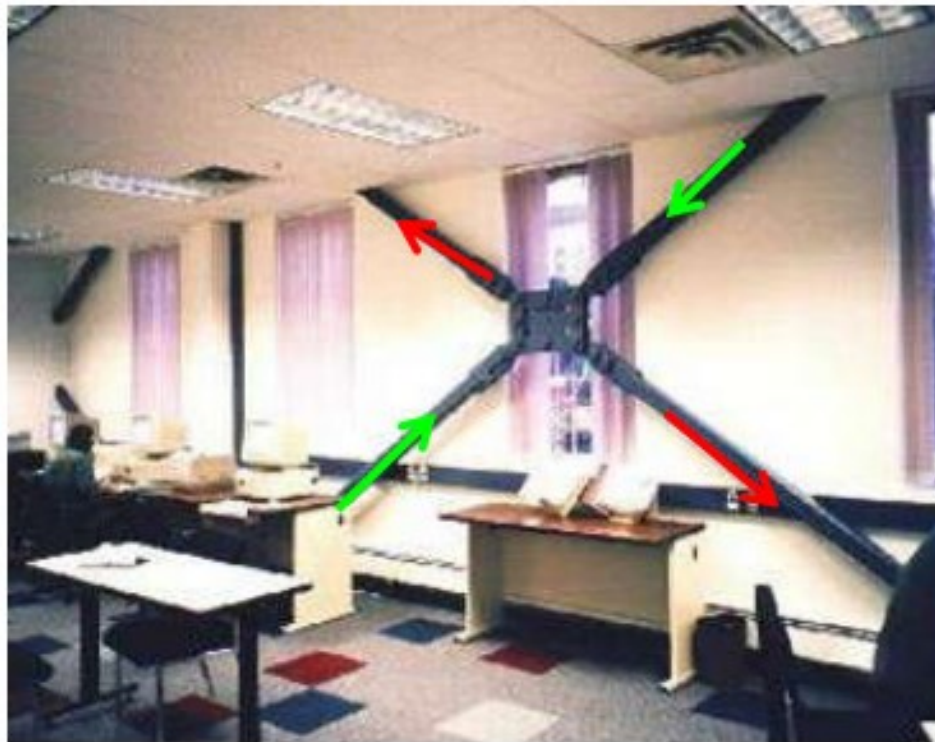


Figura 3-1A: Configuración diagonal. Fuente: CDV Ingeniería antisísmica.

CONFIGURACIÓN CHEVRON

La configuración chevron es muy característica de los sistemas de disipación de energía pasivos.

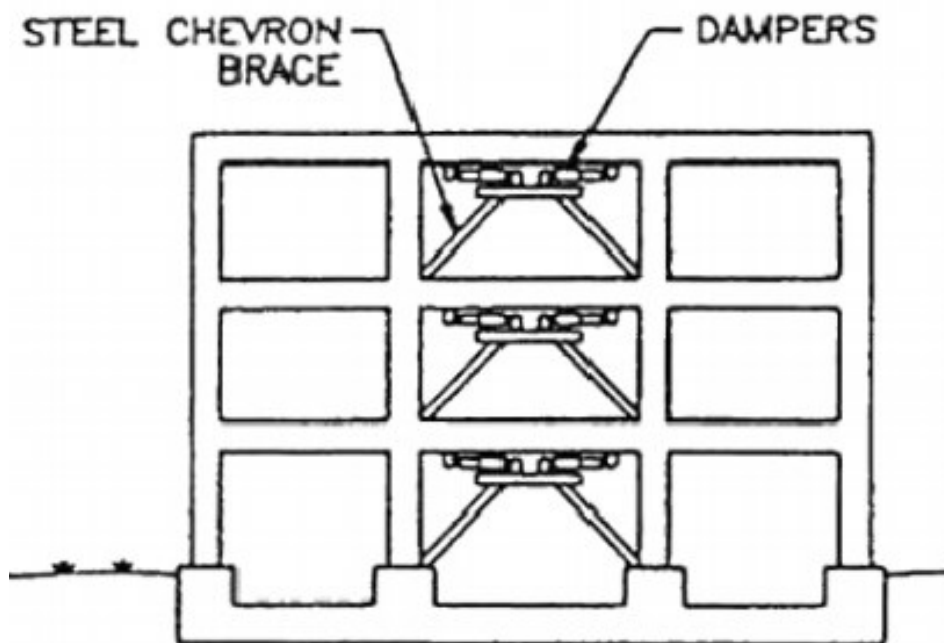


Figura 3-2A: Configuración Chevron. Fuente: CDV Ingeniería antisísmica.

CONFIGURACIÓN SCISSOR JACK

La configuración gato hidráulico es un sistema que aprovecha las deformaciones laterales de la estructura para disipar energía, en la imagen adjunta se muestra este tipo de sistema.

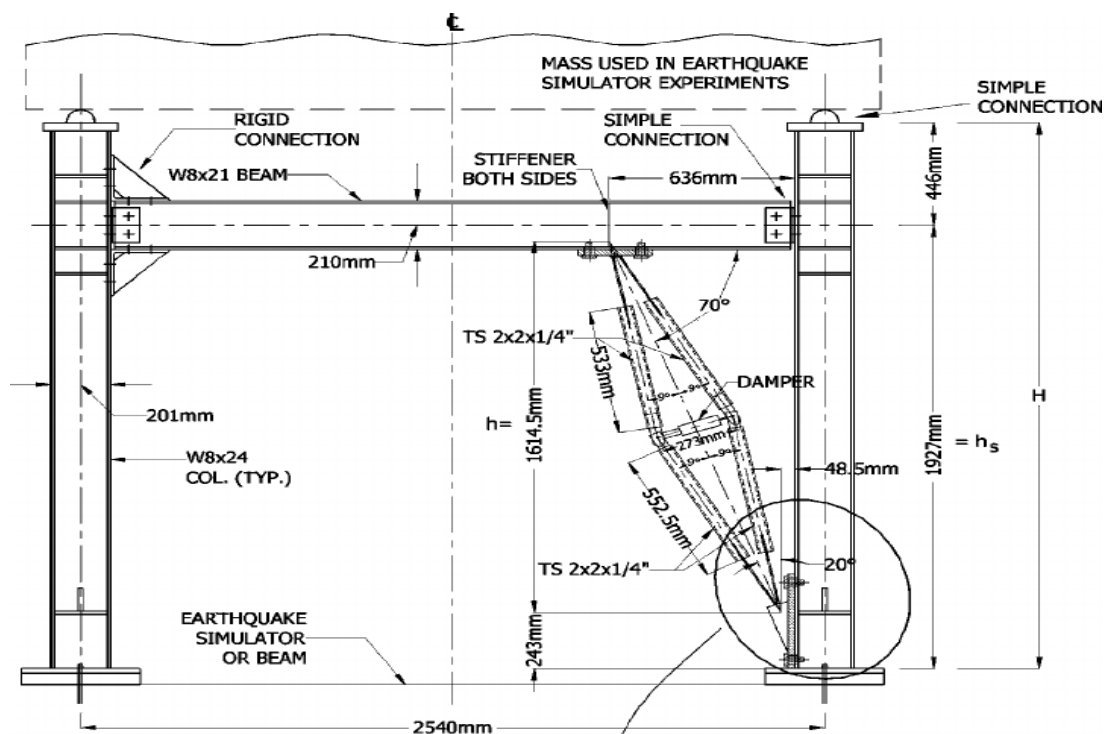


Figura 3-3A: Configuración gato hidráulico. Fuente: CDV Ingeniería antisísmico.

ANEXO N° 04: RELACIÓN EXISTENTE ENTRE LAS DERIVAS DE ENTREPISO Y EL DESEMPEÑO SÍSMICO.

Tabla 4-1A: Relación existente entre las derivas de entrepiso y el desempeño sísmico.

Fuente: Vielma, Barbat y Oller (2010).

Estado Límite	Parametro
Sin daño	$0\% \leq \delta < 0.5\%$
De servicio	$0.5\% \leq \delta < 1.5\%$
Daños irreparables	$1.5\% \leq \delta < 2.5\%$
Daños extensos	$2.5\% \leq \delta < 3.0\%$
Prevención de colapso	$3.0\% \leq \delta$; ID < 95%

mecánica de suelos. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO N° 05: GENERALIDADES DEL CASO DE ESTUDIO

CARACTERÍSTICAS GEOGRÁFICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

El caso de estudio de la presente tesis, se encuentra ubicada en la ciudad de Ica. Un plano de localización y ubicación se muestra en la siguiente figura.

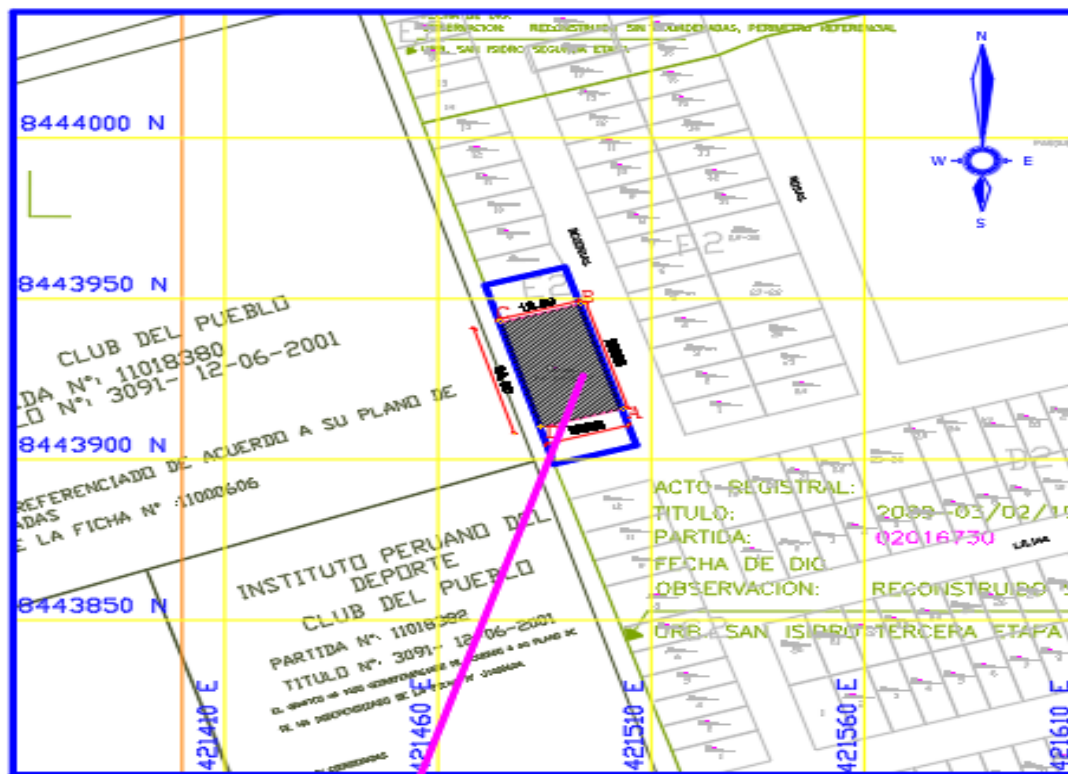


Figura 5-1A: Plano de ubicación y localización de la zona bajo estudio. Fuente: Elaboración propia.

CARACTERÍSTICAS CLIMATOLÓGICAS

Según los resultados indicados por SENAMHI sobre el promedio mensual de la temperatura y la radiación solar en la ciudad de Ica, se presentan los siguientes resultados:

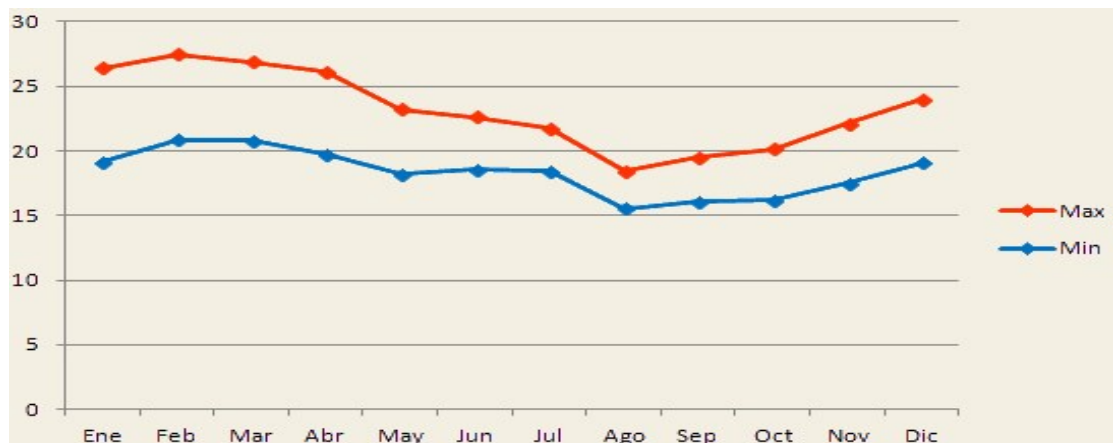


Figura 5-2A: Temperatura promedio mensual en la ciudad de ICA. Fuente: SENAMHI.

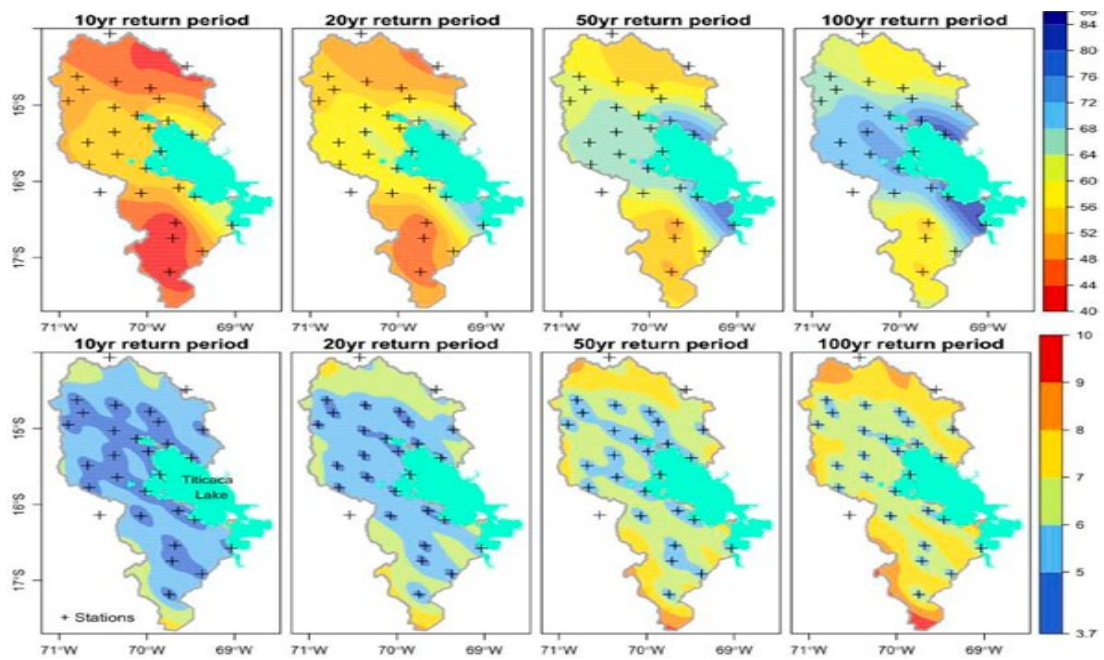


Figura 5-3A: Niveles de radiación solar en la ciudad de ICA. Fuente: SENAMHI.

ANEXO N° 06: CLASIFICACIÓN DE SUELOS.

Uno de los aspectos más importantes en la determinación del comportamiento sísmico de una estructura es la comprensión de las propiedades del suelo de fundación. Por tal motivo, en este ítem se presentan los métodos de muestreo y los estudios realizados para el conocimiento de las propiedades de este componente.

Se realizó una exploración mediante calicatas de 4 m de profundidad, las que se realizaron mediante la aplicación de maquinaria pesada, tal como se muestra en la siguiente figura. Se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas, a distintas profundidades, con la finalidad de obtener información acerca de los horizontes del suelo y la clasificación de estas.



Figura 6-1A: Vista panorámica de la excavación de las calicatas para el estudio de estrato. Fuente: Elaboración propia.



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por : TORNERO HUAMAN Thalia Rosa Luz Y SOTO VILCHEZ Yomar Arnold **CERTIFICADO N°** 027- 19
Proyecto : Analisis Y Dis.Estr.Aplic.Disipad.de Fluido Viscoso para mej el comp.Sism.de un Edif.De 5 niv.con Semisot.en la Ciudad de Ica
Ubicación : PROVINCIA y DEPARTAMENTO DE ICA **BOLETA N°** 2368

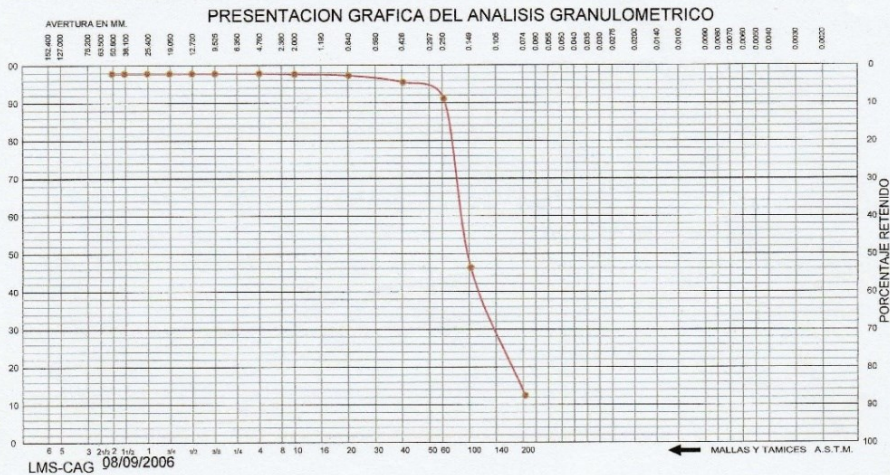
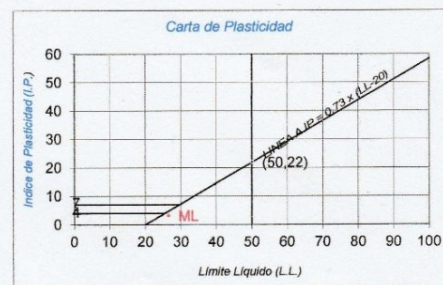
Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

Procedencia : CIUDAD DE ICA
Muestra : C - 1; E - 1 0.00 a 1.80 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	1.90	0.19	99.81	0.19
16	1.190				
20	0.840	3.70	0.37	99.44	0.56
30	0.590				
40	0.420	18.80	1.88	97.56	2.44
50	0.297				
60	0.250	45.90	4.59	92.97	7.03
80	0.177				
100	0.149	462.50	46.25	46.72	53.28
140	0.105				
200	0.074	350.30	35.03	11.69	88.31
Fondo		116.90	11.69	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.		
D_{10} (mm)	0.063	C_u	2.81		
D_{30} (mm)	0.113	C_c	1.14		
D_{60} (mm)	0.178				

HUMEDAD NATURAL (W)	%	18.40
LÍMITE LÍQUIDO (L.L.)	%	26.50
LÍMITE PLÁSTICO (L.P.)	%	23.35
ÍNDICE PLÁSTICO (I.P.)	%	3.15
PESO ESPECÍFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	S P - S M
CLASIFICACIÓN A.A.S.H.T.O.	A-2-4 (0)



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
Ing. RENE CANCHARI VEGA
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES Y PREVENCIÓN DE SUELOS

Figura 6-2A: Análisis granulométrico de la calicata N° 1 estrato 01ª una profundidad de 1.80m. Fuente: Laboratorio de suelos Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica.



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por : TORNERO HUAMAN Thalia Rosa Luz Y SOTO VILCHEZ Yomar Arnold
Proyecto : Anál. Y Dis. Estr. Aplic. Disipad. de Fluido Viscoso para mej. el comp. Sism. de un Edif. De 5 niv. con Semisot. en la Ciudad de I
Ubicación : PROVINCIA y DEPARTAMENTO DE ICA
CERTIFICADO N° 027 -A- 19
BOLETA N° 2368

Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
Tamizaje ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500	8.20	0.82	99.18	0.82
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	25.30	2.53	96.65	3.35
8	2.300				
10	2.000	65.50	6.55	90.10	9.90
16	1.190				
20	0.840	135.40	13.54	76.56	23.44
30	0.590				
40	0.420	255.20	25.52	51.04	48.96
50	0.297				
60	0.250	321.30	32.13	18.91	81.09
80	0.177				
100	0.149	145.20	14.52	4.39	95.61
140	0.105				
200	0.074	29.60	2.96	1.43	98.57
Fondo		14.30	1.43	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.188	C ₁₀	3.02	
D ₃₀ (mm)		0.309	C ₃₀	0.89	
D ₆₀ (mm)		0.567			

Procedencia	: CIUDAD DE ICA
Muestra	: C - 1; E - 2 1.80 a 3.20 mt.
Peso de Muestra	: 1000.00 grs.
HUMEDAD NATURAL (W)	% 21.58
LÍMITE LÍQUIDO (L.L.)	% 0.00
LÍMITE PLÁSTICO (L.P.)	% 0.00
ÍNDICE PLÁSTICO (I.P.)	% 0.00
PESO ESPECÍFICO	(gr/cc)

CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	S P
CLASIFICACIÓN A.A.S.H.T.O.	A-3 (0)

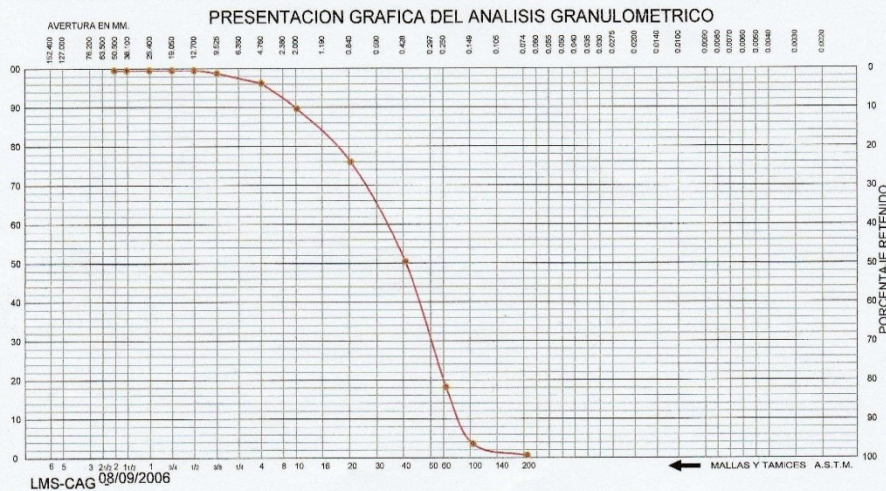
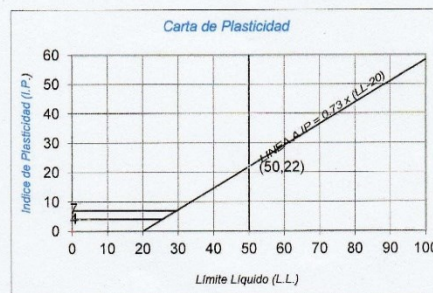


Figura 6-3A: Análisis granulométrico de la calicata N° 1 estrato 02ª una profundidad de 3.20m. Fuente: Laboratorio de suelos Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica.



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por : TORNERO HUAMAN Thalia Rosa Luz Y SOTO VILCHEZ Yomar Arnold **CERTIFICADO N° 027 -B- 19**
Proyecto : Análisis y Dis. Estr. Aplic. Disipad. de Fluido Viscoso para mej. el comp. Sism. de un Edif. De 5 niv. con Semisot. en la Ciudad de Ica
Ubicación : PROVINCIA y DEPARTAMENTO DE ICA **TESISTA**

Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	2.40	0.24	99.76	0.24
8	2.300				
10	2.000	12.50	1.25	98.51	1.49
16	1.190				
20	0.840	29.70	2.97	95.54	4.46
30	0.590				
40	0.420	43.60	4.36	91.18	8.82
50	0.297				
60	0.250	117.80	11.78	79.40	20.60
80	0.177				
100	0.149	678.50	67.85	11.55	88.45
140	0.105				
200	0.074	89.70	8.97	2.58	97.42
Fondo		25.80	2.58	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.136	C _u	1.63	
D ₅₀ (mm)		0.176	C _c	1.04	
D ₉₀ (mm)		0.221			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	26.70
LÍMITE LÍQUIDO (L.L.)	%	0.00
LÍMITE PLÁSTICO (L.P.)	%	0.00
ÍNDICE PLÁSTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECÍFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACIÓN A.A.S.H.T.O.	A-3	(0)

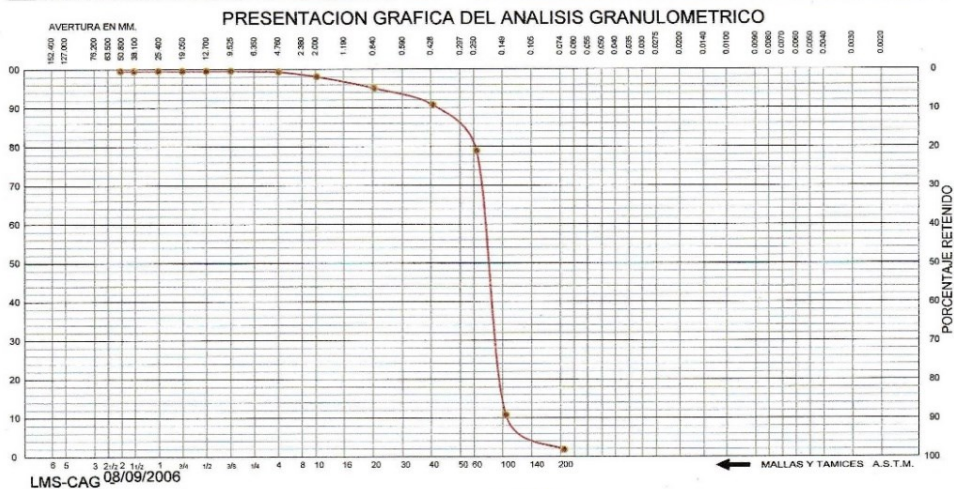
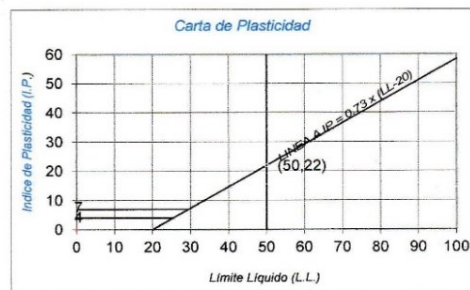


Figura 6-4A: Análisis granulométrico de la calicata N° 1 estrato 03ª a una profundidad de 4.5 m. Fuente: Laboratorio de suelos Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica.



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por : TORNERO HUAMAN Thalia Rosa Luz Y SOTO VILCHEZ Yomar Arnold
Proyecto : Análisis Y Dis. Estr. Aplic. Disipad. de Fluido Viscoso para mej. el comp. Sism. de un Edif. De 5 niv. con Semisot. en la Ciudad de Ica
Ubicación : PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE ICA
Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

CERTIFICADO N° 027-C- 19

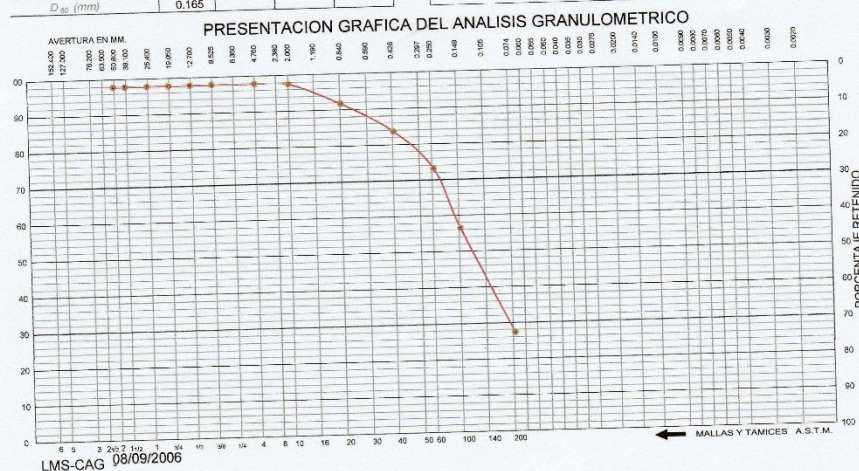
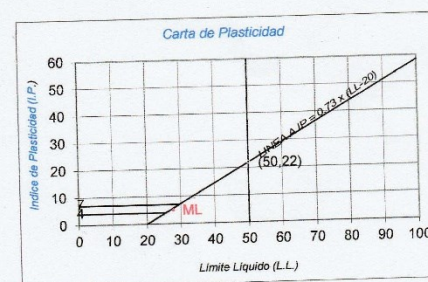
TESISTA

Procedencia : CIUDAD DE ICA
Muestra : C - 2; E - 1 0.00 a 1.70 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

HUMEDAD NATURAL (W) % 17.79
LÍMITE LÍQUIDO (L.L.) % 27.70
LÍMITE PLÁSTICO (L.P.) % 22.65
ÍNDICE PLÁSTICO (I.P.) % 5.05
PESO ESPECÍFICO (gr/cc)

CLASIFICACIÓN S.U.C.S. S - M.
CLASIFICACIÓN A.A.S.H.T.O. A-2-4 (0)

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	3.50	0.35	99.65	0.35
16	1.190				
20	0.840	59.60	5.96	93.69	6.31
30	0.590				
40	0.420	83.40	8.34	85.35	14.65
50	0.297				
60	0.250	108.40	10.84	74.51	25.49
80	0.177				
100	0.149	173.40	17.34	57.17	42.83
140	0.105				
200	0.074	300.50	30.05	27.12	72.88
Fondo		271.20	27.12	0.00	100.00
Peso Total #		1000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.027	C _u	6.06	
D ₃₀ (mm)		0.081	C _u	1.46	
D ₆₀ (mm)		0.165			



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
Ing. FELIX A. CRISTÓBAL GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS

Figura 6-5A: Análisis granulométrico de la calicata N° 2 estrato 01ª una profundidad de 1.80 m. Fuente: Laboratorio de suelos Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica.



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por : TORNERO HUAMAN Thalia Rosa Luz Y SOTO VILCHEZ Yomar Arnold
Proyecto : Análisis y Dis. Estr. Aplic. Disipad. de Fluido Viscoso para mej. el comp. Sism. de un Edif. De 5 niv. con Semisot. en la Ciudad de I
Ubicación : PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE ICA
Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

CERTIFICADO N° 027 -D- 19

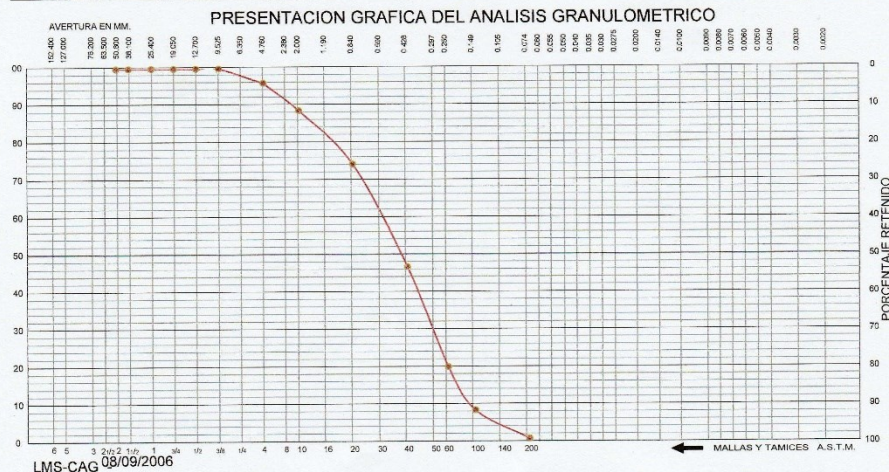
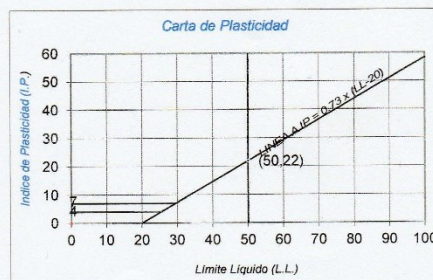
TESISTA

Procedencia : CIUDAD DE ICA
Muestra : C - 2; E - 2 1.70 a 3.10 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	38.30	3.83	96.17	3.83
8	2.300				
10	2.000	73.40	7.34	88.83	11.17
16	1.190				
20	0.840	142.50	14.25	74.58	25.42
30	0.590				
40	0.420	273.20	27.32	47.26	52.74
50	0.297				
60	0.250	266.30	26.63	20.63	79.37
80	0.177				
100	0.149	115.60	11.56	9.07	90.93
140	0.105				
200	0.074	75.40	7.54	1.53	98.47
Fondo		15.30	1.53	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.157	C _u	3.92	
D ₅₀ (mm)		0.310	C _c	0.99	
D ₆₀ (mm)		0.616			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	22.40
LÍMITE LÍQUIDO (L.L.)	%	0.00
LÍMITE PLÁSTICO (L.P.)	%	0.00
ÍNDICE PLÁSTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECÍFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACIÓN A.A.S.H.T.O.	A-1-b	(0)



LMS-CAG 08/09/2006



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
Ing. FERRAZ TORNERO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS

Figura 6-6A: Análisis granulométrico de la calicata N° 2 estrato 02ª una profundidad de 3.20 m. Fuente: Laboratorio de suelos Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica.



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por : TORNERO HUAMAN Thalia Rosa Luz Y SOTO VILCHEZ Yomar Arnold CERTIFICADO N° 027-E- 19
Proyecto : Anál. Y Dis. Estr. Aplic. Disipad. de Fluido Viscoso para mej. el comp. Sism. de un Edif. De 5 niv. con Semisot. en la Ciudad de Ica
Ubicación : PROVINCIA y DEPARTAMENTO DE ICA TESISISTA

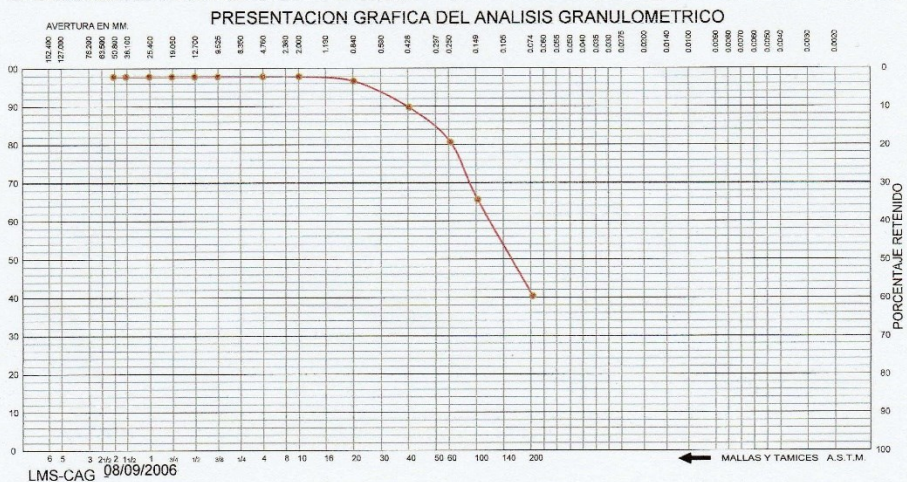
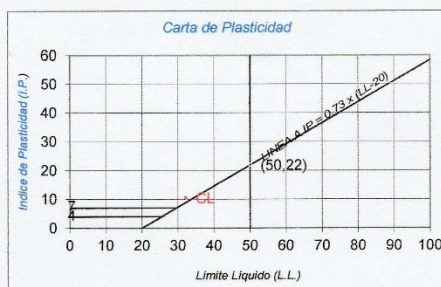
Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

Procedencia : CIUDAD DE ICA
Muestra : C - 2; E - 3 3.10 a 4.50 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa.	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	0.00	0.00	100.00	0.00
16	1.190				
20	0.840	12.30	1.23	98.77	1.23
30	0.590				
40	0.420	71.50	7.15	91.62	8.38
50	0.297				
60	0.250	93.80	9.38	82.24	17.76
80	0.177				
100	0.149	156.00	15.60	66.64	33.36
140	0.105				
200	0.074	260.40	26.04	40.60	59.40
Fondo		406.00	40.60	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.018	C ₁₇	7.13	
D ₃₀ (mm)		0.055	C ₆	1.26	
D ₆₀ (mm)		0.130			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	27.59
LÍMITE LÍQUIDO (L.L.)	%	32.20
LÍMITE PLÁSTICO (L.P.)	%	21.70
ÍNDICE PLÁSTICO (I.P.)	%	10.50
PESO ESPECÍFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	S - CL
CLASIFICACIÓN A.A.S.H.T.O.	A-6 (1)



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
Ing. FÉLIX A. ORMEÑO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS

Figura 6-4A: Análisis granulométrico de la calicata N° 2 estrato 03ª una profundidad de 4.50 m. Fuente: Laboratorio de suelos Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica.



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por : TORNERO HUAMAN Thalia Rosa Luz Y SOTO VILCHEZ Yomar Arnold
Proyecto : Análisis Y Dis. Estr. Aplic. Disipad. de Fluido Viscoso para mej. el comp. Sism. de un Edif. De 5 niv. con Semisot. en la Ciudad de Ica
Ubicación : PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE ICA
CERTIFICADO N° 027-F-19
TESISTA

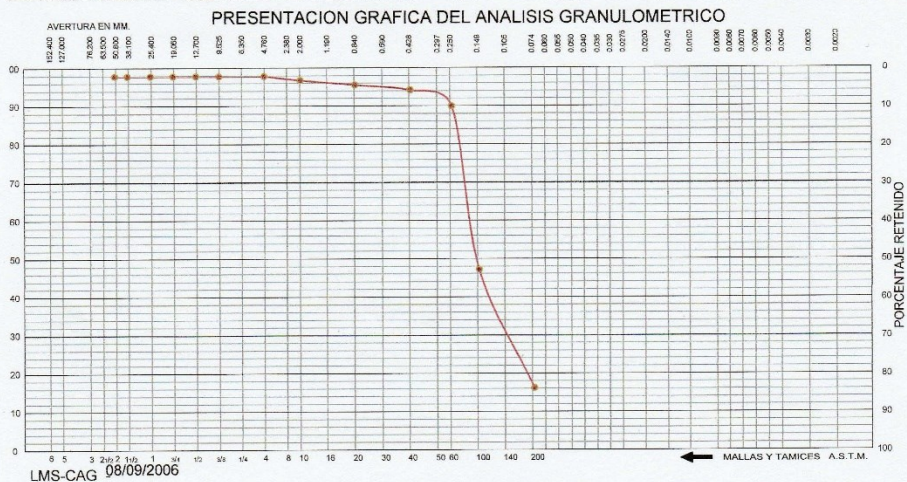
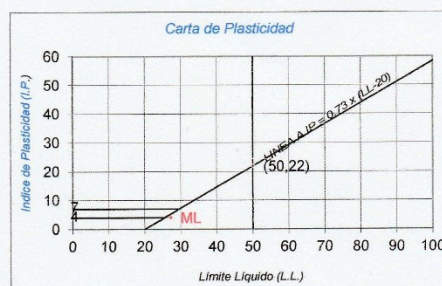
Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

Procedencia : CIUDAD DE ICA
Muestra : C-3; E-1 0.00 a 1.90 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO						
Tamicez	Aber.	Peso	% Reten.	% Pasa	% Ret	% Acum.
ASTM	mm.					
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.000					
1/2"	12.700					
3/8"	9.500					
1/4"	6.350					
N° 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00	
8	2.300					
10	2.000	11.10	1.11	98.89	1.11	
16	1.190					
20	0.840	12.80	1.28	97.61	2.39	
30	0.590					
40	0.420	14.20	1.42	96.19	3.81	
50	0.297					
60	0.250	43.50	4.35	91.84	8.16	
80	0.177					
100	0.149	442.10	44.21	47.63	52.37	
140	0.105					
200	0.074	320.40	32.04	15.59	84.41	
Fondo		155.90	15.59	0.00	100.00	
Peso Total =		1000.00	gr.			
D ₁₀ (mm)		0.047	C _u	3.73		
D ₃₀ (mm)		0.108	C _c	1.38		
D ₆₀ (mm)		0.177				

HUMEDAD NATURAL (W)	%	17.90
LÍMITE LÍQUIDO (L.L.)	%	27.20
LÍMITE PLÁSTICO (L.P.)	%	23.15
ÍNDICE PLÁSTICO (I.P.)	%	4.05
PESO ESPECÍFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	S - M.
CLASIFICACIÓN A.A.S.H.T.O.	A-2-4 (0)



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
Ing. PELIX ORMENO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS

Figura 6-8A: Análisis granulométrico de la calicata N° 3 estrato 01ª una profundidad de 1.80 m. Fuente: Laboratorio de suelos Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica.



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por : TORNERO HUAMAN Thalia Rosa Luz Y SOTO VILCHEZ Yomar Arnold
Proyecto : Análisis y Dis. Estr. Aplic. Disipad. de Fluido Viscoso para mej. el comp. Sism. de un Edif. De 5 niv. con Semisot. en la Ciudad de Ica
Ubicación : PROVINCIA y DEPARTAMENTO DE ICA
Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

CERTIFICADO N° 027 -G- 19

TESISTA

Procedencia : CIUDAD DE ICA
Muestra : C - 3; E - 2 1.90 a 3.30 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
Tamices ASTM	Abert. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500	13.50	1.35	98.65	1.35
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	31.30	3.13	95.52	4.48
8	2.300				
10	2.000	76.40	7.64	87.88	12.12
16	1.190				
20	0.840	152.20	15.22	72.66	27.34
30	0.590				
40	0.420	259.10	25.91	46.75	53.25
50	0.297				
60	0.250	290.70	29.07	17.68	82.32
80	0.177				
100	0.149	116.40	11.64	6.04	93.96
140	0.105				
200	0.074	45.80	4.58	1.46	98.54
Fondo		14.60	1.46	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.183	C _u	3.46	
D ₃₀ (mm)		0.322	C _c	0.89	
D ₅₀ (mm)		0.635			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	20.91
LÍMITE LÍQUIDO (L.L.)	%	0.00
LÍMITE PLÁSTICO (L.P.)	%	0.00
ÍNDICE PLÁSTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECÍFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	S P
CLASIFICACIÓN A.A.S.H.T.O.	A-1-b (0)

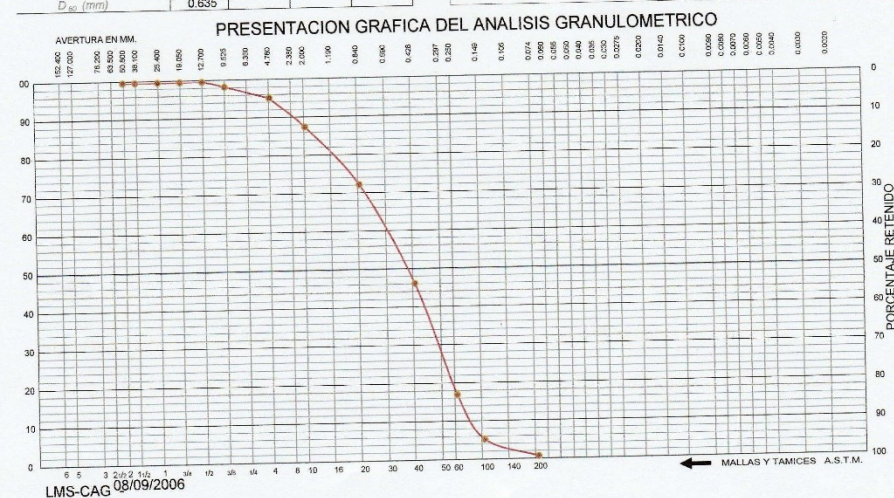
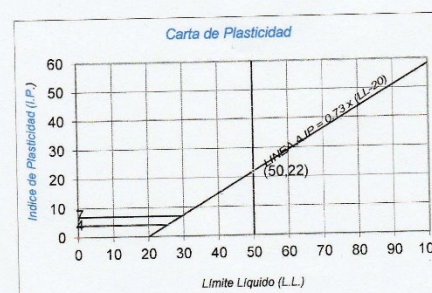


Figura 6-9A: Análisis granulométrico de la calicata N° 3 estrato 02ª una profundidad de 3.20 m. Fuente: Laboratorio de suelos Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica.



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por :: TORNERO HUAMAN Thalia Rosa Luz Y SOTO VILCHEZ Yomar Arnold CERTIFICADO N° 027 -H- 19
Proyecto :: Analisis Y Dis. Estr. Aplic. Disipad de Fluido Viscoso para mej. el comp. Sism. de un Edif. De 5 niv. con Semisot. en la Ciudad de I
Ubicación :: PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE ICA BOLETA N° 2368

Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, JUNIO DEL 2019

Procedencia : CIUDAD DE ICA
Muestra : C-3; E-3 3.30 a 4.50 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500	24.60	2.46	97.54	2.46
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	35.70	3.57	93.97	6.03
8	2.300				
10	2.000	37.40	3.74	90.23	9.77
16	1.190				
20	0.840	51.80	5.18	85.05	14.95
30	0.590				
40	0.420	70.80	7.08	77.97	22.03
50	0.297				
60	0.250	91.40	9.14	68.83	31.17
80	0.177				
100	0.149	465.30	46.53	22.30	77.70
140	0.105				
200	0.074	183.80	18.38	3.92	96.08
Fondo		39.20	3.92	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00 gr.			
D ₁₀ (mm)		0.099	C _u	2.34	
D ₃₀ (mm)		0.166	C _c	1.20	
D ₅₀ (mm)		0.231			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	28.29
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3	(0)

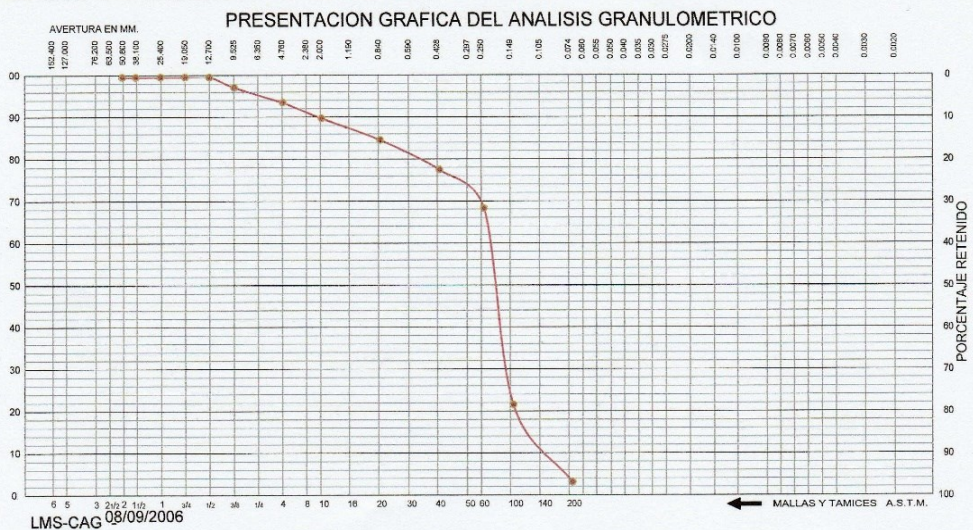
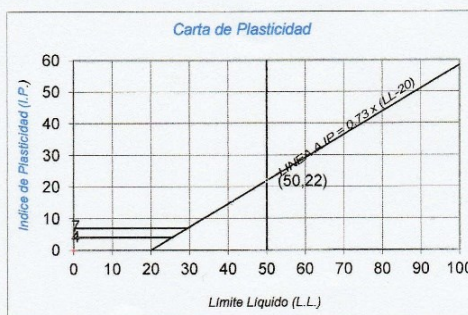


Figura 6-10A: Análisis granulométrico de la calicata N° 3 estrato 03ª una profundidad de 4.50 m. Fuente: Laboratorio de suelos Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica.

Ciudad Univesitaria Panamericana Sur Km 305 Telef: 056-#320452 ICA -PERU



BOLETA N° 2368

DATOS DEL ESPECIMEN 3

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	320	0	0.00	0.00
10	0.250	310	40	12.24	0.34
20	0.500	301	50	15.30	0.43
30	0.750	291	59	18.05	0.50
40	1.000	282	67	20.50	0.57
50	1.250	272	74	22.64	0.63
60	1.500	263	80	24.48	0.68
70	1.750	253	85	26.01	0.72
80	2.000	244	89	27.23	0.76
90	2.250	236	92	28.15	0.78
100	2.500	226	94	28.76	0.80
110	2.750	218	96	29.38	0.82
120	3.000	208	97	29.68	0.82
130	3.250	199	98	29.99	0.83
140	3.500	189	98	29.99	0.83
150	3.750	175	98	29.99	0.83
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Ing. FELIX A. FORMENO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCION DE BIENES
Y PRESTACION DE SERVICIOS

114



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio Mecánica de Suelos

Ciudad Universitaria Panamericana Sur Km 305 Telef. 056-#320452 ICA-PERU



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 010 - 19

BOLETA N° 2368

SOLICITANTE : Bach. TORNERO HUAMAN Thalia Rosa Luz Y SOTO VILCHEZ Yomar Arnold

PROYECTO : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN EFICIO DE CINCO NIVELES CON SEMISOTANO EN LA CIUDAD DE ICA

UBICACIÓN : CIUDAD DE ICA

FECHA : Ica, Junio del 2019

Sondaje : C - 2;

Clasif. (SUCS) : S - CL/ARENA ARCILLOSA CON LIMO

Muestra : E - 3

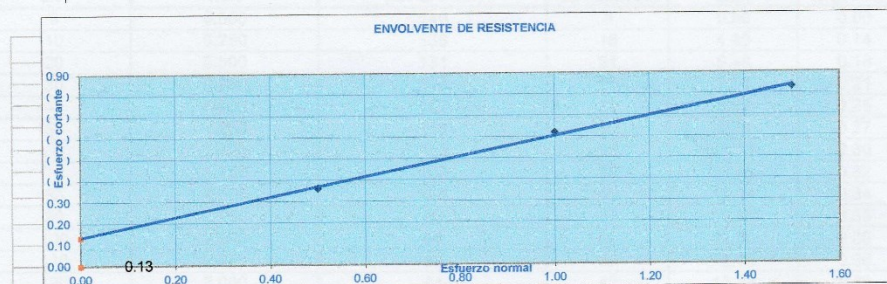
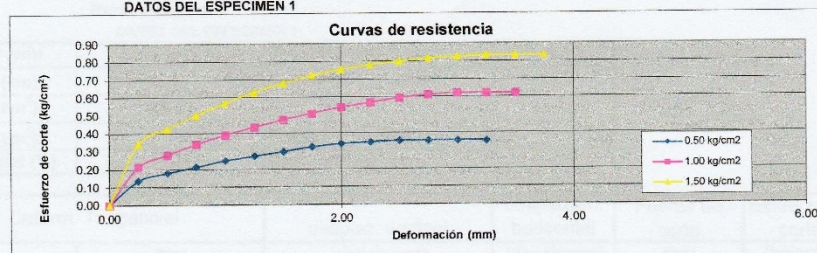
Velocidad (mm/min) : 0.5

Profundidad : 0.00 a 4.00 mt.

Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.306

Estado : Remoldeado

DATOS DEL ESPECIMEN 1



Esf. Normal kg/cm2	Esf.Cortante kg/cm2
0.50	0.36
1.00	0.62
1.50	0.83

RESULTADOS	
C =	0.13
$\phi =$	30.7



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



Ing. CELIA A. GRIMENO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS

Figura 7-2A: Diagramas esfuerzo cortante deformación lateral, para distintos niveles de esfuerzos de compresión. Fuente: Laboratorio de suelos. Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica

ANEXO N° 08: ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA

Finalmente, con la caracterización mostrada en ítem anterior, se procede a la determinación de la capacidad portante del suelo de fundación. Como se sabe de la mecánica de suelos tal valor es función no solo del tipo de suelo sino de la cimentación y su forma. A continuación, se presenta un resumen del cálculo usando el método de Terzagui.

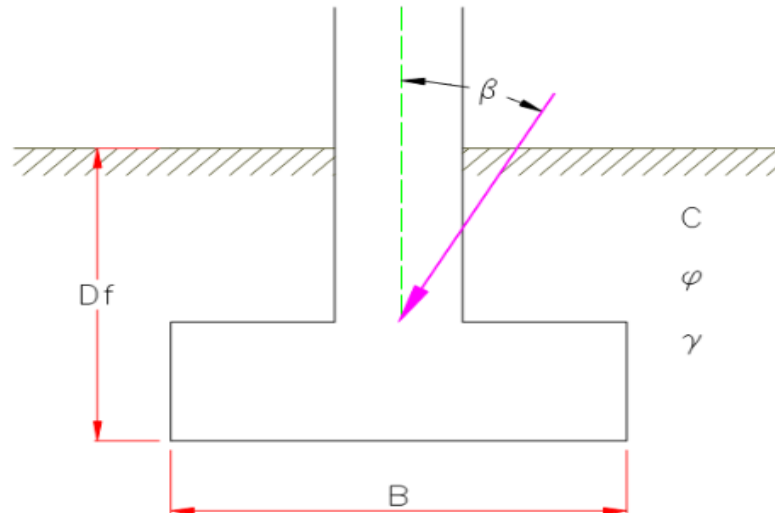


Figura 8-1A: Parámetros tomados en cuenta para el dimensionamiento de zapatas.

Fuente. Elaboración propia.

Los parámetros considerados en la teoría límite de Terzaghi, se comentan a continuación.

- ✓ D_f : Profundidad de cimentación
- ✓ B : Máxima dimensión de la zapata
- ✓ C : Cohesión característica del suelo
- ✓ Φ : Angulo de fricción interna
- ✓ γ : Peso específico del suelo

Según

Tabla 8-1A: Parámetros de ingreso para el cálculo de la capacidad portante. Fuente:

Elaboración propia.

Dato	Valor	Unidad
C	0.13	Ton/m ²
Φ	30.70	°
γ	1.65	Ton/m ³
D_w	3	m

Tabla 8-2A: Parámetros de ingreso para el cálculo de la capacidad portante. Fuente:
Elaboración propia.

Dato	Valor	Unidad
Df	2.00	m
B	3.00	m
L	5.00	m

Tabla 8-3A: Parámetros de ingreso para el cálculo de la capacidad portante. Fuente:
Elaboración propia.

Factor	Terzagui	Meyerhof	Vesic
Nc	55.864	55.864	55.864
Nq	87.400	43.163	43.163
Ny	107.528	53.697	66.663

Según los datos tenemos:

Factores de capacidad de carga:

- ✓ $N_c = \cot \phi (N_q - 1) = 55.864$
- ✓ $N_q = e^{\pi \tan \phi \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \cos \phi} \right)} = 87.400$
- ✓ $N_y = 1.5 * (N_q - 1) \tan \phi = 107.528$

Factores de forma:

- ✓ $S_c = 1 + 0.2 \times \frac{B}{L} = 1.12$
- ✓ $S_q = 1 + 1.5 \times \frac{B}{L} \times \tan \phi = 1.53$
- ✓ $S_y = 1 - 0.1 \times \frac{B}{L} = 0.94$

Aplicando Terzagui

$$Q_o = c N_c S_c D_c + q N_q S_q D_q + \gamma (B/2) N_y S_y D_y$$

Tabla 8-4A: Parámetros de ingreso para el cálculo de la capacidad portante. Fuente:
Elaboración propia.

Teoría	qu	qadm	Unidad
Terzagui	61.2	20.8	Ton/m ²

ANEXO N ° 09: ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN

En esta sección se muestran las características más relevantes de la configuración estructural asumida para el caso de la edificación analizada, dando detalle del tipo de elementos verticales y horizontales. También se muestra el análisis de las cargas aplicadas al sistema, tales como cargas muertas, vivas y sísmicas. Adicionalmente se muestra un conjunto de registros accelero gráficos obtenidos de diversas fuentes, tales como el sismo de Lima de 1974; Arequipa, 2001; e Ica, 2007.

SISTEMA ESTRUCTURAL Y CARACTERÍSTICAS

Es importante recordar que la estructura analizada tendrá un semisótano, es decir un recinto que se encontrará parcialmente sepultado, en el caso analizado la profundidad del semisótano enterrado será la mitad de toda la altura de este entrepiso (1.5m).

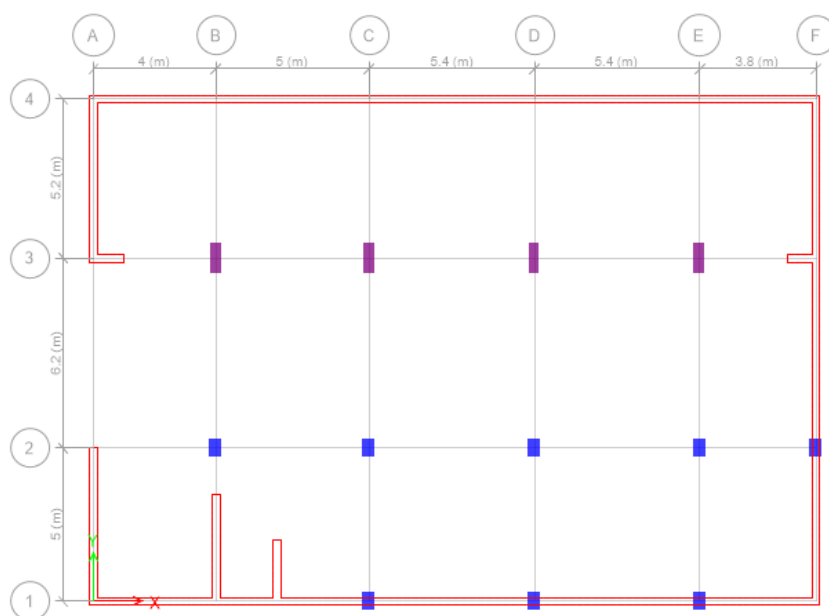


Figura 9-1A: Configuración estructural presente en el semisótano. Fuente: Elaboración propia.

El hecho de que una estructura tenga un sótano o semisótano implica que deberá tener un conjunto de elementos verticales que deberán contener la presión lateral del suelo circundante. En este caso, todo el perímetro estará rodeado de un muro de concreto armado, tal como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** El muro mencionado será de concreto armado con un espesor de 20 cm. Por lo tanto y de acuerdo a la arquitectura presentada se trata de un sistema estructural de muros, debido a que la más del 80% de la cortante en la base es absorbido por los muros, además por las grandes luces se consideró emplear losas macizas de una dirección.

Es importante notar que el número de ejes resistentes en la dirección x es de seis, mientras que el número de ejes en la dirección y fue tres. Esta diferencia notable de ejes resistentes ha provocado que las dimensiones requeridas de los elementos verticales en este eje sean notablemente mayores a los requeridos en la dirección x, siempre teniendo en cuenta las rotulas plásticas en las uniones con vigas.

Además, con la finalidad de poder incrementar la rigidez de la estructura y poder sortear el hecho de tener tan pocos ejes resistentes en la dirección y, se han considerado placas en forma de “L” en las esquinas de la estructura analizada, tal como se puede apreciar. Además, debe considerarse que se ha aprovechado la existencia de unas escaleras y una caja de ascensores para colocar unos muros de corte adicionales, tal como observa en las figuras mencionadas.

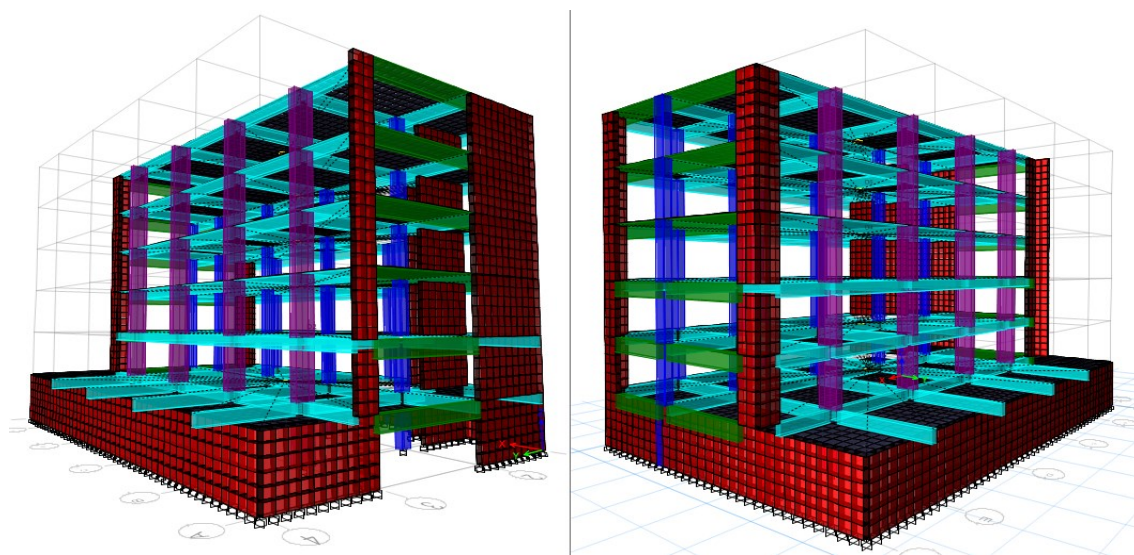


Figura 9-2A: Vistas laterales de la edificación analizada. Fuente: Elaboración propia.

PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS

DIMENSIONAMIENTO POR CARGAS GRAVITACIONALES

Algunos de los criterios más comúnmente aceptados para la estimación de las dimensiones de los elementos estructurales son el criterio de las cargas gravitacionales axiales, para el caso de las columnas, y los criterios de servicialidad en el caso de elementos horizontales, como las vigas y losas.

Tabla 9-1A: Peraltes recomendados en elementos horizontales. Fuente: Norma de diseño en concreto (E060, 2003).

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Predimensionado de losa maciza en una dirección

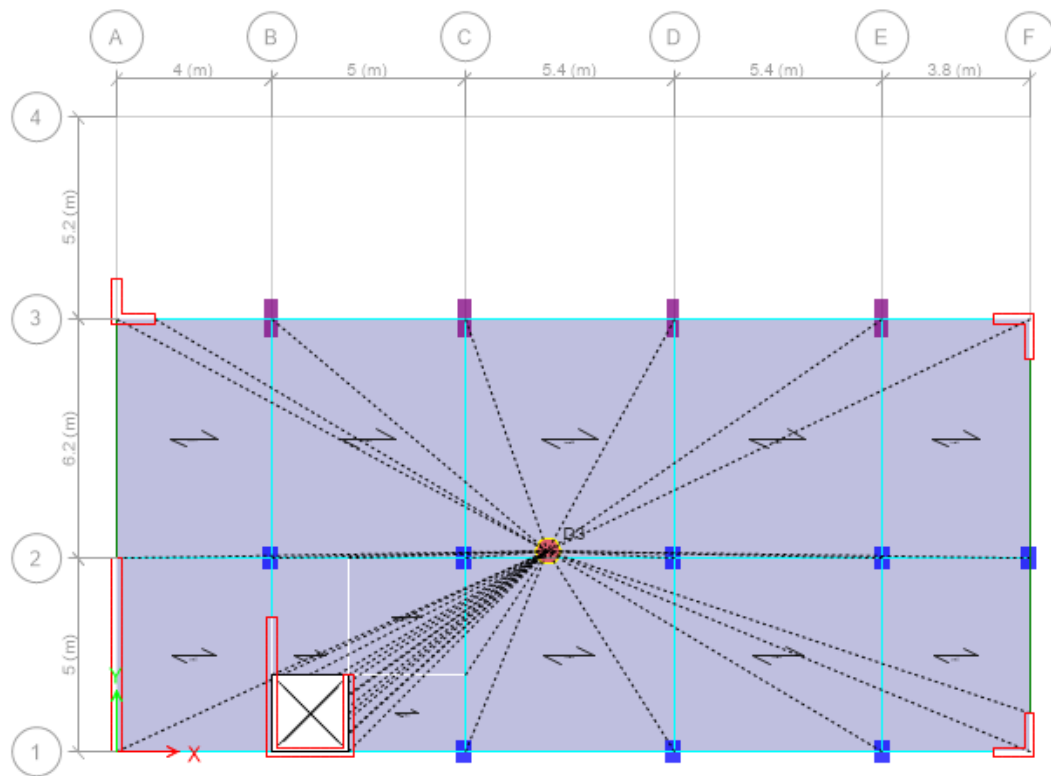


Figura 9-3A Configuración estructural presente en el primer nivel y niveles típicos.

Fuente: Elaboración propia.

Como se observa en la figura, la losa maciza se diseña para la dirección X, la cual es la distancia más corta.

Distancias en metros entre apoyos en la dirección x-x

$$L1 = 4.00\text{m}$$

$$L2 = 5.00\text{m}$$

$$L3 = 5.40\text{m}$$

$$L4 = 3.80\text{m}$$

Según la Tabla 9-1A y considerando el caso más desfavorable, es decir con un lado continuo se tiene:

$$Hlosa = \frac{L1}{24} = 0.167m$$

$$Hlosa = \frac{L2}{24} = 0.208m$$

$$Hlosa = \frac{L3}{24} = 0.225m$$

$$Hlosa = \frac{L4}{24} = 0.158m$$

Tomando como promedio se considerará una losa maciza de una dirección de espesor 20cm.

Predimensionamiento de vigas

En el caso del dimensionamiento de las vigas de concreto armado, se usa un criterio conocido como servicialidad. Este criterio consiste en dimensionar los elementos estructurales con la finalidad de que cuando estén operativos o prestando el servicio para el que fueron concebidos, las deformaciones existentes sean prácticamente inadvertidas por los usuarios. En este criterio prevalecen los criterios de rigidez de los elementos.

Distancias en metros entre apoyos en ambas direcciones.

$$L1 = 5.00m$$

$$L2 = 6.20m$$

$$L3 = 5.20m$$

$$L4 = 4.00m$$

$$L5 = 5.40m$$

Tomando la siguiente condición para calcular el peralte de la viga h, de acuerdo a las distancias entre apoyos L:

$$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Para } L1: \quad 0.417m \leq h1 \leq 0.5m \quad \rightarrow \quad h1=0.5m$$

$$\text{Para } L1: \quad 0.517m \leq h2 \leq 0.62m \quad \rightarrow \quad h2=0.6m$$

$$\text{Para } L1: \quad 0.433m \leq h3 \leq 0.52m \quad \rightarrow \quad h3=0.5m$$

$$\text{Para } L1: \quad 0.333m \leq h4 \leq 0.4m \quad \rightarrow \quad h4=0.4m$$

$$\text{Para } L1: \quad 0.45m \leq h5 \leq 0.54m \quad \rightarrow \quad h5=0.55m$$

La condición para la base de la viga “b” es:

$$\frac{h}{2} \leq b \leq \frac{2h}{3}$$

Para h1:	$0.25m \leq b1 \leq 0.33m$	$\rightarrow$	$b1=0.25m$
Para h2:	$0.30m \leq b2 \leq 0.40m$	$\rightarrow$	$b2=0.3m$
Para h3:	$0.25m \leq b3 \leq 0.33m$	$\rightarrow$	$b3=0.25m$
Para h4:	$0.20m \leq b4 \leq 0.267m$	$\rightarrow$	$b4=0.2m$
Para h5:	$0.275m \leq h5 \leq 0.367m$	$\rightarrow$	$b5=0.3m$

Luego en resumen se tiene que Las vigas del 1 al 3 corresponden a las condiciones más desfavorables en la dirección Y-Y y las vigas del 4 al 5 a la dirección X-X.

Teniendo en cuenta la condición más desfavorable en cada dirección, se concluye:

Vigas en el sentido X-X: 25cm x 60cm

Vigas en el sentido Y-Y: 25cm x 60cm

Predimensionado de columnas

Para el predimensionado de columnas lo realizaremos con el método de área tributaria, el cual es un método convencional más usado, para ello se aplicará la carga específica en edificaciones que han sido determinadas por investigaciones previas estableciéndose en un rango de valores que van desde los 0.8 t/m² hasta la 1.5 t/m² (Irala Candiotti, 2005).

Con los datos mencionados ya es posible estimar el nivel de cargas axiales que una columna estará soportando en un estado de servicio; sin embargo, aún queda establecer un criterio que permita establecer las dimensiones mínimas de tal elemento. El criterio comúnmente empleado dentro de la práctica de la ingeniería es el de esfuerzos admisibles. El criterio de los esfuerzos admisibles establece que los niveles de carga axial dentro de un elemento estructural nunca deben exceder de ciertos niveles de esfuerzo dentro del material elegido para la construcción, en otros términos, siempre se debe cumplir lo siguiente:

$$\sigma \leq \sigma_m$$

Donde σ_m , es el esfuerzo axial maximo que el material puede tolerar, o elegido con algún criterio similar; y σ , es el esfuerzo axial maximo impuesto por la aplicación de las cargas axiales gravitacionales.

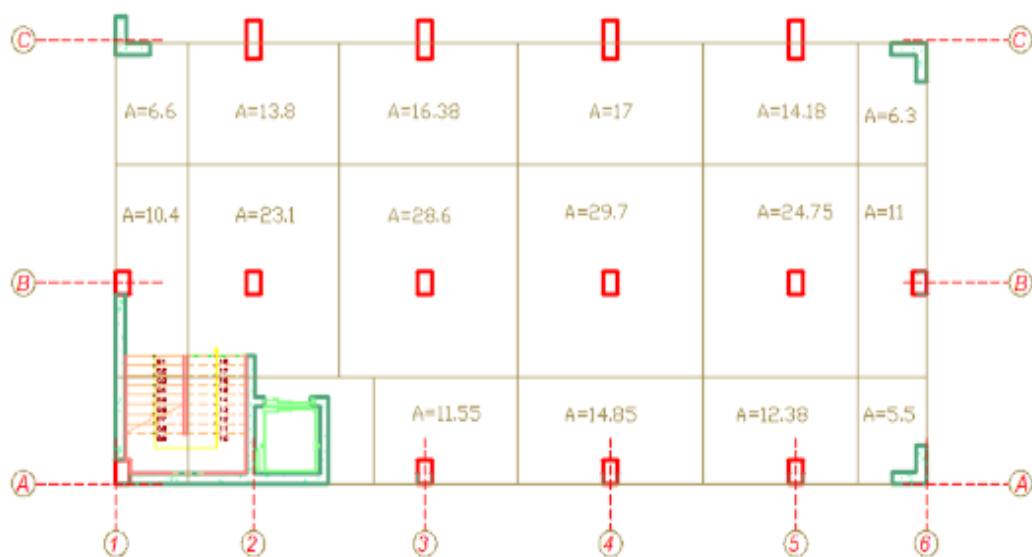


Figura 9-4A: Áreas tributarias de pisos comunes (Elaboración propia)

Las áreas tributarias “At” mayores por tipo de columna son:

C-1: Columna céntrica → $At1=29.7m^2$

C-2: Columna excéntrica → $At2=17.0m^2$

C-3: Columna esquinada → $At3=6.6m^2$

Las columnas C-3 se tomará de referencia puesto que en realidad son placas de concreto armado.

El peso promedio por metro cuadrado a considerar es $P=1500\text{ Kg}/m^2$ comúnmente recomendado para estructuras de categoría A1 según el RNE, así mismo se considerará las áreas del primer nivel en las columnas tipo C-2 y C-3 en un porcentaje del 15%.

Empleando las formulas por resistencia del concreto:

Para la resistencia del concreto: $f'c = 210\text{Kg}/cm^2$

Para columnas céntricas C-1:

$$Acol = \frac{At1 \times P \times N^{\circ} \text{pisos}}{0.45 \times f'c}$$

$$Acol = \frac{29.7m^2 \times 1500kg/m^2 \times 6}{0.45 \times 210kg/cm^2} = 2566cm^2$$

Para columnas excéntricas C-2:

$$Acol = \frac{At1 \times P \times N^{\circ} \text{pisos}}{0.35 \times f'c}$$

$$Acol = \frac{17m^2 \times 1500kg/m^2 \times 6 \times 1.15}{0.35 \times 210kg/cm^2} = 2172cm^2$$

Para columnas esquinadas C-3:

$$A_{col} = \frac{At1xPxN^{\circ}pisos}{0.35xf'c}$$

$$A_{col} = \frac{6.6m^2x1500kg/m^2x6x1.15}{0.35x210kg/cm^2} = 843.13cm^2$$

En resumen, a fin de cumplir con el área mínima y considerando columnas rectangulares para mejorar la rigidez del edificio:

C-1: Columnas céntricas, 40cm x 60cm con área de 2400cm², Lado mayor en la dirección Y-Y

C-2: Columnas excéntricas, 40cm x 70cm con área de 2800cm², Lado mayor en la dirección Y-Y

C-3: Se consideró placas de 20cm x 1m con área 2000cm² en ambos sentidos para mejorar la rigidez del edificio.

Condición a cumplir entre vigas y columnas

El momento de inercia de las columnas debe ser mayor al momento de inercia en las vigas para cada dirección de análisis

INERCIA EN LA DIRECCIÓN X-X								
NOMBRE	VIGAS			NOMBRE	COLUMNAS			OK?
	b(cm)	h(cm)	I(cm4)		b(cm)	h(cm)	I(cm4)	
V-25X60	25	60	450000	C-1	40	60	720000	OK
V-25X60	25	60	450000	C-2	40	70	1143333	OK
INERCIA EN LA DIRECCIÓN Y-Y								
NOMBRE	VIGAS			NOMBRE	COLUMNAS			OK?
	b(cm)	h(cm)	I(cm4)		b(cm)	h(cm)	I(cm4)	
V-25X60	25	60	78125	C-1	40	60	320000	OK
V-25X60	25	60	78125	C-2	40	70	373333	OK

Tabla 9-2A: Momentos de inercia de vigas y columnas (Elaboración propia)

CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS SISMORESISTENTE

En esta sección se muestran las consideraciones realizadas para el análisis de la estructura, tales como las cargas gravitacionales, los parámetros sismoresistentes considerados de acuerdo con la norma E03, y los registros de aceleración considerados para el análisis tiempo historia. Cabe indicar que el diseño de una estructura de concreto es de forma iterativa, y basándonos en ello, se tuvieron que incrementar las dimensiones de las columnas excéntricas en la dirección hasta 1m quedando así columnas 40cm x

100cm, a fin de cumplir las condiciones de desplazamientos máximos permitidos por el RNE, a continuación, se muestra el modelo final para la aplicación de disipadores.

CARGAS DE DISEÑO

Dentro de las cargas gravitacionales, es decir aquellas que tienen su acción por los efectos de la aceleración gravitacional, se han considerado dos tipos, las cargas muertas y las cargas vivas.

Es importante mencionar que el software Etabs v.2017 usado para el modelamiento es capaz de calcular los volúmenes de los elementos estructurales y calcular su peso propio, sin embargo, sí se le debe especificar los pesos debidos a los acabados y tabiquería móvil. Además, es importante notar que las cargas muertas aplicadas en la azotea tienen un valor inferior a la de los pisos típicos, habiéndose considerado su valor en 100 kg/m^2 , tal como se muestra en la **Figura 9-5A: Cargas muertas consideradas en la azotea. Fuente: Elaboración propia.**

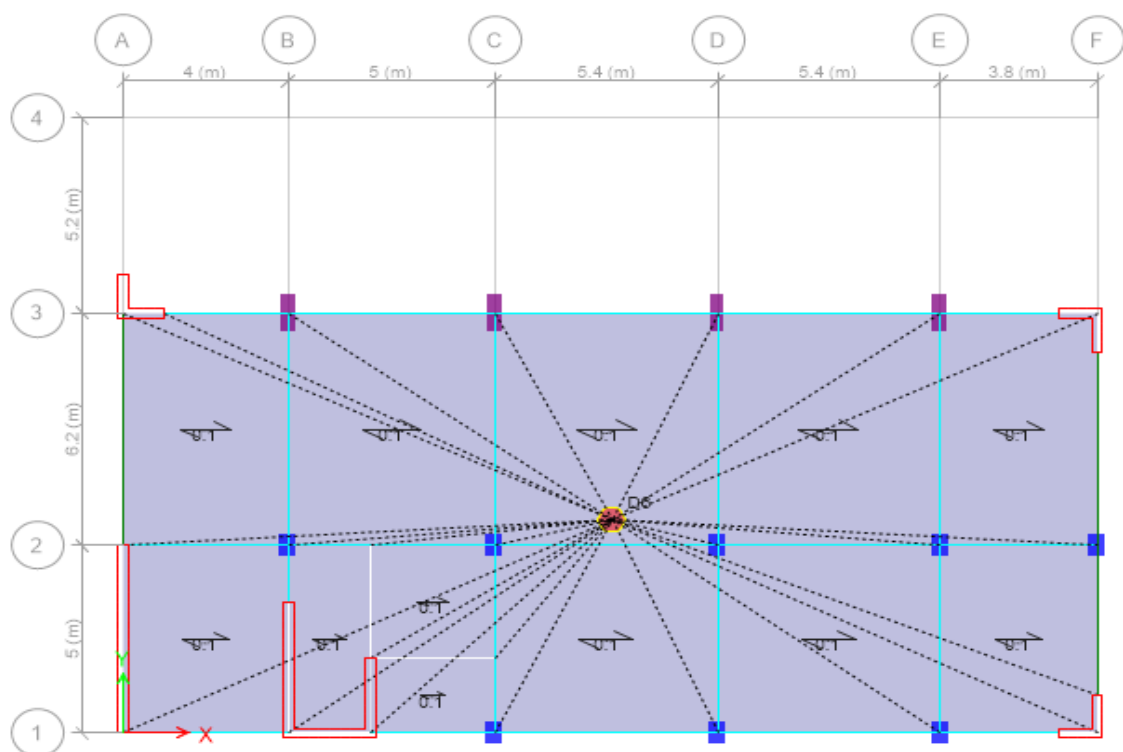


Figura 9-5A: Cargas muertas consideradas en la azotea. Fuente: Elaboración propia.

El segundo tipo de cargas gravitacionales es denominado carga viva, las cargas vivas son susceptibles de ser modificadas y ocupar una gran cantidad de posiciones y configuraciones. Por tal motivo en la práctica de la ingeniería resulta muy complicado establecer la posición y la duración de una carga viva. Lo habitual es que las cargas vivas se sustituyan por cargas uniformemente repartidas en las losas y que en teoría representen

de manera convincente y confiable las cargas vivas esperadas durante el periodo de operación de la estructura.

La norma peruana de cargas (E020, 2003) establece una serie de casos prácticos para distintas situaciones y los valores correspondientes de cargas. Algunos de los valores en los casos más habituales se muestran en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**9-3A y tabla 9-4A.

Tabla 9-3A: Cargas vivas recomendadas en función del uso, parte I. Fuente: Norma de cargas.

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS (Kg/m ²)
Almacenaje Ver 3.2.3	500
Baños	igual a la carga principal del resto del área
Bibliotecas Ver 3.2.3	
Salas de lectura	300
Salas de Almacenaje	750
Corredores y escaleras	400
Centros de Educación	
Aulas	300
Talleres Ver 3.2.3	350
Auditorios, Gimnasios, etc. de acuerdo a lugares de asambleas	
Laboratorios	300
Corredores y escaleras	400
Garajes	
Para parqueo exclusivo de automóviles con altura menor de 2.40m	250
Para otros vehículos Ver 3.5.3	
Hospitales	
Salas de operación, laboratorios, y áreas de servicio	300
Cuartos	200

Tabla 9-4A: Cargas vivas recomendadas en función del uso, parte II. Fuente: Norma de cargas.

Salas Públicas - de acuerdo a lugares de asamblea	
Almacenaje y servicios	500
Corredores y escaleras	400
Industria Ver 3.2.3	
Instituciones Penales	
Zona de habitación	200
Zonas públicas - de acuerdo a lugares de asamblea	
Corredores y escaleras	400
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	300
Con asientos móviles	400
Salones de baile, restaurantes, museos y gimnasios.	400
Graderías y tribunas	500
Corredores y escaleras	500
Oficinas	
Exceptuando salas de archivo y computación	250
Salas de archivo	500
Salas de computación	350
Corredores y escaleras	400

Como se puede apreciar de la información presentada, las cargas vivas varían mucho y en general dependen del uso de la estructura analizada. En el caso de que una misma estructura albergara diversas actividades, es posible la consideración de cada una de estas; aunque a menudo es mucho más práctico considerar el caso promedio por piso. En general, la elección de los niveles de carga viva se deja a criterio del especialista, en este caso por ser las cargas vivas espontáneas en los últimos niveles debido a que es un edificio privado se considera de la siguiente manera:

Peso de la losa maciza	500 Kg/m ²
Peso del piso terminado	100 Kg/m ²
Peso de la tabiquería	100 Kg/m ²
Peso muerto otros	50 Kg/m ²
Sobre carga (Oficinas y Cuartos)	300 Kg/m ²
Sobre carga (Restaurantes)	300 Kg/m ²
Sobre carga (Auditorios)	300 Kg/m ²
Sobre carga (Azotea)	100 Kg/m ²

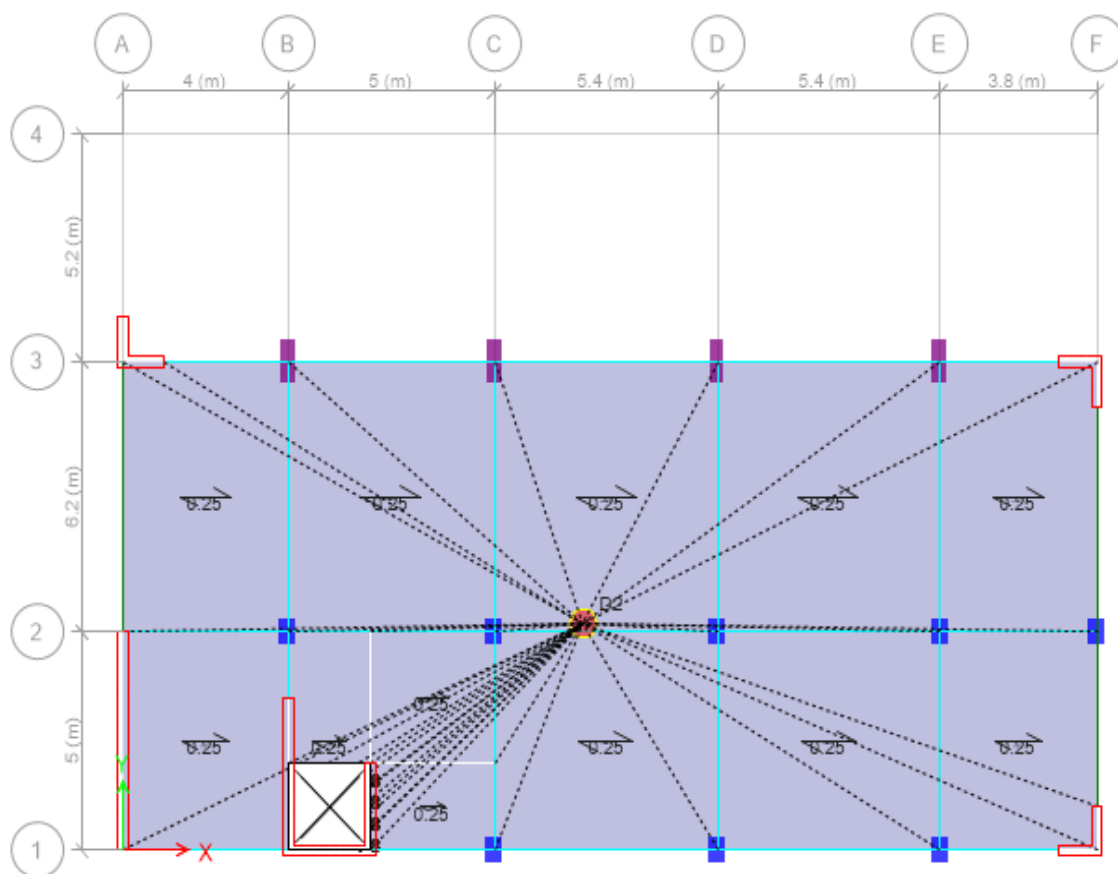


Figura 9-6A: Cargas muertas consideradas en el segundo nivel para cuartos. Fuente: Elaboración propia.

MODELO COMPUTACIONAL

El modelo computacional fue desarrollado usando el software de análisis no lineal ETABS. Para la realización de este modelo se emplearon esencialmente dos tipos de elementos, el frame, y shell. Los elementos frame, son excelentes para modelar elementos estructurales esbeltos, tales como vigas y columnas; mientras que los elementos de área son excelentes para modelar muros de corte y losas de entrepiso.

Además de las consideraciones mencionadas, se ha supuesto que la losa de entrepiso tiene tal rigidez, en comparación con la rigidez de los elementos estructurales, que esta se puede modelar como un diafragma rígido. Un diafragma rígido es una simplificación matemática del comportamiento de una losa que, por sus grandes dimensiones, experimenta deformaciones contenidas en su plano muy pequeñas.

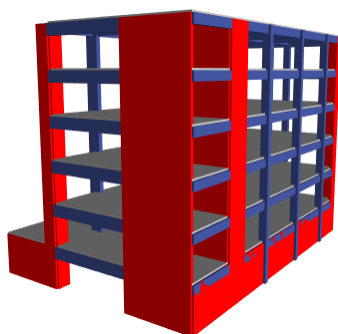


Figura 9-7A: Modelo computacional de la estructura analizada en ETABS. Fuente:
Elaboración propia.

También es importante mencionar que las regiones de intersección de elementos verticales y horizontales, zonas a las que usualmente se modela como brazos rígidos, serán consideradas en este trabajo de investigación, pues se ha observado que la no consideración de esos valores brinda estimaciones inferiores de los valores de rigidez.

En cuanto a la masa sísmica del sistema, conviene aclarar que el software es capaz de realizar el metrado de los elementos estructurales, en cuanto a volumen, y eso nos brinda el peso propio de la estructura; sin embargo, si existieran masas o pesos adicionales a los mencionados el usuario deberá realizar el metrado e informarlo con posterioridad. En cuanto a las condiciones de borde, se ha considerado que la estructura se hallará empotrada en el suelo, como es la práctica usual del diseño sísmico.

El fenómeno de interacción suelo estructura será considerado de manera indirecta, mediante el factor de suelo S y sus parámetros dinámicos, tales como el T_p y T_l .

El proceso de implementación con el Software se muestra a continuación, empezando con la creación de los ejes para las estructuras, así como la definición de alturas.

Grid System Data

Grid System Name: G1

System Origin: Global X: 0 m, Global Y: 0 m, Rotation: 0 deg

Story Range Option: ☒ Default - All Stories, ☐ User Specified (Top Story: Story7, Bottom Story: , Base:)

Click to Modify/Show: Reference Points..., Reference Planes...

Options: Bubble Size: 1.25 m, Grid Color:

Rectangular Grids: ☒ Display Grid Data as Ordinates, ☐ Display Grid Data as Spacing

X Grid Data

Grid ID	X Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
A	0	Yes	End
B	4	Yes	End
C	9	Yes	End
D	14.4	Yes	End
E	19.8	Yes	End
F	23.6	Yes	End

Y Grid Data

Grid ID	Y Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
1	0	Yes	Start
2	5	Yes	Start
3	11.2	Yes	Start
4	16.4	Yes	Start

General Grids

Grid ID	X1 (m)	Y1 (m)	X2 (m)	Y2 (m)	Visible	Bubble Loc
---------	--------	--------	--------	--------	---------	------------

OK Cancel

Figura 9-8A: Ejes para crear el modelo computacional de la estructura analizada en ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Story Data

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story7	3	18	Yes	None	No	0	
Story6	3	15	No	Story7	No	0	
Story5	3	12	No	Story7	No	0	
Story4	3	9	No	Story7	No	0	
Story3	3	6	No	Story7	No	0	
Story2	1.5	3	No	Story7	No	0	
Story1	1.5	1.5	No	Story7	No	0	
Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Refresh View OK Cancel

Figura 9-9A: Niveles con alturas del modelo computacional de la estructura analizada en ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente se definen las características de los materiales a emplear en este caso se trata de un concreto cuya resistencia a la compresión es $f'_c=201\text{kg/cm}^2$ y un acero

corrugado con $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ conjuntamente con las propiedades de cada uno como se muestran en las siguientes imágenes.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material. The 'General Data' section includes 'Material Name' (fc=210kg/cm2), 'Material Type' (Concrete), 'Directional Symmetry Type' (Isotropic), 'Material Display Color' (a grey swatch), and 'Material Notes'. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected with values of 2.4 tonf/m³ and 0.245 tonf-s²/m⁴. The 'Mechanical Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (253456.35 kgf/cm²), 'Poisson's Ratio, U' (0.2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (0.0000099 1/C), and 'Shear Modulus, G' (105606.81 kgf/cm²). The 'Design Property Data' and 'Advanced Material Property Data' sections contain buttons for further configuration. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Figura 9-10A: Definición de las propiedades del concreto. Fuente: Elaboración propia

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a rebar material. The 'General Data' section includes 'Material Name' (fy=4200kg/cm2), 'Material Type' (Rebar), 'Directional Symmetry Type' (Uniaxial), 'Material Display Color' (a blue swatch), and 'Material Notes'. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected with values of 7.85 tonf/m³ and 0.8 tonf-s²/m⁴. The 'Mechanical Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (2038901.92 kgf/cm²) and 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (0.0000117 1/C). The 'Design Property Data' and 'Advanced Material Property Data' sections contain buttons for further configuration. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Figura 9-11A: Definición de las propiedades del acero grado 60. Fuente: Elaboración propia

Luego se definen las secciones de columnas y vigas de acuerdo al predimensionamiento por cargas gravitacionales y rigidez en conjunto de la estructura, a

fin de cumplir los desplazamientos máximos establecidos por el RNE y sin hacer muchas variaciones en los planos arquitectónicos.

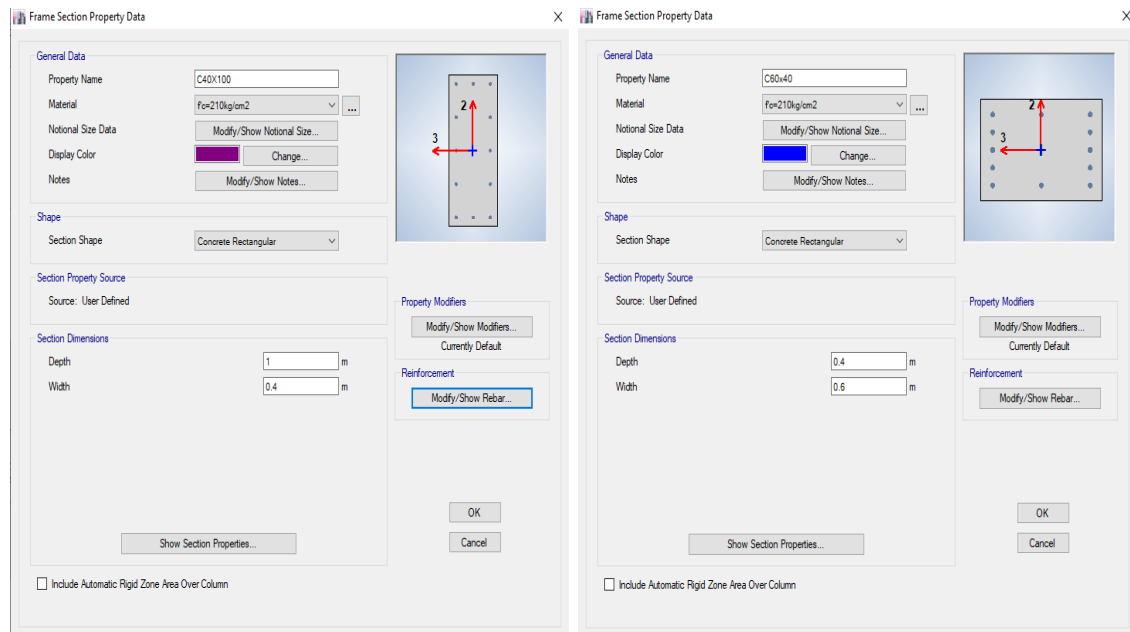


Figura 9-12A: Definición de propiedades para columnas. Fuente: Elaboración propia

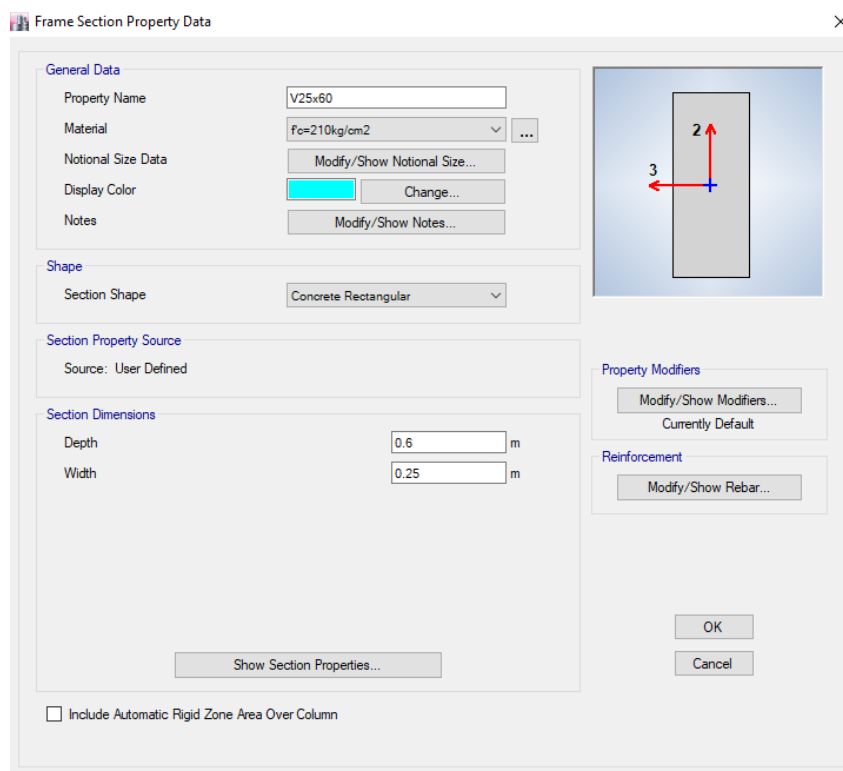


Figura 9-13A: Definición de propiedades para vigas. Fuente: Elaboración propia

Wall Property Data

General Data

Property Name: Muro20

Property Type: Specified

Wall Material: $f_c=210\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 0.2 m

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

Figura 9-14A: Definición de propiedades para placas de concreto. Fuente: Elaboración propia

Slab Property Data

General Data

Property Name: Losa20

Slab Material: $f_c=210\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

☒ Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type: Slab

Thickness: 0.20 m

OK Cancel

Figura 9-15A: Definición de propiedades para losa maciza de concreto. Fuente: Elaboración propia

A continuación, se crean las cargas más importantes que actuarán en la estructura, en este caso y por facilidad de análisis se consideró las cargas muertas como DEAD y las cargas vivas incluyendo cargas de techo con LIVE.

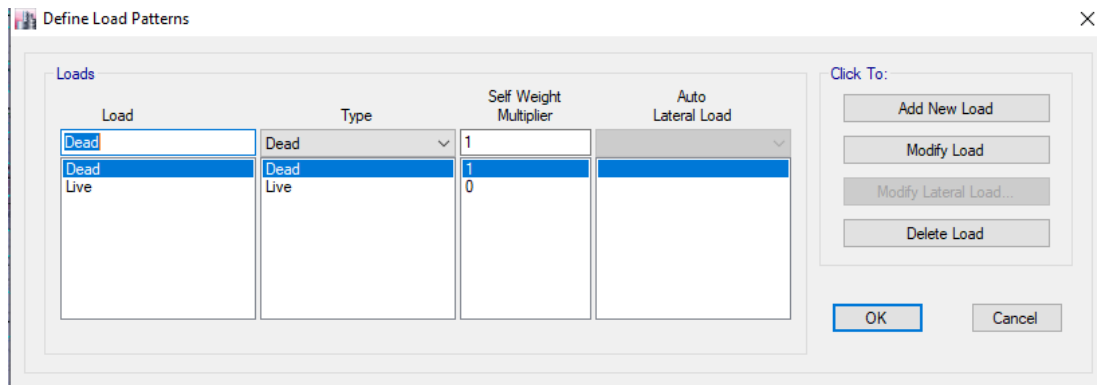


Figura 9-16A: Definición de cargas. Fuente: Elaboración propia

Luego se define la participación de masas incluyendo el peso propio de los elementos que en su defecto el software es capaz de realizarlo.

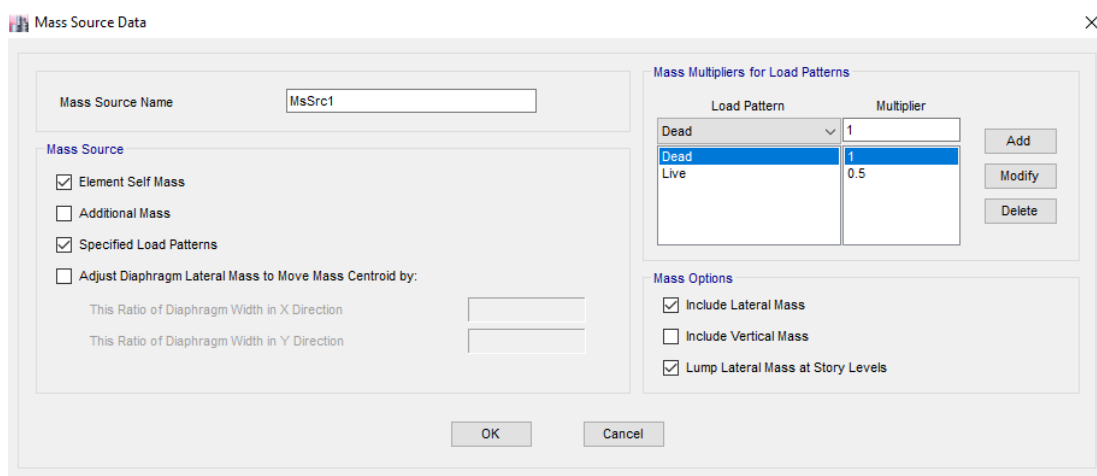


Figura 9-17A: Definición de masa. Fuente: Elaboración propia

Finalmente se dibujan todos los elementos estructurales y se aplican las cargas de diseño antes mencionados y mostrados en las imágenes del título cargas de diseño.

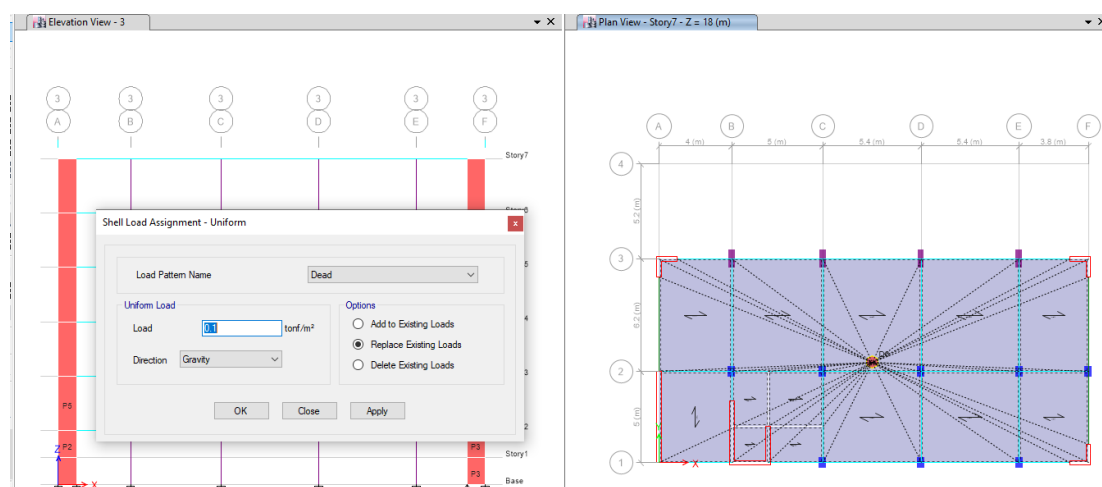


Figura 9-18A: Asignación de cargas muertas y vivas a las losas. Fuente: Elaboración propia

Posteriormente se crean las condiciones de empotramiento en la base y brazos rígidos con factor 1, debido a considerar una estructura completamente empotrada entre sus elementos estructurales, también se crean los diafragmas rígidos por piso y ubicación para una simplificación matemática en el análisis.

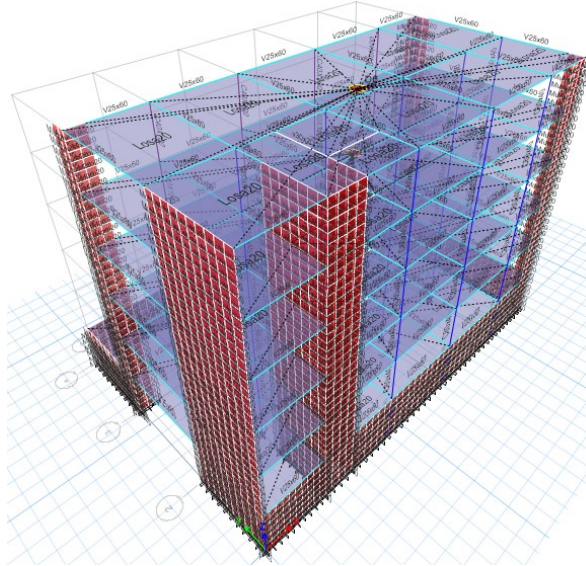


Figura 9-19A: Vista 3D de la edificación – modelo computacional. Fuente: Elaboración propia

ANÁLISIS PSEUDO ESTÁTICO

Para el análisis pseudo estático, de los datos obtenidos del software para el cálculo del peso por niveles, considerando el 100% de las cargas muertas y el 50% de las cargas vivas, tal como indica el RNE para edificaciones de categoría A1. Estos resultados se obtienen luego de analizar el modelo estructural mediante la opción Display y luego Show Table y finalmente Mass Sourcess.

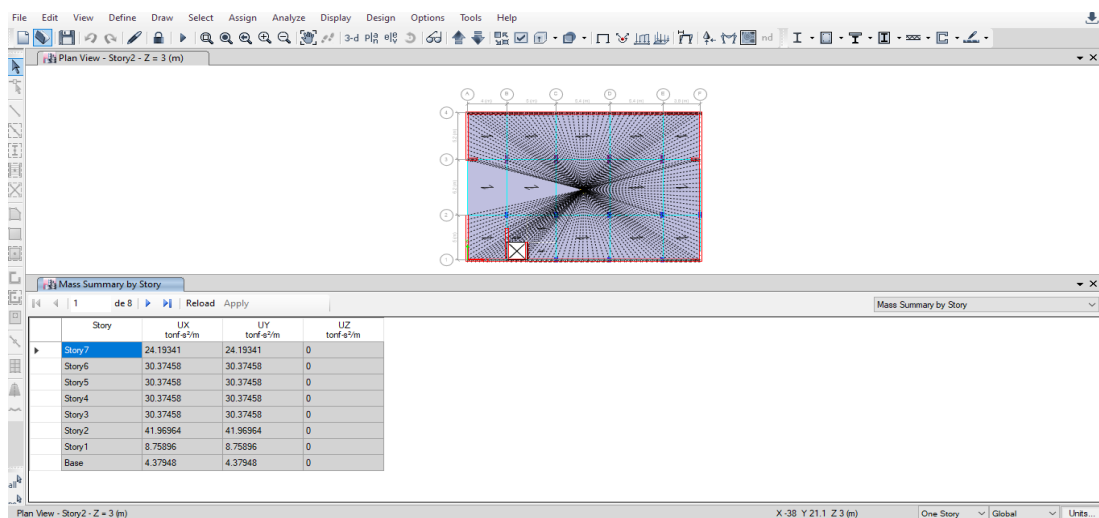


Figura 9-20A: Masas por niveles – modelo computacional. Fuente: Elaboración propia

Tabla 9-5A: Calculo de peso por nivel Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS ESTÁTICO E-030-2018						
ZONA		Z4		0.04285714 De muros estructurales		
CATEGORÍA		A1				
SUELO		S2				
Tp		0.6				
Tl		2				
T		0				
concreto armado						
Ro		6				
Ip		1				
Ia		1				
Z		0.45				
U		1.5				
C		2.5				
S		1.05				
R		6				
ZUCS/R		0.2953125		C/R>=0.125		correcto
K		1		CUMPLE		
	PESO kgf	H	Pi*hi*k	alfa i	Fi	MASA Kgf-s2/m
azotea	237257.51	1.5	355886.27	0.07	37446.36	24193.41
piso 5	297874.39	3	893623.18	0.17	94027.04	30374.58
piso 4	297874.39	3	893623.18	0.17	94027.04	30374.58
piso 3	297874.39	3	893623.18	0.17	94027.04	30374.58
piso 2	297874.39	3	893623.18	0.17	94027.04	30374.58
piso 1	411583.67	3	1234751.01	0.24	129920.52	41969.64
total	1840338.76	SUMA	5165130.00			

Según la norma peruana E030, la cortante basal se determina por:

$$V = ZUCS * P / R$$

$$V = 0.2953125 \times 1840338.76 \text{ kgf}$$

Lo que resulta $V = 543.5$ Ton, este valor servirá para calcular un factor de escala en caso sea necesario para cumplir la recomendación del RNE, el cual indica que la cortante basal dinámica tiene que ser como mínimo el 80% de la cortante basal estática.

ANÁLISIS ESPECTRAL

Teniendo en cuenta lo siguiente:

Z	0.45	Factor de zona
S	1.05	Factor de suelo
Tp	0.60	Periodo corto
Tl	2.00	Periodo largo
U	1.50	Factor de uso
Ro	6.00	Factor de reducción básico
Ia	1.00	Irregularidad en altura
Ip	1.00	Irregularidad en planta
R	6.00	Factor de reducción $R=R_o \cdot I_a \cdot I_b$

Luego con los datos anteriores generamos el espectro de diseño mediante la ayuda de una hoja de cálculo.

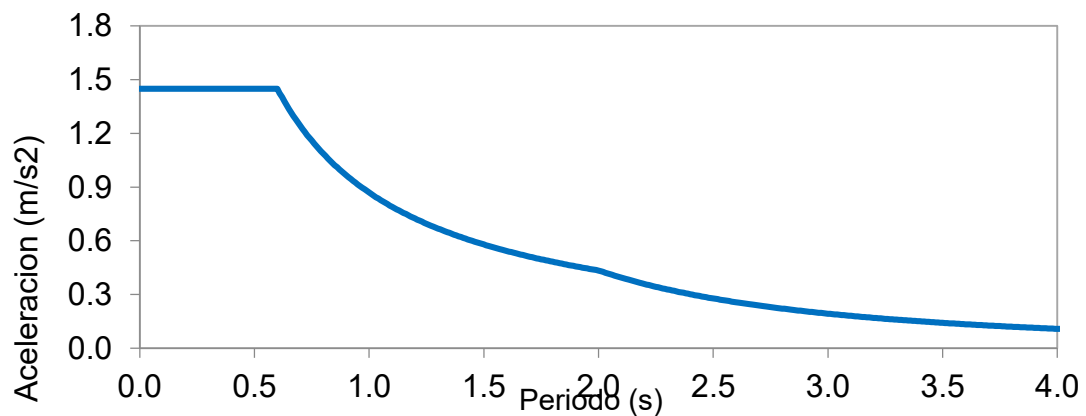


Figura 9-21A: Espectro de aceleración considerado para el análisis sísmico. Fuente: Elaboración propia.

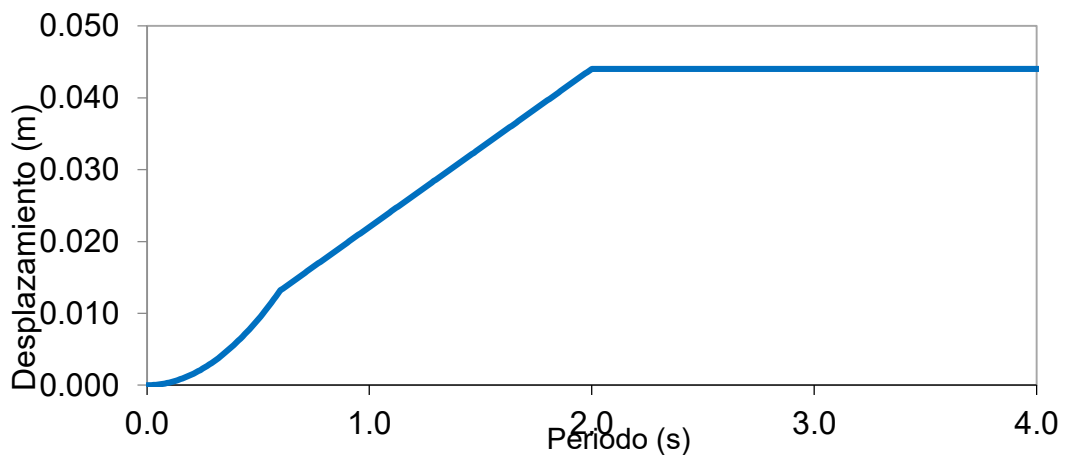


Figura 9-22A: Espectro de desplazamientos obtenido a partir del espectro de aceleraciones. Fuente: Elaboración propia.

Empleando el Software y continuando con el modelo computacional se tiene:

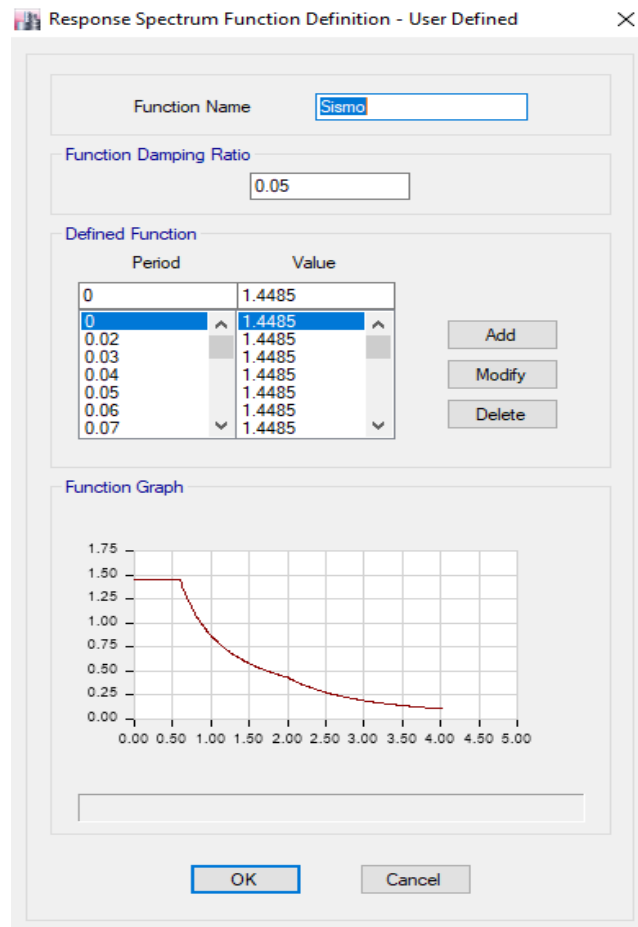


Figura 9-23A: Espectro cargado al modelo. Fuente. Elaboración propia.

En seguida se crean los casos de cargas para las verificaciones de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones del Perú, Norma E.030, en este caso se generaron las respuestas de espectros S_x y S_y para calcular el factor de ampliación de la cortante basal, y las cargas D_x y D_y para el cálculo de los desplazamientos relativos en entrepisos, pues ya son multiplicados por 0.75 veces el factor de reducción como lo indica el RNE.

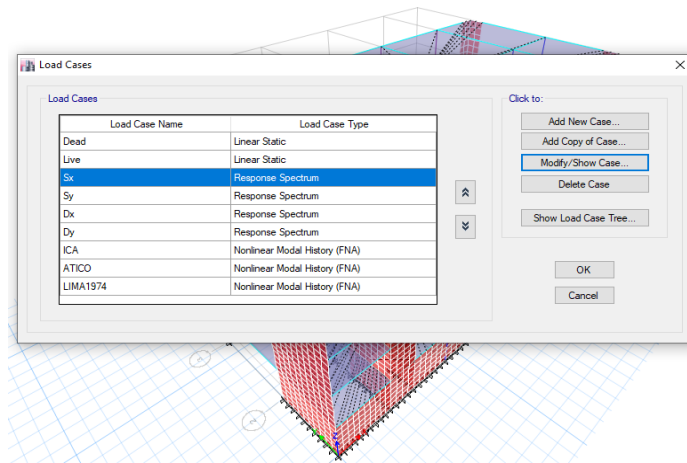


Figura 9-24A: Generación de los casos de carga. Fuente. Elaboración propia.

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...
 Load Case Type: Response Spectrum Notes...
 Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Sismo	1

Add
Delete
☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
☐ Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, td:
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...
 Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms; Overrides Modify/Show...

OK Cancel

Figura 9-25A: Caso Sismo en la dirección X. Fuente. Elaboración propia.

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...
 Load Case Type: Response Spectrum Notes...
 Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Sismo	4.5

Add
Delete
☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
☐ Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, td:
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...
 Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms; Overrides Modify/Show...

OK Cancel

Figura 9-26A: Caso Sismo en la dirección X con 0.75R. Fuente. Elaboración propia.

Se multiplica el factor $0.75R$ para estructuras regulares, siguiendo los lineamientos del RNE E.030 en el caso de carga D_x y D_y , estos servirán para tener los resultados en los desplazamientos relativos y compararlos con el máximo permisible 0.007. Los casos de carga S_x y S_y sirven para determinar las cortante basal del espectro y luego será comparado con la cortante basal del Pseudo estático a fin de aplicar un factor de relación en caso sea necesario de acuerdo al RNE.

Finalmente se crean los modos de vibración para determinar las direcciones más vulnerables mediante, en este caso por ser una estructura de 6 niveles como mínimo se debe considerar 18 modos de vibración, pues son los más relevantes debido a la participación de las masas, las cuales en su sumatoria deben estar por encima del 90% del total de la estructura.

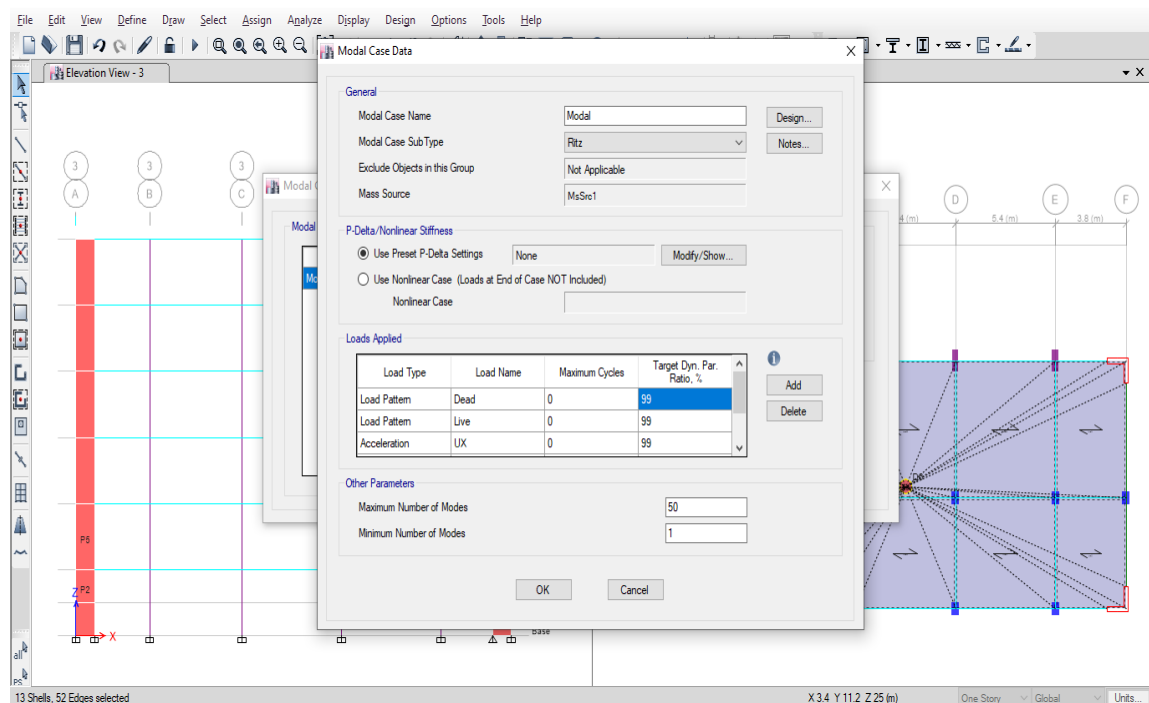


Figura 9-27A: Máximos desplazamientos laterales debidos al sismo en X. Fuente: elaboración propia.

ANEXO N° 10: ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

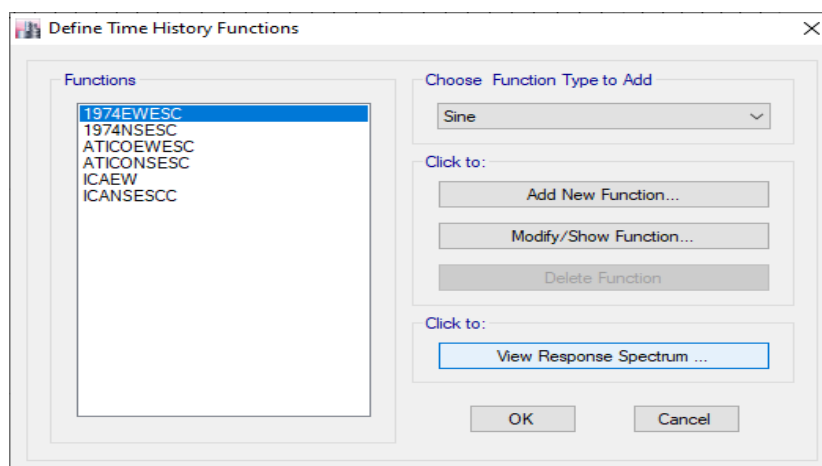


Figura 10-1A: Definir Funciones de tiempo historia. Fuente: Elaboración propia.

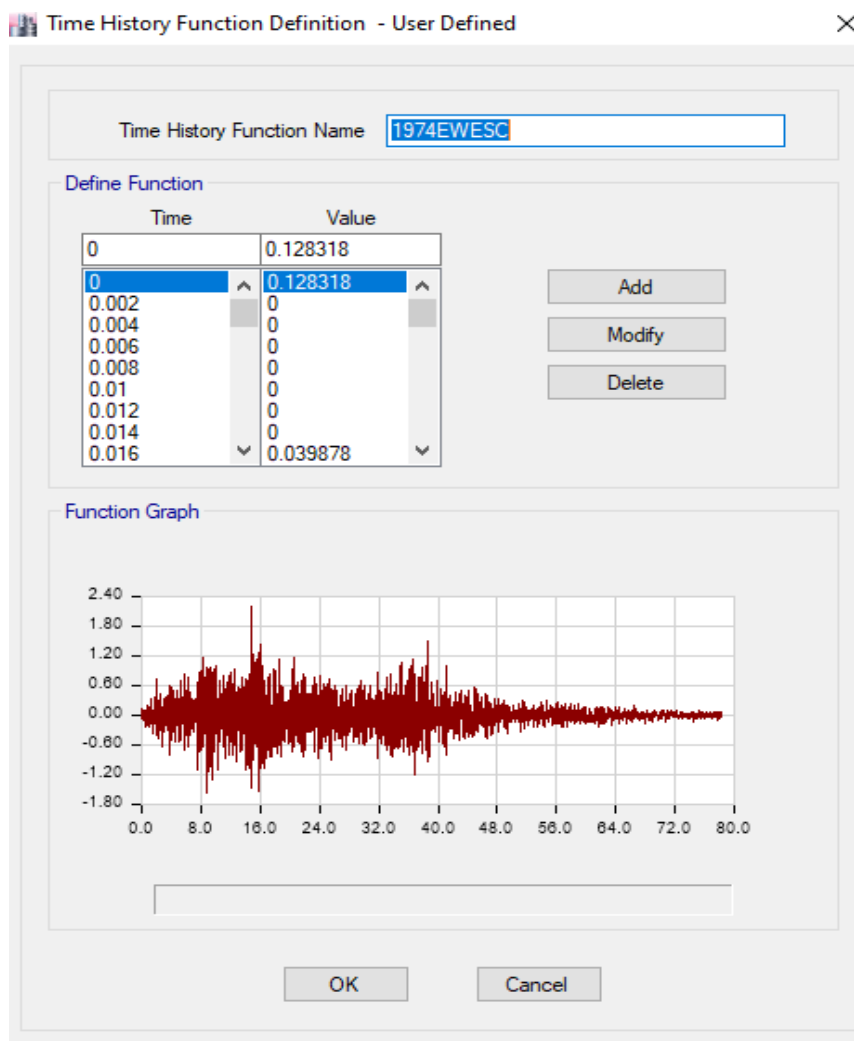


Figura 10-2A: Función de tiempo historia sismo en Lima 1974 E-W. Fuente: Elaboración propia.

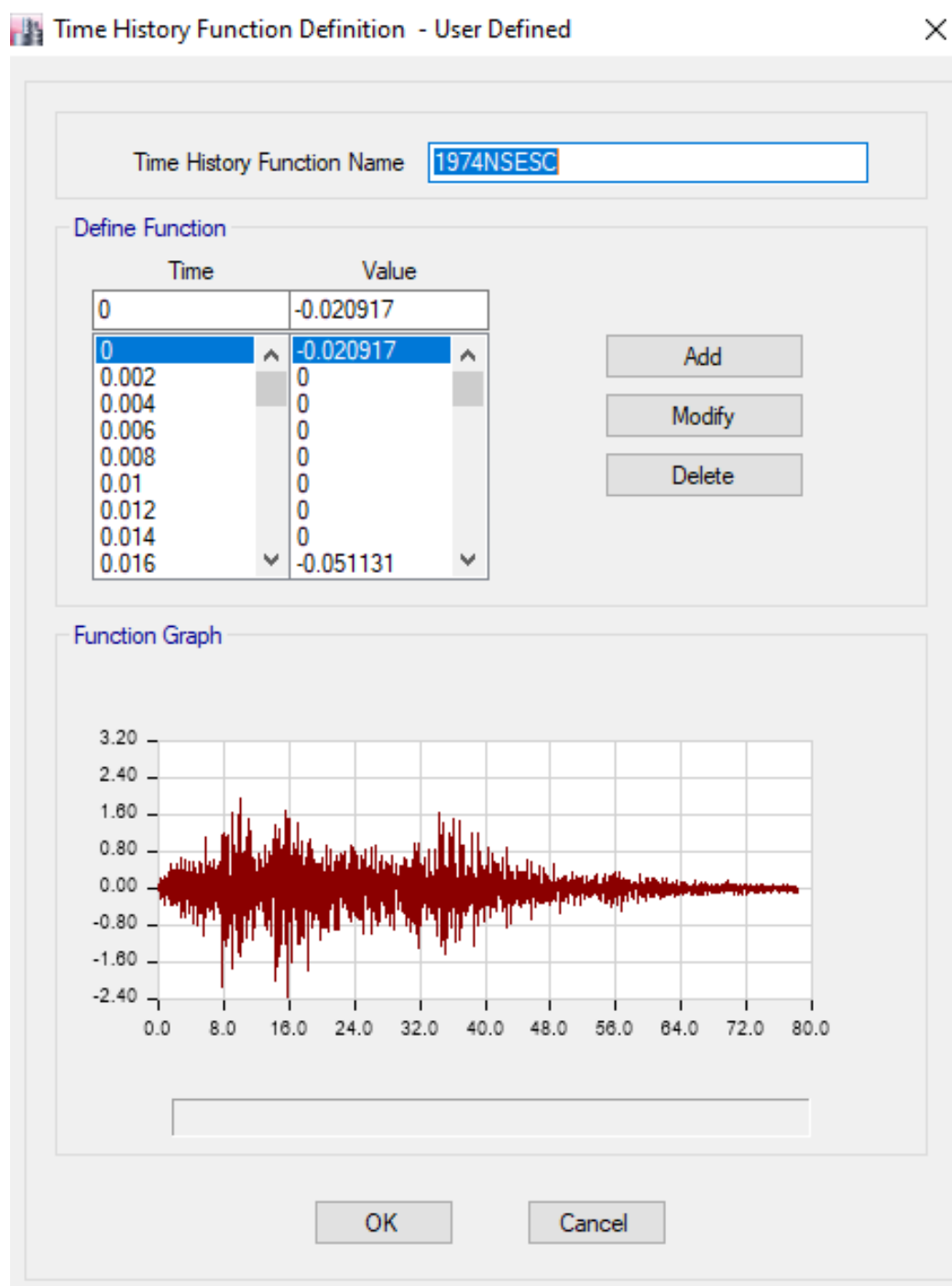


Figura 10-3A: Función de tiempo historia sismo en Lima 1974 N-S . Fuente:
Elaboración propia.

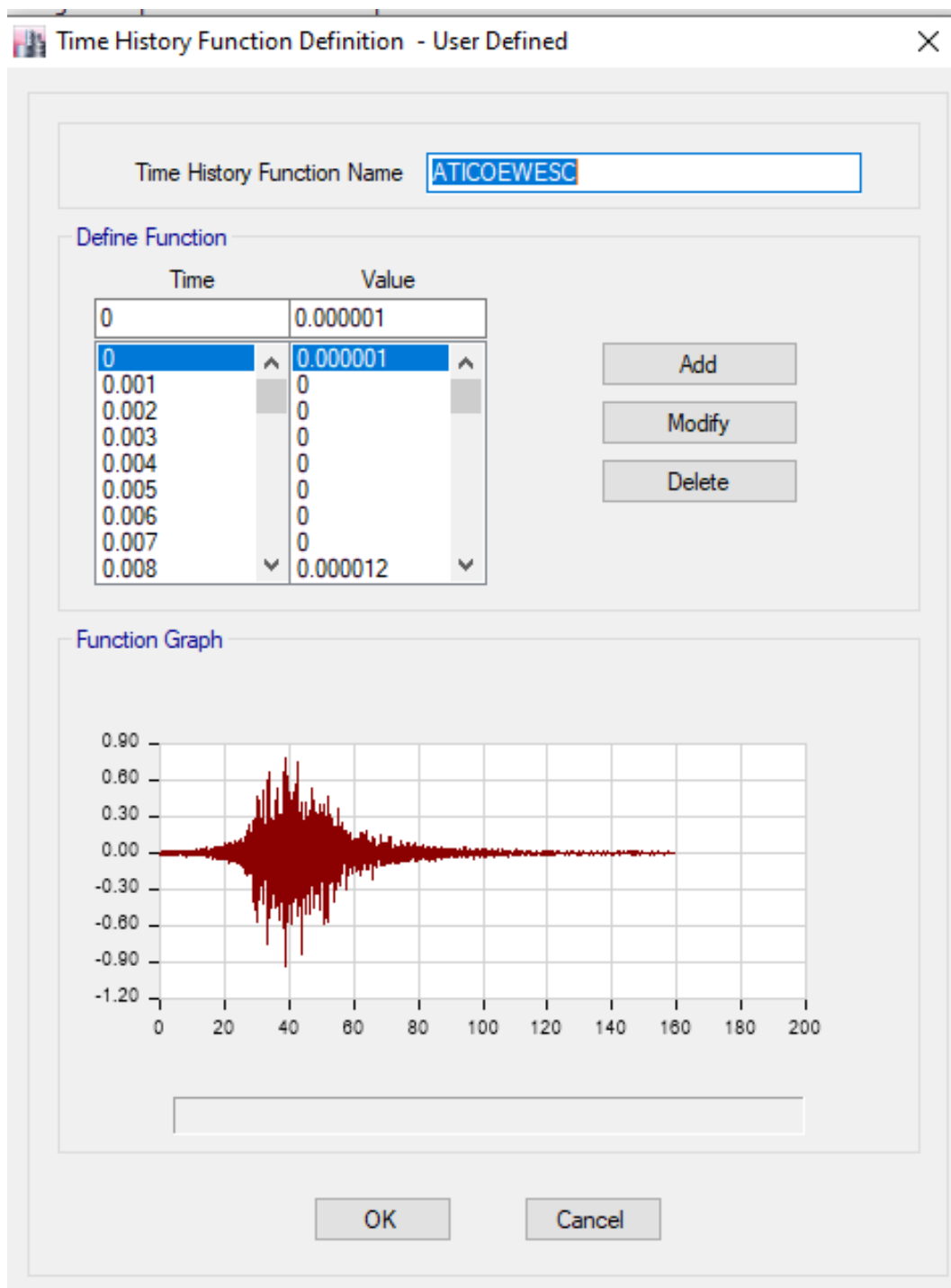


Figura 10-4A: Función de tiempo historia sismo en Arequipa 2001 E-W . Fuente:
Elaboración propia.

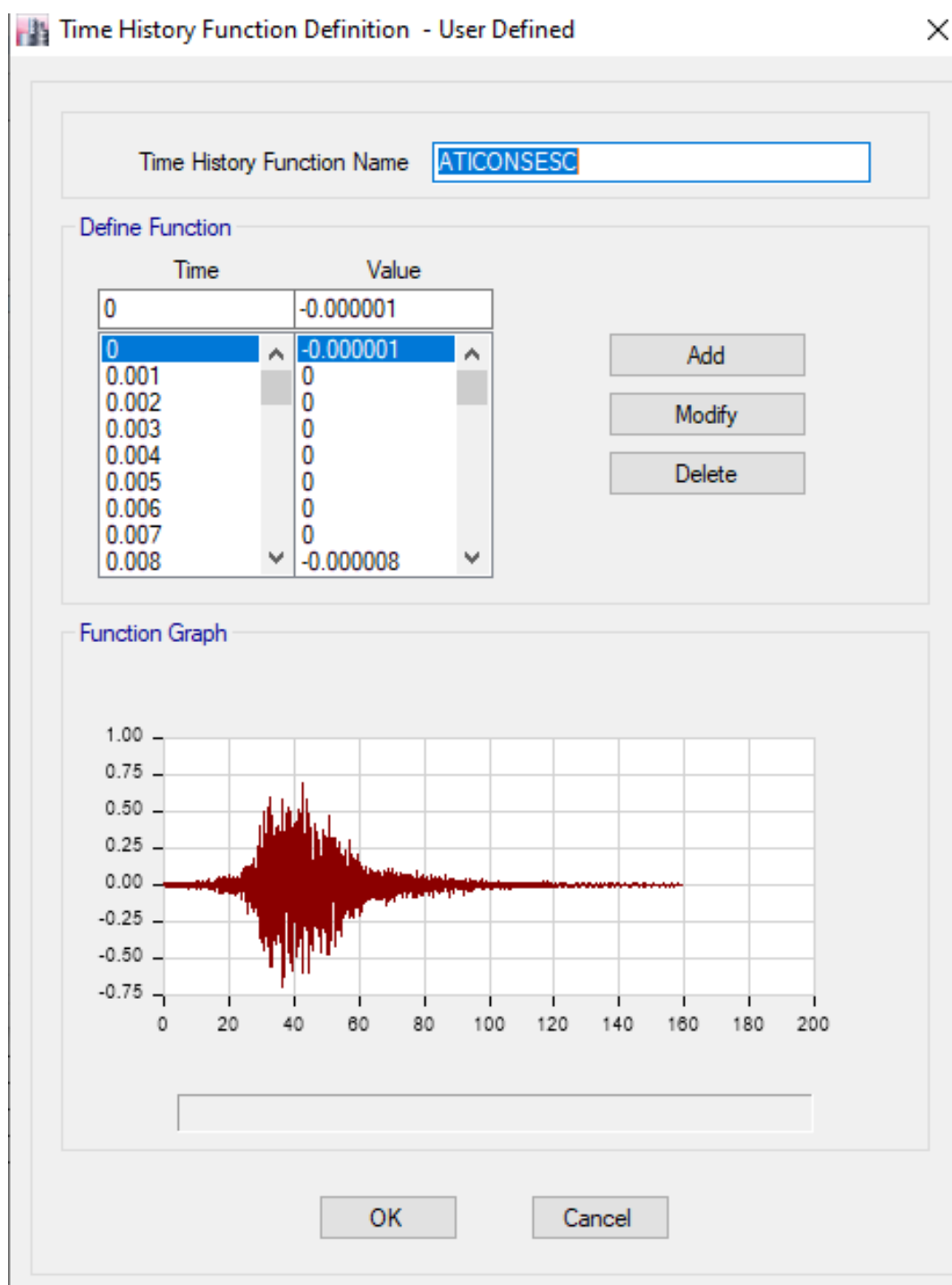


Figura 10-5A: Función de tiempo historia sismo en Arequipa 2001 N-S . Fuente:
Elaboración propia.

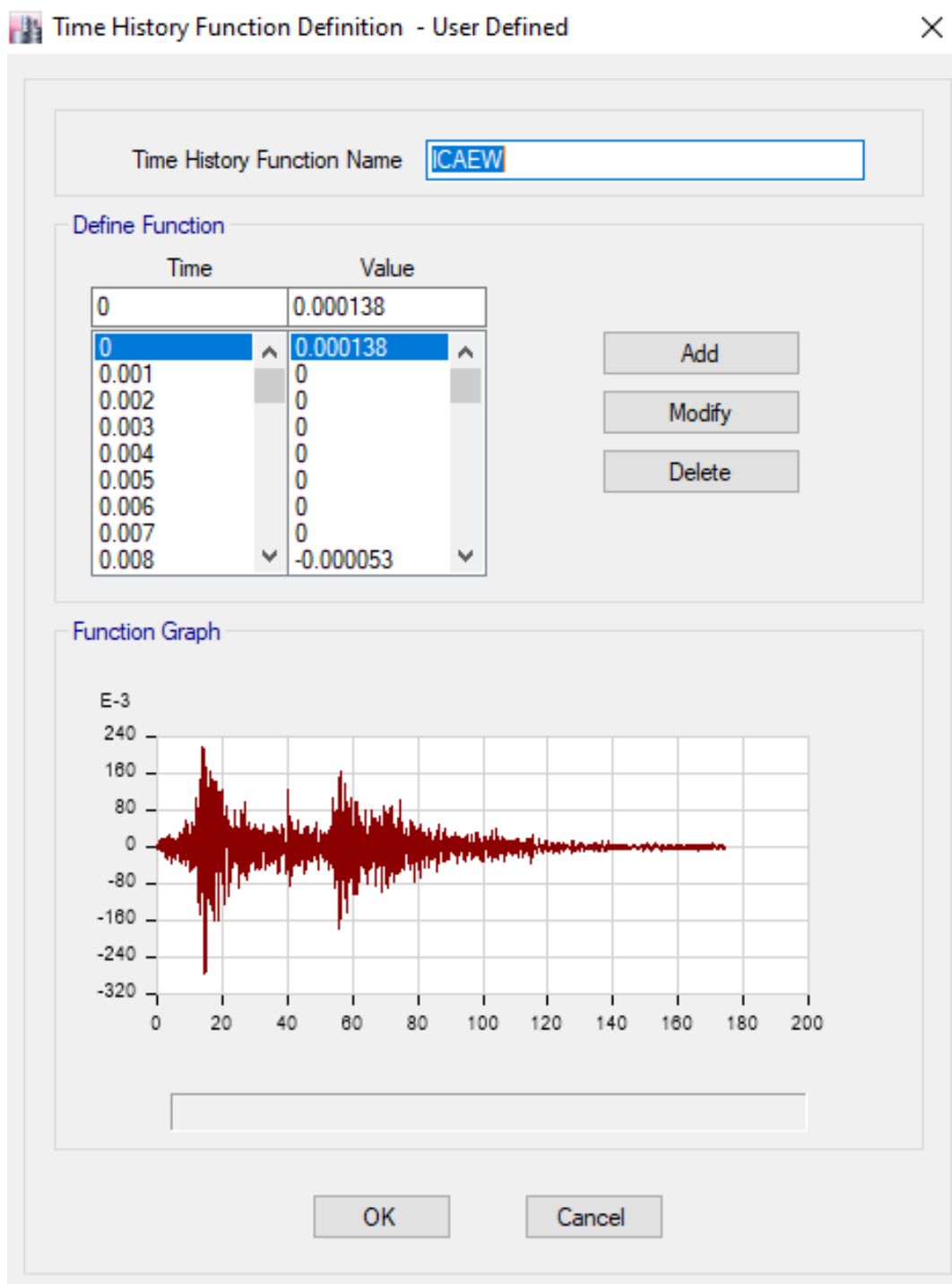


Figura 10-6A: Función de tiempo historia sismo en Ica 2007 E-W. Fuente: Elaboración propia.

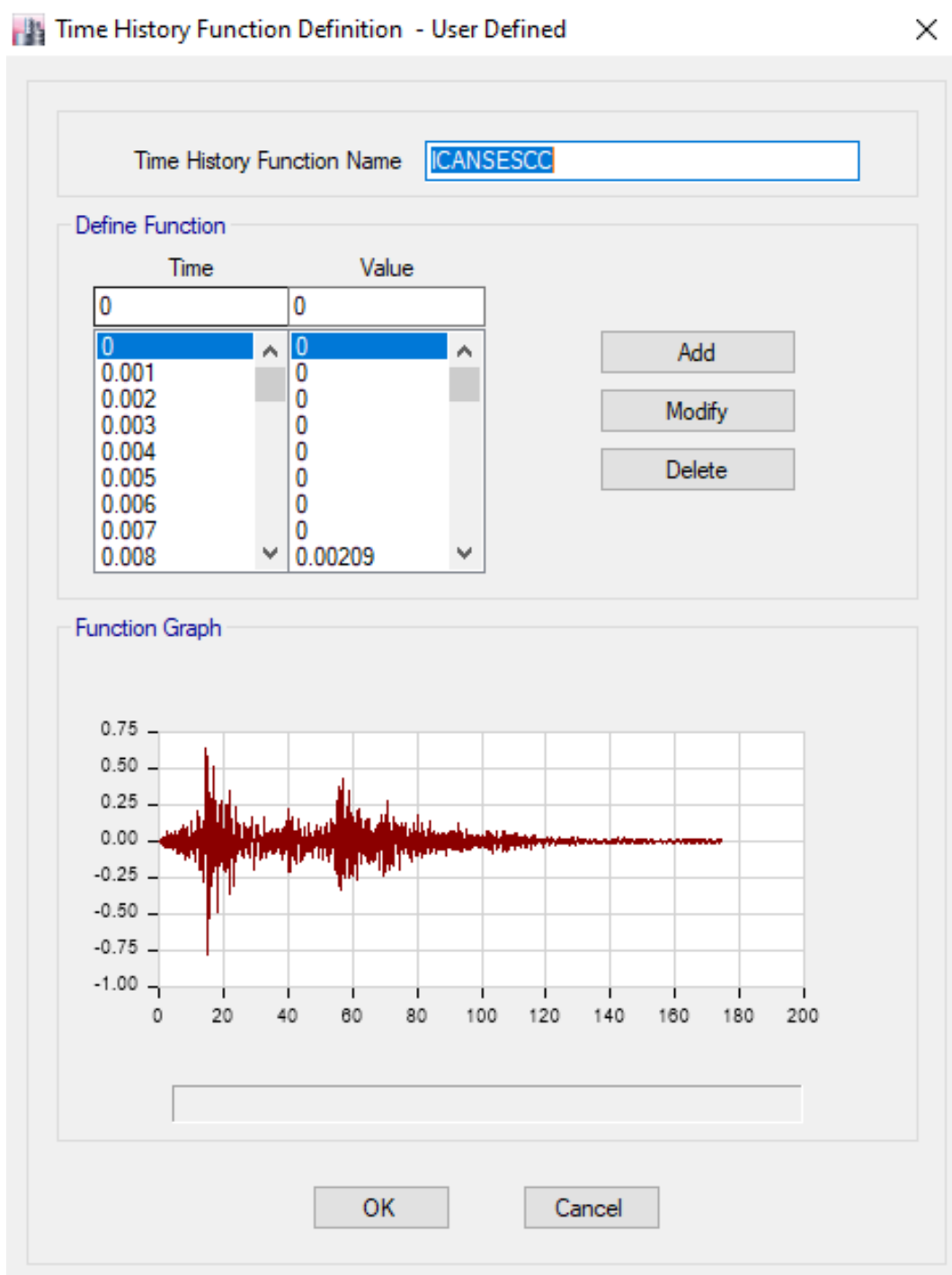


Figura 10-7A: Función de tiempo historia sismo en Ica 2007 N-S. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO N° 11: PROCEDIMIENTO DE IMPLEMENTACIÓN DE AMORTIGUADORES LINEALES DE FLUIDO VISCOSO

Entre las propiedades más importantes de la respuesta estructural están los desplazamientos y distorsiones laterales máximos. Dentro de la práctica de la ingeniería, los niveles de distorsiones laterales son una medida de las deformaciones laterales, por lo que son un indicador muy útil.

De hecho, como se ha mencionado anteriormente, uno de los requisitos máximos para establecer un diseño estructural adecuado es que las máximas distorsiones laterales este por debajo de los 7/1000.

El diseño de estructuras con disipadores de energía viscosos requiere del establecimiento de objetivo de desempeño adecuado. De acuerdo con numerosos estudios técnicos, el desempeño de una estructura de concreto armado está vinculada de manera directa con los máximos niveles de distorsión lateral de una estructura.

Por esto, la práctica del diseño moderno establece ciertos límites máximos a los niveles de distorsiones laterales, como en el caso de la norma peruana de diseño sísmico (E030, 2018).

En el caso de estructuras con disipadores de energía, lo primero que se debe hacer es conocer el comportamiento sísmico de las estructuras sin disipadores de energía, es decir, se debe conocer el comportamiento de la estructura convencional. Esto se puede hacer mediante la aplicación de métodos tales como, el análisis estático lineal, el análisis dinámico modal, el análisis dinámico modal espectral, entre otras técnicas de análisis.

En el presente trabajo de investigación, el comportamiento sísmico de la estructura convencional se analizó de manera amplia y detallada en la sección anterior. En esta se mostraron los máximos desplazamientos laterales de la estructura y las máximas distorsiones laterales.

De los análisis realizados se ha podido observar que la estructura analizada ha tenido distorsiones laterales de 6/1000 y 6.5/1000 en direcciones x e y, respectivamente.

En este punto se debe aclarar que, aunque los máximos niveles de distorsión de la estructura analizada están dentro de los límites de distorsiones máximas permitidas, se requiere asegurar el comportamiento sísmico de la estructura ante la eventualidad de un evento sísmico de gran magnitud.

Por tanto, en esta sección se dimensionarán los dispositivos de disipación de energía necesarios para garantizar la funcionalidad de la estructura aún en el caso de un sismo de gran envergadura.

ELECCIÓN DE LA DERIVA OBJETIVO

Para tal finalidad, se deben elegir las distorsiones objetivo. Las distorsiones objetivo son los máximos niveles de distorsiones elegidos para asegurar un desempeño sísmico específico. En el caso analizado se ha decidido que los máximos niveles de distorsión sean de 5/1000, tanto en la dirección x como en la dirección y. Esto nos lleva al cálculo del factor “B”, conocido como factor de reducción.

$$B = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{obj}}$$

Como se puede apreciar, el factor B es una medida de cuantas veces más es la máxima distorsión actual, con respecto de la máxima distorsión objetivo. Este valor es típicamente mayor a la unidad, ya que si fuera al contrario no habría necesidad de llegar al valor solicitado.

$$B = \frac{0.007}{0.005} = 1.4$$

DETERMINACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Una vez calculado el factor de reducción, es posible la estimación del amortiguamiento requerido para alcanzar el nivel de desempeño deseado, para esto se debe resolver la siguiente ecuación.

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln \xi_1}{2.31 - 0.41 \ln \xi_{ef}}$$
$$1.4 = \frac{2.31 - 0.41 \ln 0.05}{2.31 - 0.41 \ln \xi_{ef}}$$
$$\xi_{ef} = 15.8\%$$

Donde, ξ_1 es el amortiguamiento natural de la estructura o del sistema estructural analizado.

Conviene analizar con mayor amplitud el término recientemente comentado, el amortiguamiento natural. El amortiguamiento natural es el amortiguamiento intrínseco de las estructuras, por tanto, dependerá de la geometría, los materiales y la disposición de los elementos estructurales. De acuerdo con Chopra (2015), el amortiguamiento intrínseco o natural es un parámetro difícil de calcular de manera exacta, ya que en la práctica es un parámetro que puede tener múltiples fuentes.

Dentro de la ingeniería estructural existe un término de las ecuaciones del movimiento llamado coeficiente de amortiguamiento viscoso, este es un parámetro que permite introducir fuerzas ficticias al sistema de tal forma que se aproxime al efecto del

amortiguamiento natural. En general la manera usual para el cálculo de este coeficiente consiste en medir los efectos del decremento logarítmico mediante pruebas de vibración ambiental en edificaciones, luego se procede a calcular el amortiguamiento viscoso equivalente al efecto medido.

Como se puede apreciar, el coeficiente de amortiguamiento viscoso no es un parámetro intrínseco de la estructura, sino más bien un artificio para intentar replicar de manera aproximada los efectos del amortiguamiento estructural. Dentro de la práctica de la ingeniería este valor se asume como un 5%, hecho que se ve ampliamente, en especial en el cálculo de los espectros de respuesta.

Con la consideración mencionada se procede al cálculo del amortiguamiento requerido en la estructura para alcanzar los niveles de desempeño deseados.

Δ_{max}	0.007	0.007
Δ_{obj}	0.005	0.005
B	1.40	1.4
ξ_1 (%)	5	5
ξ_{ef} (%)	15.8	15.8

El cálculo del amortiguamiento total requerido por la estructura para alcanzar los niveles de desempeño deseados da como resultado un valor de 15.8%. Es importante entender que este valor de amortiguamiento incluye el amortiguamiento intrínseco de la estructura el que, para fines prácticos, se asumió con un valor del 5%, por lo que el amortiguamiento adicional debería ser de 11.8%, aproximadamente.

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO

Es importante considerar que los dispositivos de fluido viscoso son fabricados por empresas altamente especializadas y por tanto muchas de sus características han sido estudiadas por las mismas, en este contexto muchas de tales empresas indican que la efectividad de los dispositivos de fluido viscoso tiene ciertos rangos de aplicación. En el caso específico estudiado, se recomienda que el amortiguamiento aportado por los dispositivos sea de por lo menos el 20%, incluso en los casos en los que el amortiguamiento requerido sea menor. Esto, como se ha mencionado, ya que numerosas pruebas elaboradas por los fabricantes han mostrado que valores de amortiguamiento inferiores a tal cantidad tienen un efecto muy poco significativo en la respuesta sísmica de la estructura. Es decir, se puede escribir lo siguiente:

$$\beta_{Hx} = 20\%; \quad \beta_{Hy} = 20\%$$

Posteriormente el cálculo del amortiguamiento efectivo para disipadores lineales se obtiene con las siguientes formulas:

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{T \sum_j C_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Donde:

T: Periodo fundamental de vibración 0.494seg

C: coeficiente de amortiguamiento a determinar

ϕ : desplazamientos relativos

m: Masas concentradas en diafragmas rígidos.

θ : Angulo entre el eje del disipador y el eje de la viga

En este caso el ángulo será de acuerdo al pórtico medio del eje X para una mejor eficacia del disipador sísmico, de altura de entre piso 3m y una luz de 5.4m.

$$\cos \theta = 5.4/6.1773=0.874$$

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DEL BRAZO DEL AMORTIGUADOR

La rigidez axial es un parámetro que mide los niveles de fuerzas axiales requeridos para lograr ciertos niveles de deformaciones en un elemento dado. La definición cualitativa dada tiene gran relación con la definición matemática de la rigidez axial, la que involucra el área de la sección transversal del elemento, el módulo de elasticidad del material del que está hecho, y la longitud de este.

$$K = \frac{EA}{L}$$

Es importante entender que los disipadores son dispositivos que van montados en un sistema estructural propio. Este sistema usualmente está compuesto de perfiles de acero dispuestos de manera que les permita absorber el conjunto de fuerzas inducidas debida a la acción de un evento sísmico. En el presente trabajo de investigación los disipadores de energía serán colocados en la estructura haciendo uso de arriostres concéntricos, tales como los mostrados a continuación.

En este caso, la rigidez del dispositivo de amortiguamiento no será su propia rigidez, sino la rigidez del brazo metálico que le sirve como soporte a la estructura. Es importante mencionar además que este perfil debe adosarse al sistema resistente de pórticos de concreto armado mediante conexiones especiales.

Traemos a esta discusión el concepto bien conocido de que el diseño de estructuras es un proceso iterativo, es decir, que empieza con un diseño preliminar para luego obtener

la respuesta sísmica, si tal respuesta sísmica no es la deseada, se procede a redimensionar todos los elementos del sistema, hasta obtener una respuesta sísmica adecuada o deseada.

En tal sentido, daremos inicio el diseño del sistema de disipación de energía y su sistema resistente con un perfil inicial, en este caso, un tubo rectangular de 10 cm de lado y 1/4" de espesor, es decir:

General Data

Property Name: TuboR

Material: A992Fy50

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel Tube

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth: 0.10 m

Total Width: 0.10 m

Flange Thickness: 6E-03 m

Web Thickness: 6E-03 m

Corner Radius: 0 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Figura 11-1A: Sección transversal del tubo de soporte de los disipadores de energía.

Fuente: Elaboración propia.

Properties

Item	Value
Area, m2	2.256E-03
AS2, m2	1.16E-03
AS3, m2	1.16E-03
I33, m4	0
I22, m4	0
S33Pos, m3	0
S33Neg, m3	0
S22Pos, m3	0
S22Neg, m3	0
R33, m	3.845E-02
R22, m	3.845E-02

Figura 11-2A: Propiedades de la sección de tubo considerada. Fuente: Elaboración propia.

Es importante tener en cuenta no solo la forma de la sección sino los parámetros asociadas a esta, tales como área de la sección transversal, momento de inercia, y modulo

plástico. En el caso analizado es importante conocer el área de la sección transversal, el que de acuerdo con sus propiedades tiene un valor de $2.256 (10^{-3}) \text{ m}^2$. Es decir:

$$A=2.256 (10^{-3}) \text{ m}^2$$

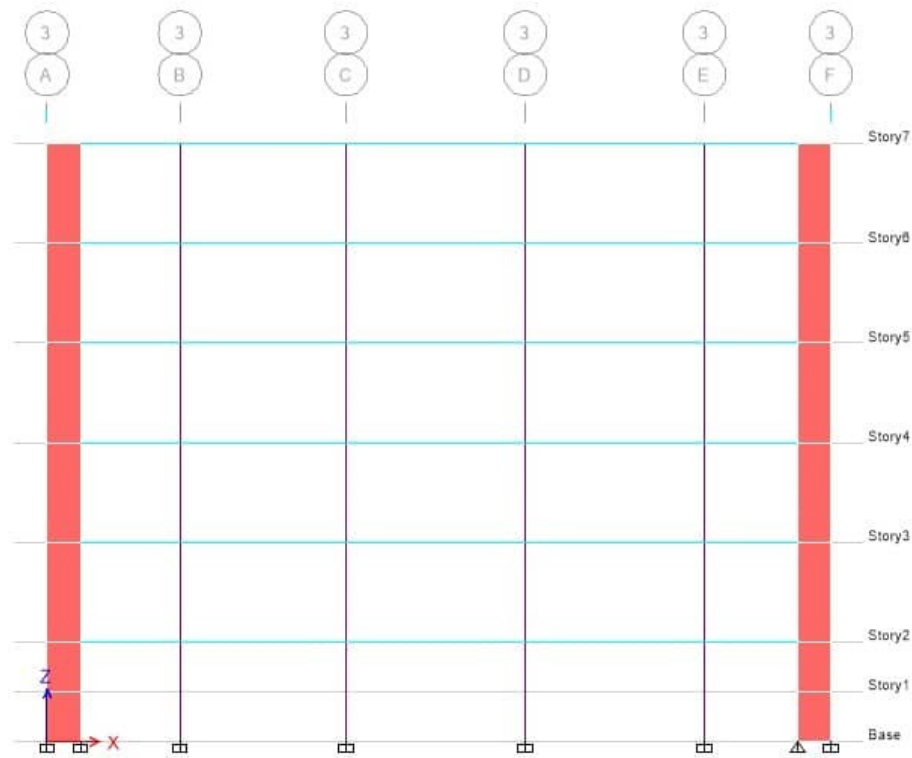


Figura 11-3A: Elevación frontal de la edificación analizada. Fuente: Elaboración propia.

Otro parámetro importante a la hora de determinar la rigidez axial de los brazos metálicos es la longitud de estos elementos. La longitud total será considerada como la longitud de la hipotenusa del triángulo que tiene como base el ancho entre los ejes C y D, mostrados en la figura anterior, la altura del entrepiso correspondiente. De acuerdo con esto, la longitud del brazo metálico será aproximadamente:

$$L=6.20 \text{ m}$$

Además, es usual que los perfiles usados para la colocación de los dispositivos sean de acero estructural, en el Perú es usual que el material base sea el acero A36, es decir, un acero con un esfuerzo de fluencia de aproximadamente:

$$F_y=36 \text{ ksi}$$

En cuanto al módulo de elasticidad, numerosos estudios han mostrado que el módulo de elasticidad del acero tiene muy poca variación entre unos y otros y que es prácticamente independiente del módulo de fluencia del acero. Escribimos entonces:

$$E=29000 \text{ ksi}=2.1 (10^6) \text{ kg/cm}^2$$

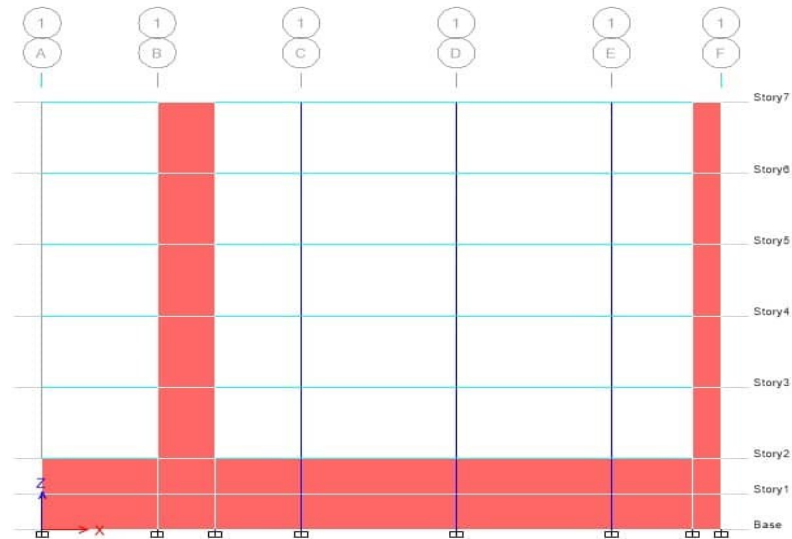


Figura 11-4A: Elevación frontal de la edificación analizada. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11-1A: Altura típica de los pisos presentes en la estructura analizada. Fuente: Elaboración propia.

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story
►	Story7	3	18	Yes	None	No
	Story6	3	15	No	Story7	No
	Story5	3	12	No	Story7	No
	Story4	3	9	No	Story7	No
	Story3	3	6	No	Story7	No
	Story2	1.5	3	No	Story7	No
	Story1	1.5	1.5	No	Story7	No
	Base		0			

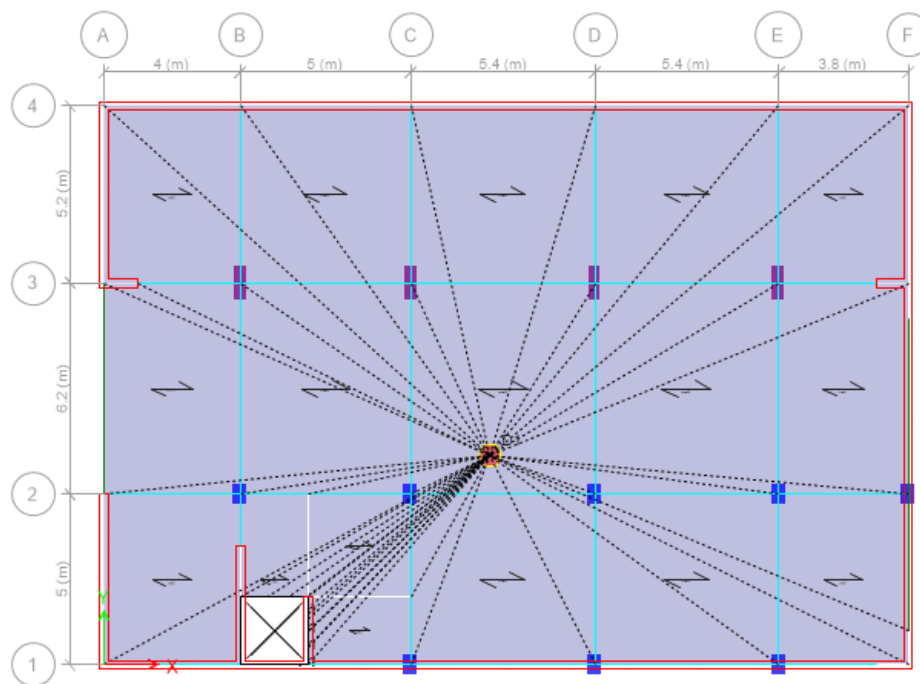


Figura 11-5A: Vista en planta de la estructura analizada. Fuente: Elaboración propia.

Sustituyendo estos datos se puede encontrar la rigidez axial de los arriostres considerados, como se muestra a continuación.

Cálculo de la rigidez axial de los brazos metálicos	
Area de la seccion transversal	$Ao := 2.256 \cdot 10^{-3} \cdot m^2$
Longitud del elemento	$Lo := 6.20 \cdot m$
Modulo de elasticidad	$Eo := 29000 \text{ ksi} = (2.039 \cdot 10^6) \frac{kgf}{cm^2}$
Rigidez	$Ko := \frac{Eo \cdot Ao}{Lo} = 8178 \frac{tonf}{m}$

Figura 11-6A: Cálculo de la rigidez axial de los arriostres. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DE LA EDIFICACIÓN CON AMORTIGUADORES

Los resultados del análisis tiempo historia, como funciones del tiempo, se muestran a continuación, únicamente para el caso de las aceleraciones y velocidades de techo de la estructura analizada.

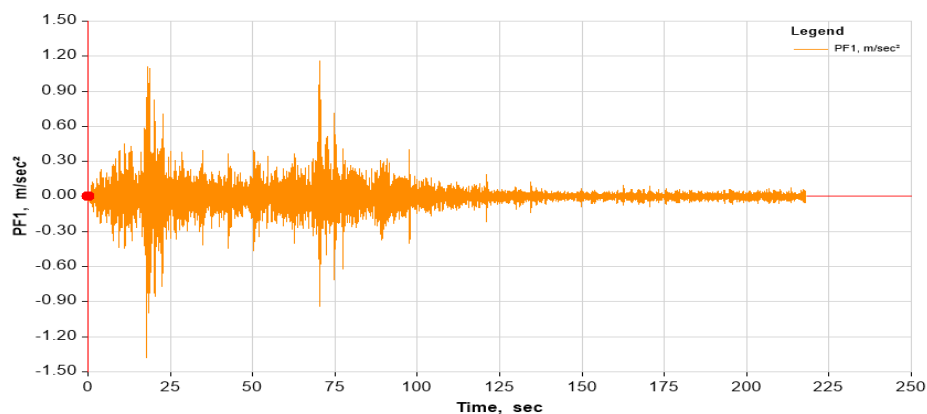


Figura 11-7A: Historia de aceleraciones de la azotea.

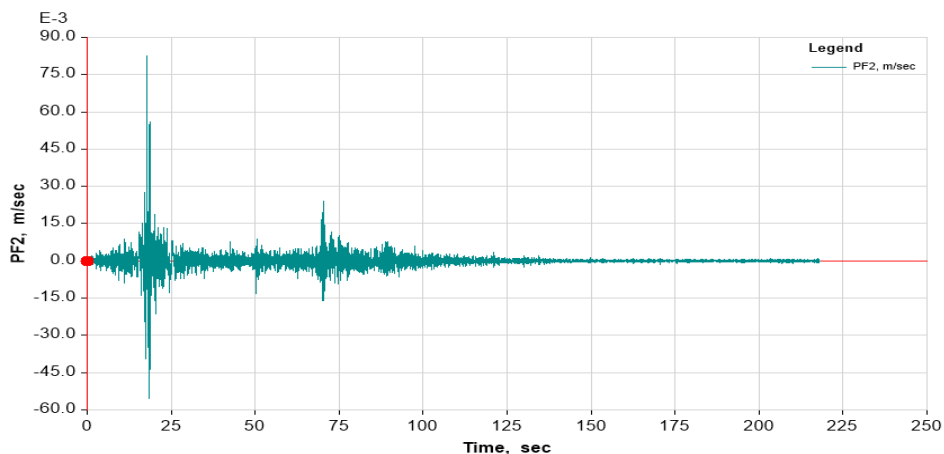


Figura 11-8A: Historia de velocidades de la azotea.

CÁLCULO DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO ENERGÍA DEL SISTEMA

Se determina el coeficiente de amortiguamiento efectivo antes mencionado.

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{T \sum_j C_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Tabla 11-2A: Pesos muertos, vivos y totales por piso en la estructura analizado. Fuente:
Elaboración propia.

Nivel	D	L	Total
	tonf	tonf	tonf
Story7	223.8	26.4	250.3
Story6	487.3	95.5	582.8
Story5	750.8	164.6	915.4
Story4	1014.3	233.7	1248.0
Story3	1277.8	302.8	1580.5
Story2	1633.7	371.8	2005.5
Story1	1740.2	371.8	2112.0

Tabla 11-3A: Máximos desplazamientos laterales obtenidos en la estructura por el
sismo en X. Fuente: Elaboración propia.

Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m	m	m
Story7	18	0.08	0.023
Story6	15	0.068	0.02
Story5	12	0.052	0.016
Story4	9	0.033	0.01
Story3	6	0.015	0.004
Story2	3	0.002	0.001
Story1	1.5	0.003	0.001
Base	0	0	0

Tabla 11-4A: Máximos desplazamientos laterales obtenidos en la estructura por el sismo en Y. Fuente: Elaboración propia.

Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m	m	m
Story7	18	0.024	0.082
Story6	15	0.02	0.071
Story5	12	0.015	0.055
Story4	9	0.01	0.036
Story3	6	0.005	0.016
Story2	3	0.001	0.002
Story1	1.5	0.002	0.001
Base	0	0	0

Tabla 11-5A: Cálculo de los desplazamientos y desplazamientos relativos de la estructura. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	X		Y	
	ϕ_i	ϕ_{ri}	ϕ_i	ϕ_{ri}
Story7	0.08	0.012	0.082	0.011
Story6	0.068	0.016	0.071	0.016
Story5	0.052	0.019	0.055	0.019
Story4	0.033	0.018	0.036	0.02
Story3	0.015	0.013	0.016	0.014
Story2	0.002	0.001	0.002	0.001
Story1	0.003	0.003	0.001	0.001
Base	0	0	0	0

Tabla 11-6A: Desplazamientos laterales de la forma de modo fundamental de la estructura analizada. Fuente: Elaboración propia.

Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m	m	m
Story7	18	4.43E-05	1.11E-05
Story6	15	3.74E-05	1.01E-05
Story5	12	2.87E-05	8.05E-06
Story4	9	1.85E-05	5.10E-06
Story3	6	8.17E-06	1.77E-06
Story2	3	9.10E-07	4.37E-07
Story1	1.5	1.40E-06	2.45E-07
Base	0	0	0

De los datos obtenidos por el Software y consolidados se aplica la fórmula para disipadores lineales obteniéndose la siguiente tabla.

Tabla 11-7A: Cálculo para la estructura analizado. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Masa	Cos Θ	ϕ_i	ϕ_r	$\sum \phi_r^2 \text{Cos}\Theta^2$	$\sum \phi_i^2 m_i$
Story7	250.3	0.874	0.08	0.012	0.0110	1.6019
Story6	582.8	0.874	0.068	0.016	0.0196	2.6949
Story5	915.4	0.874	0.052	0.019	0.0276	2.4752
Story4	1248.0	0.874	0.033	0.018	0.0247	1.3591
Story3	1580.5	0.874	0.015	0.013	0.0129	0.3556
Story2	2005.5	0.874	0.002	0.001	0.0001	0.0080
Story1	2112.0	0.84	0.003	0.0030	0.0007	0.0190
Σ					0.0966	8.5137

Despejando el Coeficiente de amortiguamiento efectivo se tiene:

$$\begin{aligned}
 \beta H &:= 0.20 \\
 \beta_{visc} &:= 0.15 \\
 \Sigma 1 &:= 8.5137 \\
 \Sigma 2 &:= 0.0966 \\
 T &:= 0.49 \\
 C_o &:= \frac{\beta_{visc}}{\left(\frac{T \cdot \Sigma 2}{4 \cdot \pi \cdot \Sigma 1} \right)} = 339.036 \\
 \text{Número de disipadores por piso: } n &:= 2 \\
 C &:= \frac{C_o}{n} = 169.518
 \end{aligned}$$

C: 170 tonf

CURVA DE HISTÉRESIS

Se muestran algunas de las curvas de histéresis de los disipadores de fluido viscoso lineales.

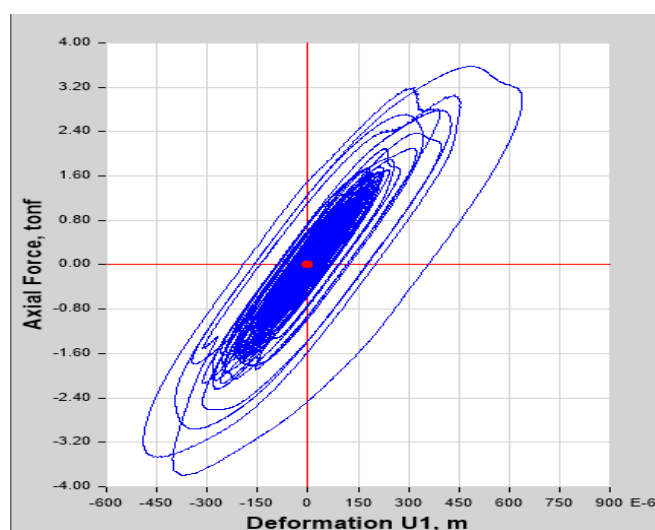


Figura 11-9A: Curva de histerética del disipador de energía K1. Fuente: Elaboración propia.

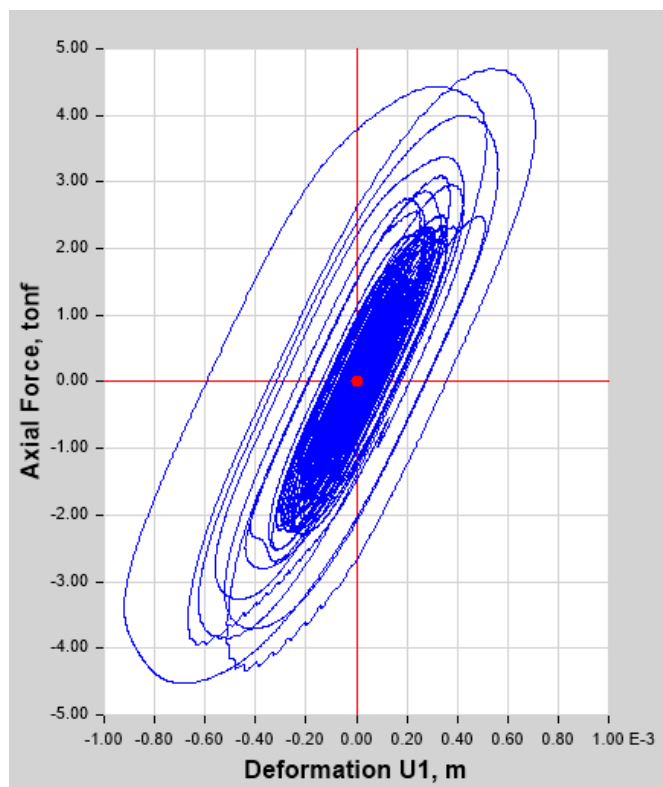


Figura 11-10A: Curva de histerética del disipador de energía K2. Fuente:
Elaboración propia.

ANEXO N° 12: PROCEDIMIENTO DE IMPLEMENTACIÓN DE AMORTIGUADORES NO LINEALES DE FLUIDO VISCOSO DETERMINACIÓN DE LA DERIVA OBJETIVO Y AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Al igual que los amortiguadores lineales, se escoge una deriva objetivo que será el mismo.

Δ_{max}	0.007	0.007
Δ_{obj}	0.005	0.005
B	1.40	1.4
ξ_1 (%)	5	5
ξ_{ef} (%)	15.8	15.8

El cálculo del amortiguamiento total requerido por la estructura para alcanzar los niveles de desempeño deseados da como resultado un valor de 16%. Es importante entender que este valor de amortiguamiento incluye el amortiguamiento intrínseco de la estructura el que, para fines prácticos, se asumió con un valor del 5%, por lo que el amortiguamiento adicional debería ser de 11%, aproximadamente.

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO

De igual manera a los amortiguadores lineales, se recomienda que el amortiguamiento aportado por los dispositivos sea de por lo menos el 20%, por las razones ya explicadas anteriormente.

$$\beta_{Hx} = 20\%$$

$$\beta_{Hy} = 20\%$$

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DEL BRAZO DEL AMORTIGUADOR

Se emplean la misma rigidez del brazo en el caso de los amortiguadores lineales.

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA CON AMORTIGUADORES NO LINEALES

El análisis tiempo –historia obtenido con los disipadores se muestran a continuación.

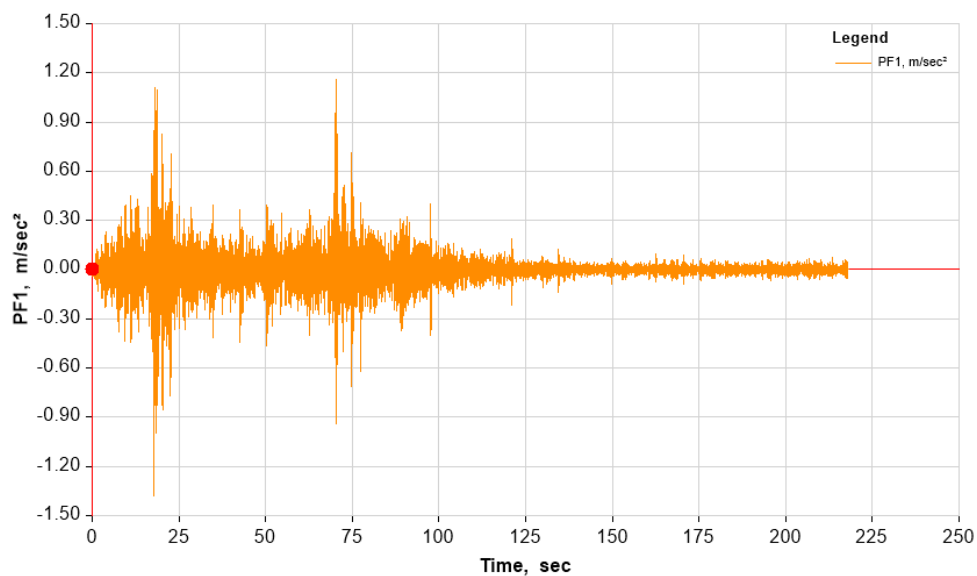


Figura 12-1A: Historia de aceleraciones de la azotea. Fuente: Elaboración propia.

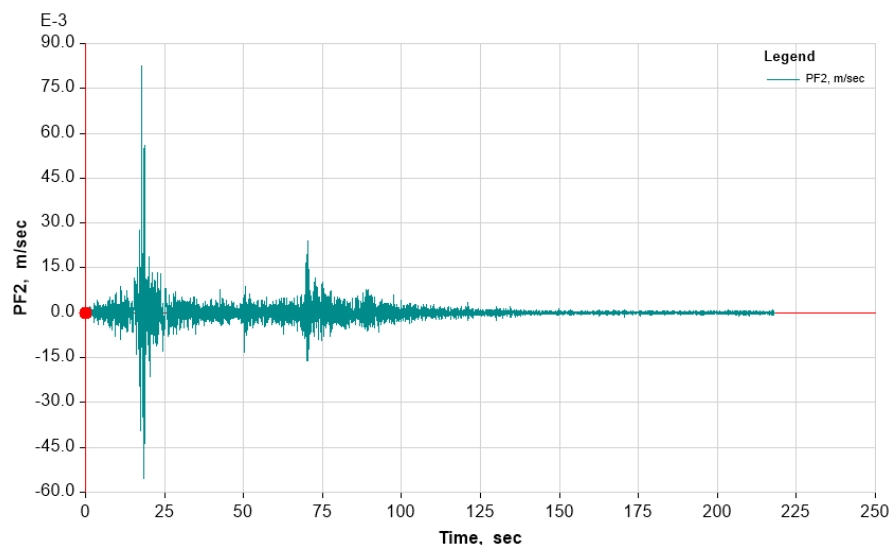


Figura 12-2A: Historia de velocidades de la azotea. Fuente: Elaboración propia.

CÁLCULO DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Para el cálculo del amortiguamiento efectivo en disipadores de fluido viscoso no lineales se aplica la siguiente fórmula:

$$\beta_H = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}$$

De los modos de vibración obtenidos por el Software etabs y consolidados en una hoja de cálculo se tiene la siguiente tabla.

Tabla 12-1A: Periodos asociados a las formas de modo de la estructura analizada.

Fuente: Elaboración propia.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.49	2.03	12.77	162.97
Modal	2	0.44	2.30	14.45	208.80
Modal	3	0.23	4.36	27.37	749.17
Modal	4	0.14	7.23	45.40	2060.79
Modal	5	0.12	8.21	51.56	2658.04
Modal	6	0.09	10.68	67.12	4505.31
Modal	7	0.09	11.63	73.06	5337.25
Modal	8	0.08	12.15	76.35	5828.60
Modal	9	0.07	14.41	90.56	8201.58
Modal	10	0.07	15.22	95.60	9139.74
Modal	11	0.06	15.72	98.78	9756.80
Modal	12	0.06	15.92	100.05	10010.32
Modal	13	0.06	16.86	105.94	11224.25
Modal	14	0.06	17.06	107.17	11484.39
Modal	15	0.06	17.97	112.92	12751.61
Modal	16	0.06	18.19	114.31	13065.72
Modal	17	0.05	18.59	116.80	13642.26
Modal	18	0.05	19.29	121.22	14694.31
Modal	19	0.05	19.58	123.05	15141.40
Modal	20	0.04	23.22	145.92	21293.20

Como se puede apreciar de la tabla presentada, la primera forma de modo de la estructura analizada tuvo un valor de 0.49 s, es decir:

$$T=0.49 \text{ s}$$

Además, la frecuencia se define como el número de ciclos por unidad de tiempo, o de manera equivalente, como la inversa del periodo, es decir: $f=1/T=2.04 \text{ Hz}$

La frecuencia que se acaba de presentar es conocida como frecuencia lineal. En el contexto de la dinámica de estructuras, el movimiento de un oscilador de un grado de libertad puede representarse como el movimiento de una partícula en un movimiento circunferencial uniforme (MCU), tal movimiento siempre tendrá asociado una frecuencia, denominada usualmente como frecuencia cíclica.

La frecuencia cíclica se define como el número radianes que una partícula da por cada unidad de tiempo. Así, si consideramos que a un oscilador le toma T unidades de tiempo hacer una ida y un regreso completo, es decir, en realizar una oscilación completa, la velocidad angular se puede calcular mediante: $\omega = \frac{2\pi}{T} \left[\frac{\text{rad}}{\text{s}} \right] = \frac{2\pi}{T} \text{ Hz} = 2\pi f$

La frecuencia cíclica es un parámetro importante, pues es este parámetro el que aparece usualmente dentro de la solución de la ecuación del movimiento. En el caso analizado se puede decir que: $\omega = 12.82 \text{ rad/s}$

Tabla 12-2A: Relación entre el parámetro y lambda para el amortiguamiento de los disipadores. Fuente: Elaboración propia.

Exponente α	Parámetro λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0

Empleando la fórmula para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento efectivo y las masas antes obtenidas por el software se tiene:

Tabla 12-3A: Cálculo para la estructura en análisis. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Masa	$\text{Cos}\Theta$	ϕ_i	ϕ_r	$\phi_r^{1+\alpha} \text{Cos}\Theta^{1+\alpha}$	$m\phi_i^2$
Story7	250.3	0.874	0.08	0.012	0.0011	1.6017
Story6	582.8	0.874	0.068	0.016	0.0017	2.6950
Story5	915.4	0.874	0.052	0.019	0.0021	2.4753
Story4	1248.0	0.874	0.033	0.018	0.0020	1.3590
Story3	1580.5	0.874	0.015	0.013	0.0012	0.3556
Story2	2005.5	0.874	0.002	0.001	0.0000	0.0080
Story1	2112.0	0.84	0.003	0.0030	0.0001	0.0190
Σ					0.0082	8.5137

Empleando una hoja de cálculo:

Calculo del coeficiente de amortiguamiento	
Amortiguamiento efectivo	$\beta H := 0.20$
Amplitud modal	$A_o := 4.43 \cdot 10^{-5}$
Frecuencia cíclica	$\omega := 12.82$
Parámetro no lineal	$\lambda := 3.5$
Suma parcial 1	$\Sigma 1 := 8.5137$
Suma parcial 2	$\Sigma 2 := 0.0082$
	$\alpha := 0.5$
$C_o := \frac{\beta H \cdot 2 \cdot \pi \cdot A_o^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \Sigma 1}{\lambda \cdot \Sigma 2} = 113.889$	
Numero de disipadores por piso	$n := 2$
$C := \frac{C_o}{n} = 56.944$	

De los resultados en los coeficientes se observa que disipadores de fluido viscoso lineales emplean mayor coeficiente de amortiguamiento para cumplir resultados similares a los disipadores de fluido viscoso no lineales, por tal motivo se escogen estos últimos para el análisis correspondiente.

La incorporación de estos disipadores en el modelo computacional mediante el software se hace de la siguiente manera. Se crea una sección de propiedad tipo Link que actuará en la dirección X.

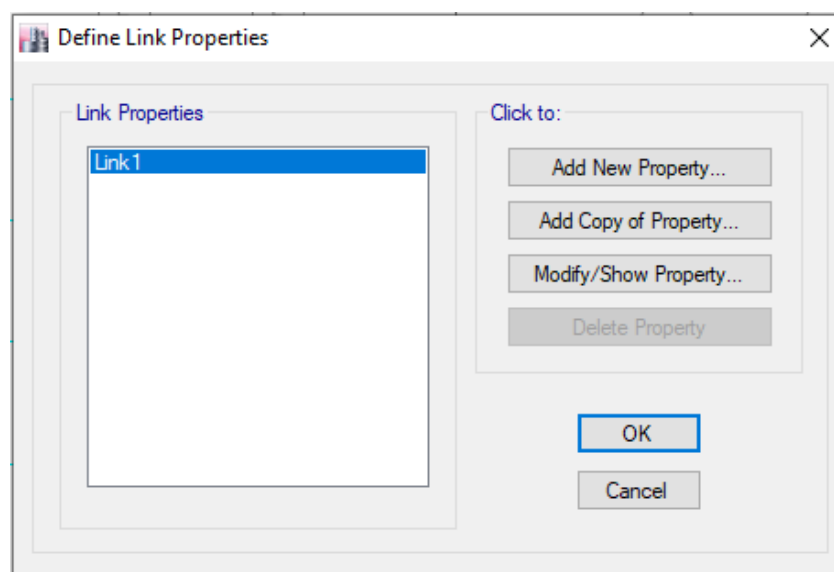


Figura 12-3A: Definición de link. Fuente: Elaboración propia.

General

Link Property Name: Link Type:

Link Property Notes: P-Delta Parameters:

Total Mass and Weight

Mass: tonf-s²/m Rotational Inertia 1: tonf-m-s²

Weight: tonf Rotational Inertia 2: tonf-m-s²

Rotational Inertia 3: tonf-m-s²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
☒ U1	☐	☒	Modify/Show for U1...	☐ R1	☐	☐	Modify/Show for R1...
☐ U2	☐	☐	Modify/Show for U2...	☐ R2	☐	☐	Modify/Show for R2...
☐ U3	☐	☐	Modify/Show for U3...	☐ R3	☐	☐	Modify/Show for R3...

Figura 12-4A: Definición de las propiedades de los disipadores de energía viscosos.

Fuente: Elaboración propia.

Mediante la opción de propiedades del elemento link se ingresa al siguiente cuadro de dialogo donde se ingresa los datos obtenidos del cálculo.

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name:

Direction:

Type:

NonLinear:

Linear Properties

Effective Stiffness: tonf/m

Effective Damping: tonf-s/m

Nonlinear Properties

Stiffness: tonf/m

Damping: tonf*(s/m)^{Cexp}

Damping Exponent:

Figura 12-5A: Rigidez elástica, amortiguamiento y exponente de amortiguamiento.

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente se dibujan los elementos link en los pórticos del eje 1 y 3 dirección X.

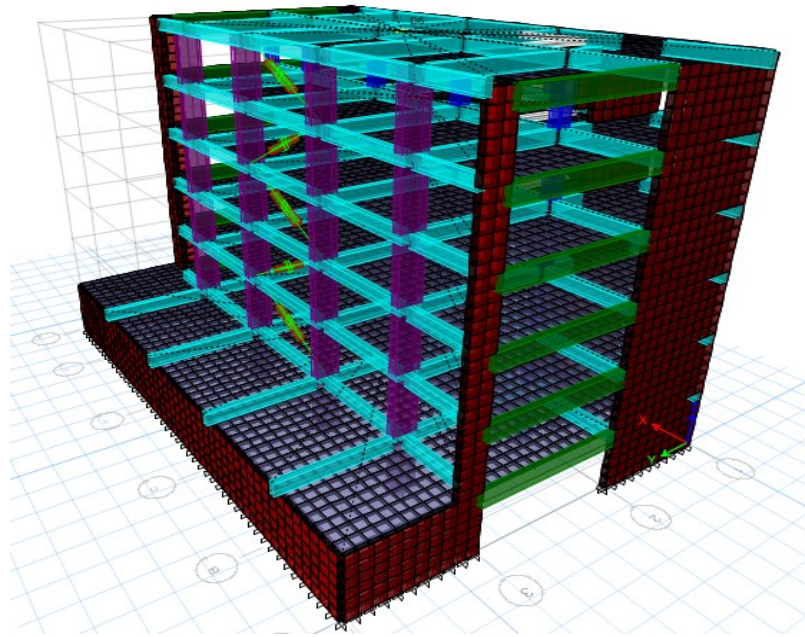


Figura 12-6A: Edificación reforzada con disipadores de fluido viscoso. Fuente:
Elaboración propia.

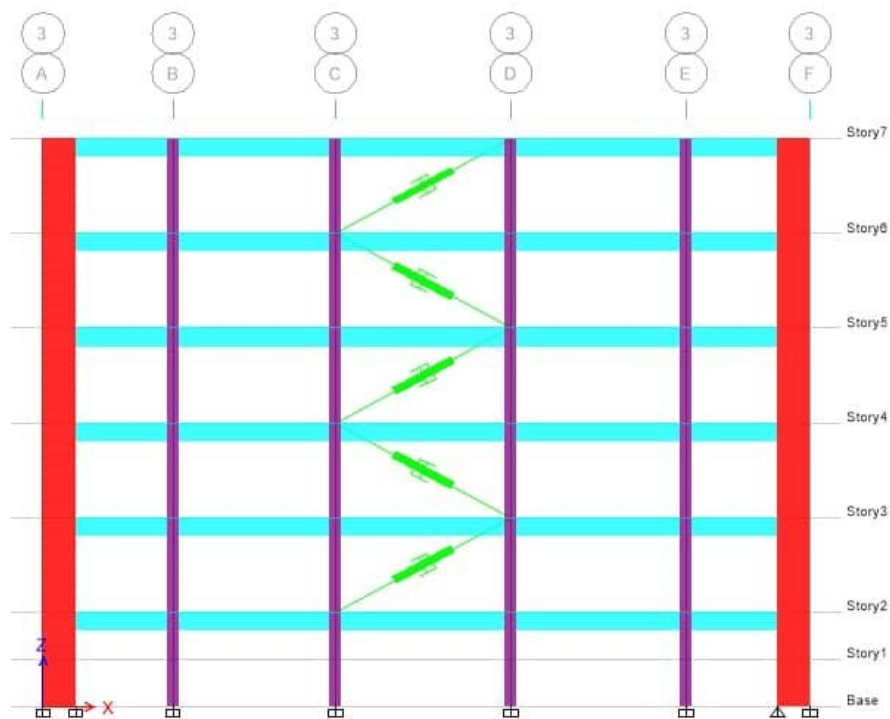


Figura 12-7A: Vista en elevación de los disipadores de fluido viscoso. Fuente:
Elaboración propia.

En seguida se definen los casos de carga para cada sismo de la función tiempo historia.

Load Case Data

General

Load Case Name: ICA

Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ICAEW	9.81

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 175000

Output Time Step Size: 0.001 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

Figura 12-8A: Caso de carga Sismo Ica 2007. Fuente. Elaboración propia.

Load Case Data

General

Load Case Name: ATICO

Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ATICOEWESC	9.81

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 160000

Output Time Step Size: 0.001 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

Figura 12-9A: Caso de carga Sismo Arequipa 2001. Fuente. Elaboración propia.

Load Case Data

General

Load Case Name: LIMA1974

Load Case Type/Subtype: Time History, Nonlinear Modal (FNA)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	1974EWESC	9.81

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 39168

Output Time Step Size: 0.002 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Buttons: Add, Delete, Advanced, OK, Cancel

Figura 12-10A: Caso de carga Sismo Arequipa 1974. Fuente. Elaboración propia.

Posteriormente se realiza el análisis del modelo para determinar los resultados y poder compararlos.

ENERGÍA DEL SISTEMA

Como se vio en capítulos previos, el análisis de una estructura sometida a un sismo puede verse como la forma en que se distribuye la energía del sismo dentro de un sistema estructural. Desde este punto de vista, en un sistema convencional se tiene que la energía se distribuye como energía potencial, referida a las deformaciones elásticas presentes en la estructura, energía cinemática, que mide el movimiento de la estructura, energía de amortiguamiento, debida al amortiguamiento intrínseco de la estructura, energía histerética, debida a la energía requerida para hacer fluir a los elementos estructurales y amortiguamiento global, que mide la cantidad de energía disipada por el amortiguamiento externo. A continuación, se muestra la distribución de energía encontrada en el sistema del software.

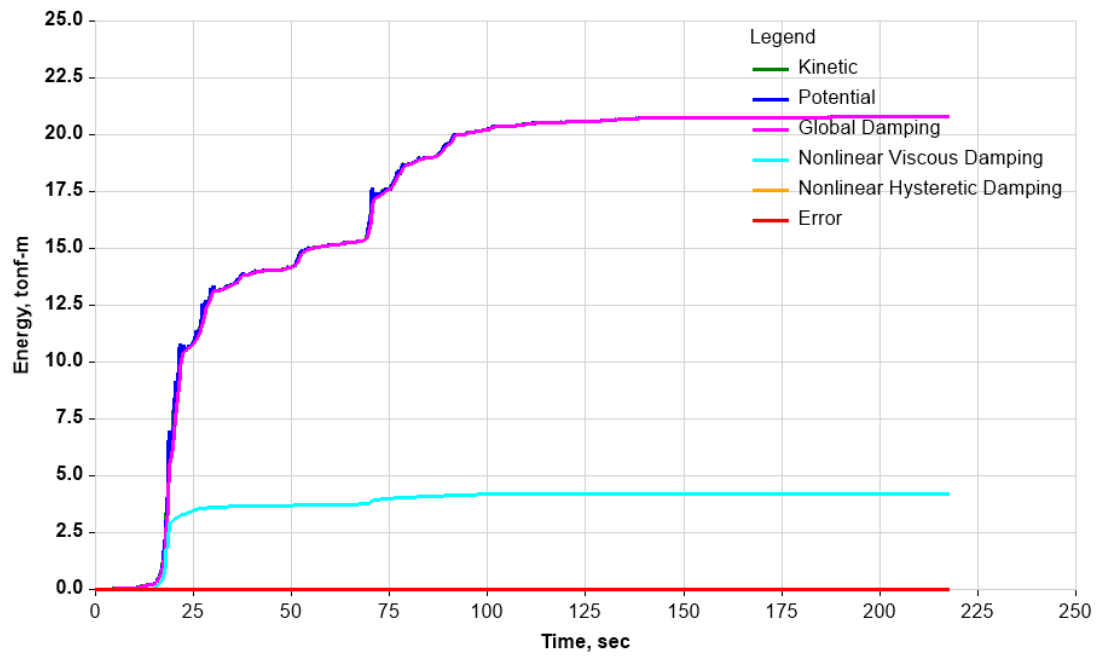


Figura 12-11A: Diagrama de balance energético Fuente. Elaboración propia.

CURVA DE HISTÉRESIS

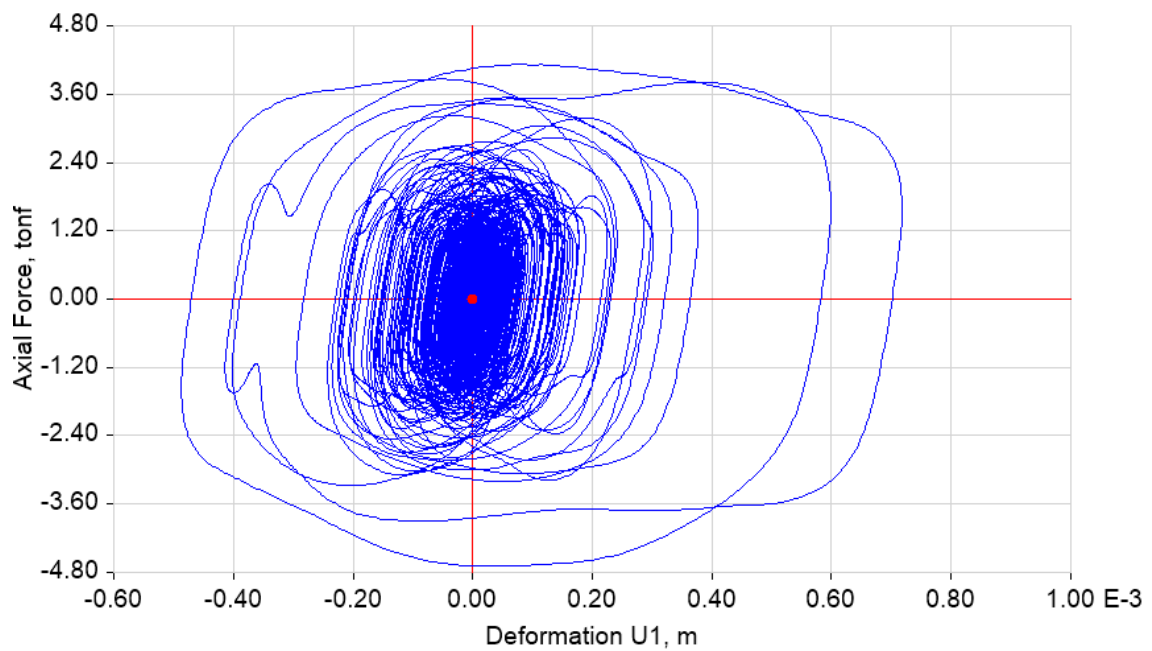


Figura 12-12A: Curva de histerética del disipador de energía K1. Fuente: Elaboración propia.

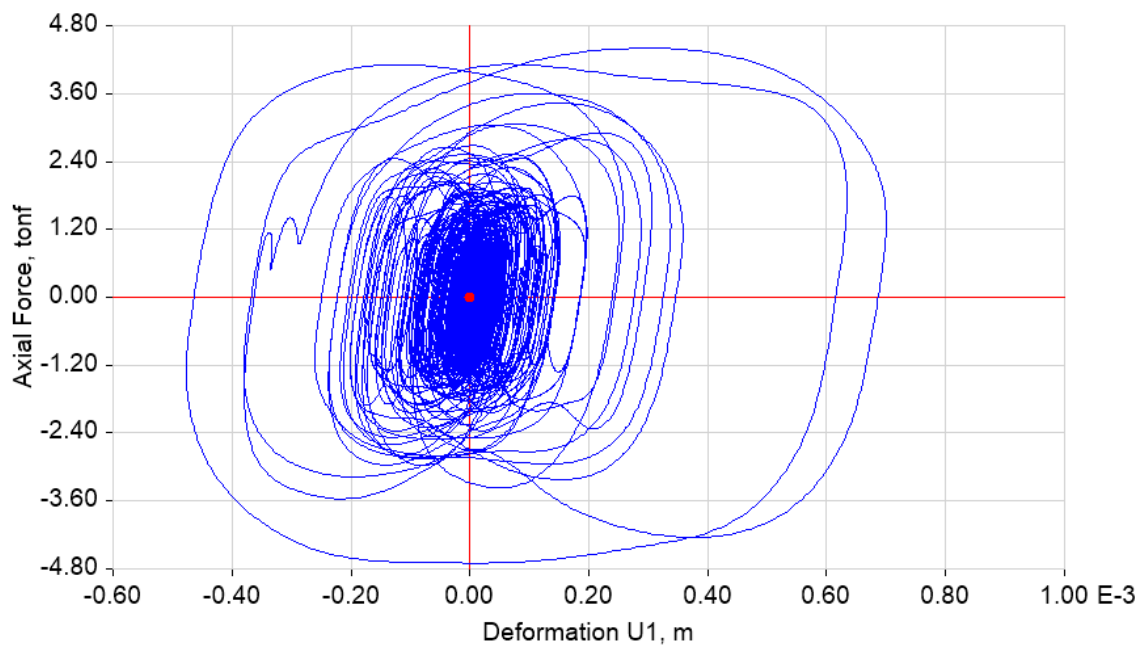


Figura 12-13A: Curva de histerética del dissipador de energía K2. Fuente: Elaboración propia.

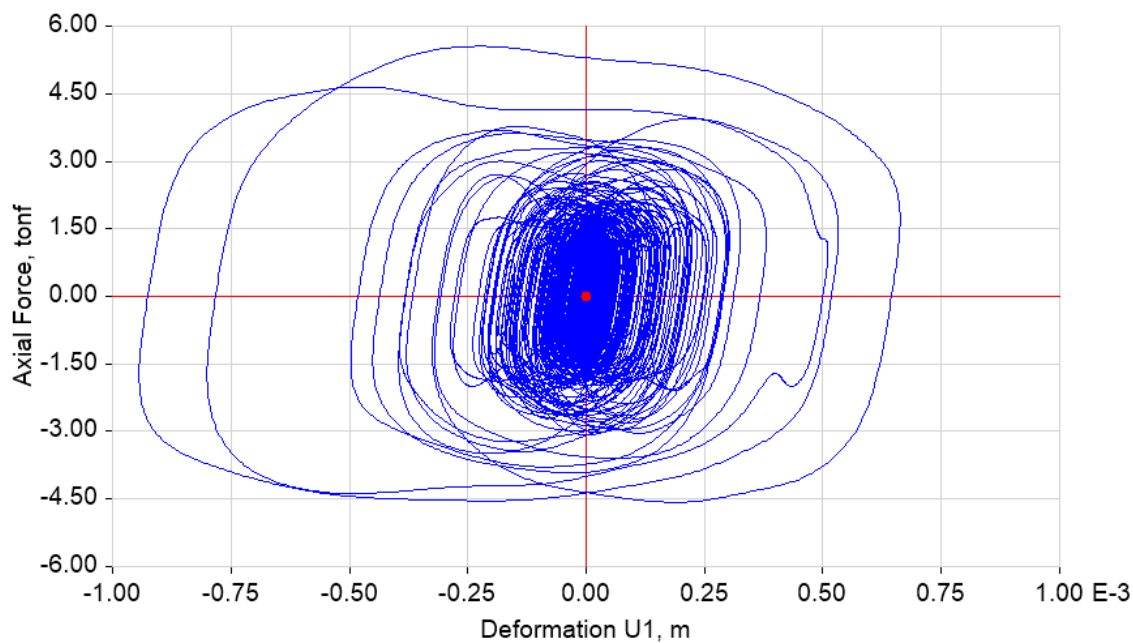


Figura 12-14A: Curva de histerética del dissipador de energía K3. Fuente: Elaboración propia.

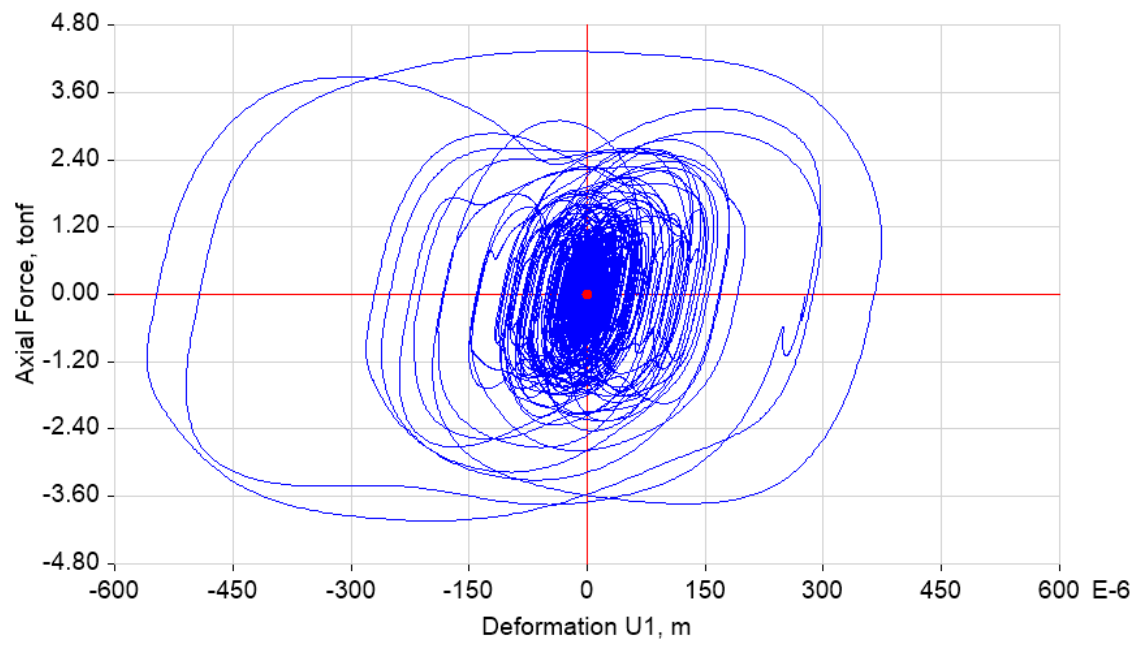


Figura 12-15A: Curva de histerética del disipador de energía K4. Fuente: Elaboración propia.

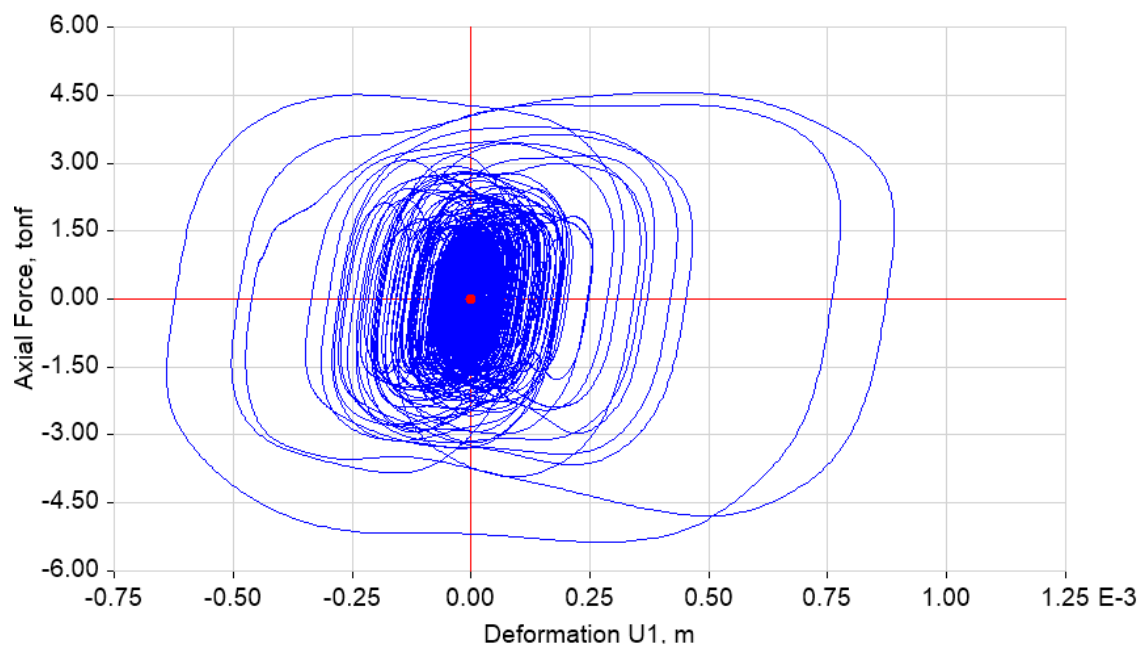


Figura 12-16A: Curva de histerética del disipador de energía K5. Fuente: Elaboración propia.

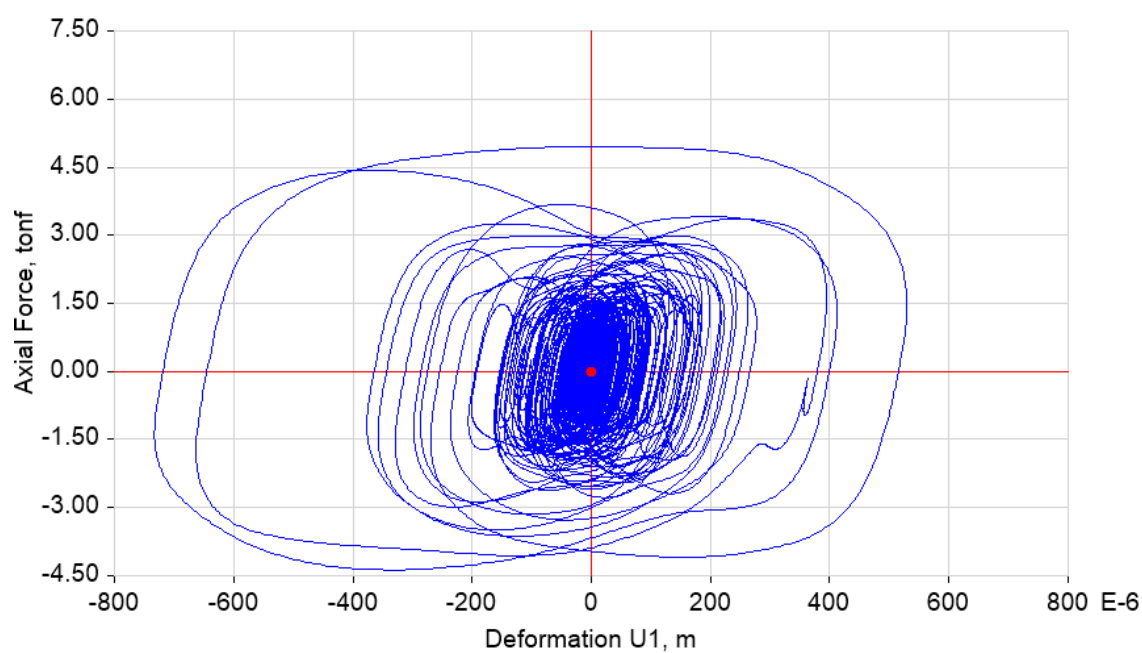


Figura 12-17A: Curva de histerética del disipador de energía K6. Fuente: Elaboración propia.

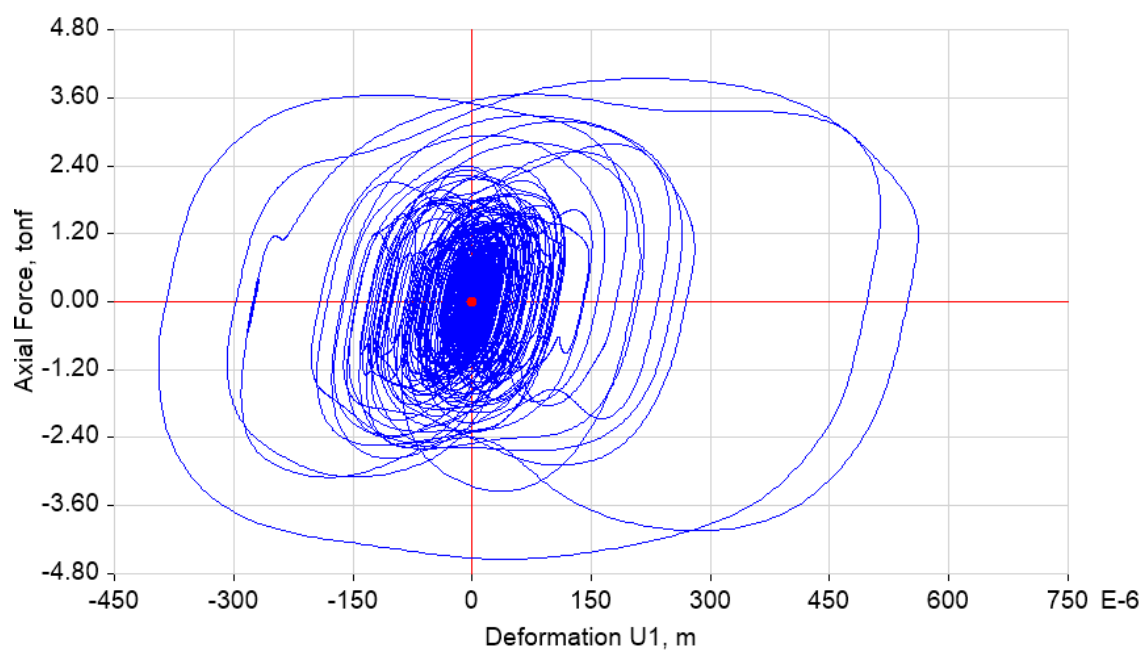


Figura 12-18A: Curva de histerética del disipador de energía K7. Fuente: Elaboración propia.

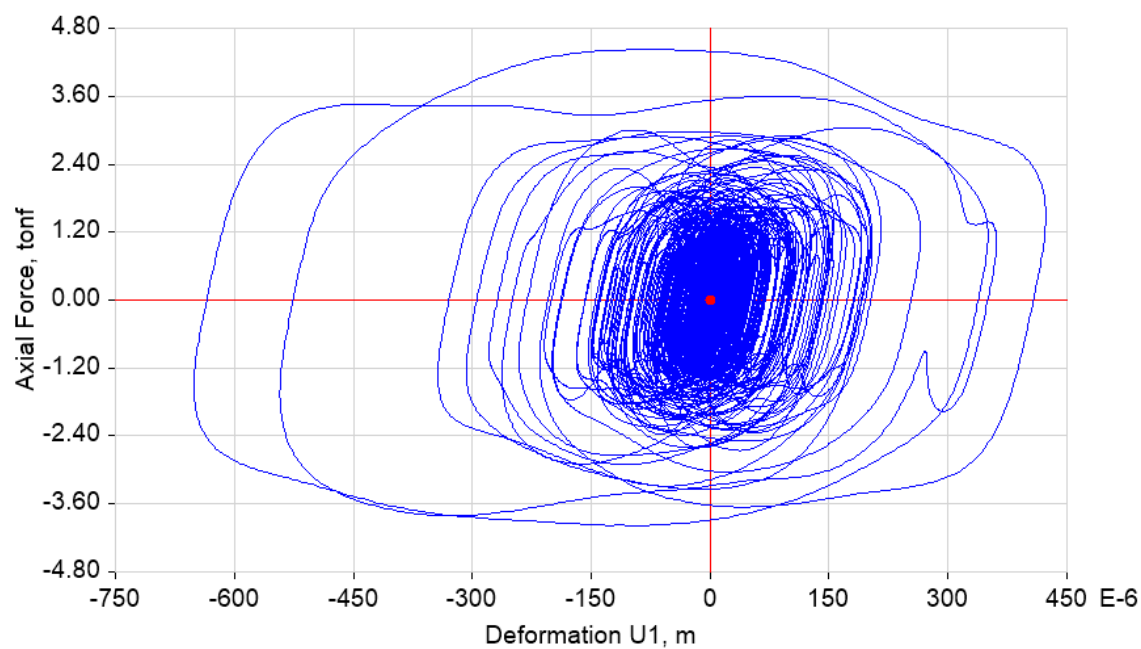


Figura 12-19A: Curva de histerética del disipador de energía K8. Fuente: Elaboración propia.

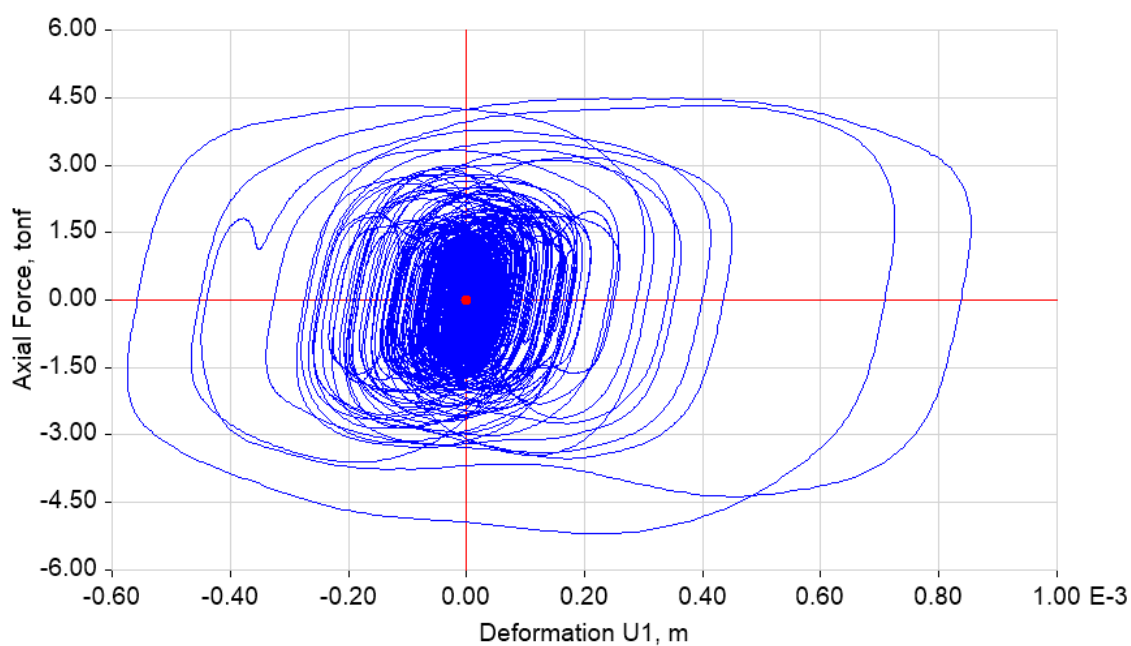


Figura 12-20A: Curva de histerética del disipador de energía K9. Fuente: Elaboración propia.

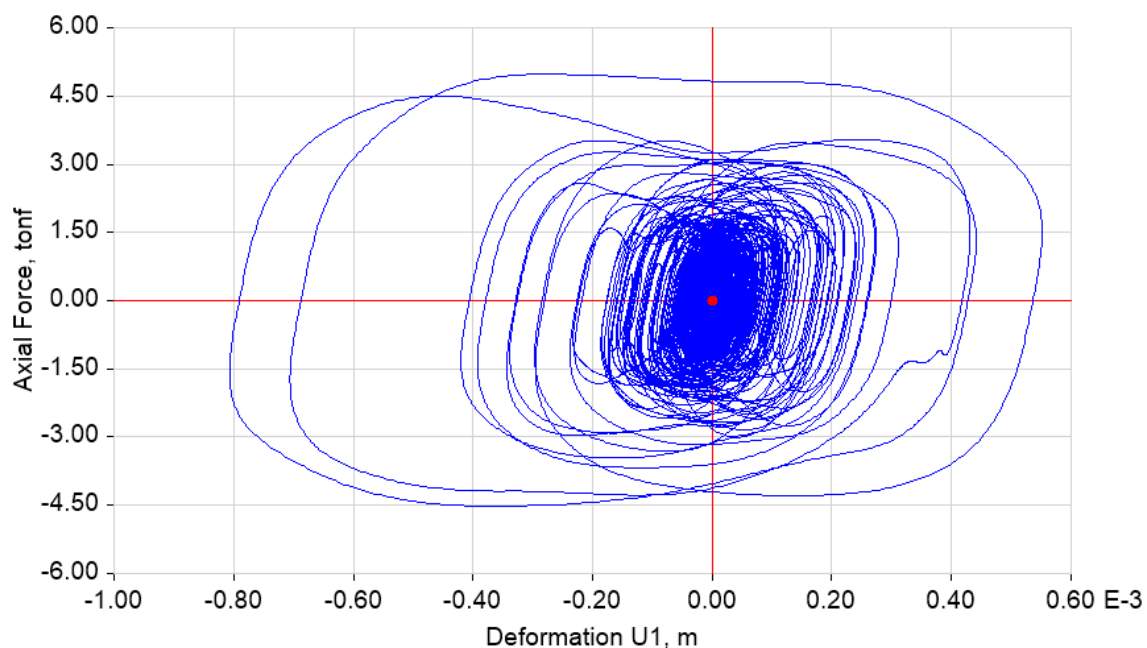


Figura 12-21A: Curva de histerética del dissipador de energía K10. Fuente: Elaboración propia.

De las curvas de histéresis se concluye que todas pertenecen a un dissipador de fluido viscoso no lineal, y que su máxima deformación es de 8mm debido a las fuerzas axiales considerándose como aceptables dichos dissipadores.

Luego del análisis tiempo historia con dissipadores sísmicos se obtienen los siguientes resultados.

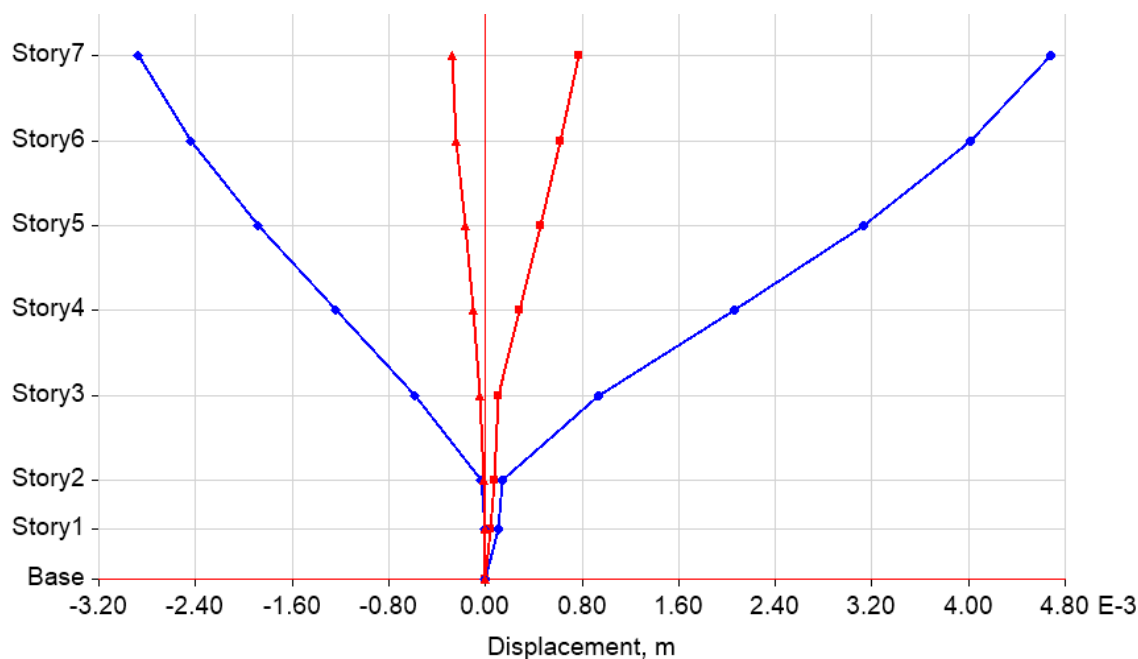


Figura 12-22A: Desplazamientos máximos por pisos obtenidos de los análisis tiempo historia no lineales sismo ICA. Fuente: Elaboración propia.

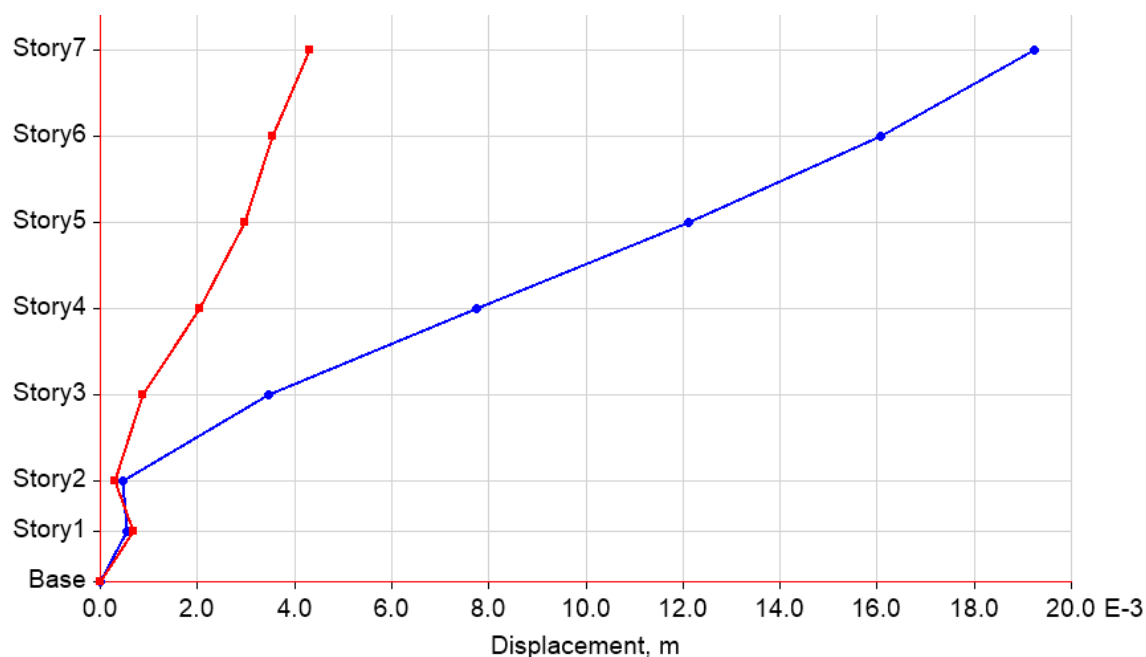


Figura 12-23A: Desplazamientos laterales máximos encontrados del análisis sísmico Lima 1974. Fuente: Elaboración propia.

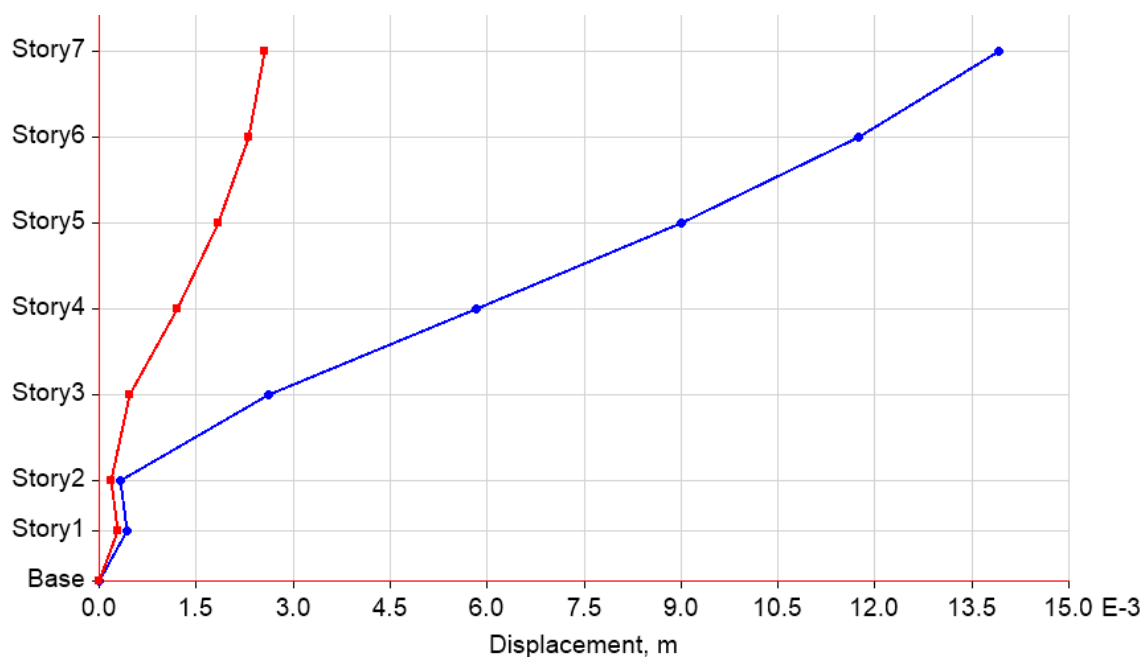


Figura 12-24A: Desplazamientos laterales máximos encontradas del análisis sísmico Atico 2001. Fuente: Elaboración propia.

ELECCIÓN DE LOS AMORTIGUADORES CONSIDERADOS EN EL SISTEMA DE CONTROL SÍSMICO

Finalmente, tomando en consideración la información encontrada a lo largo del desarrollo e la presente tesis, se ha decidido el uso de disipadores de energía con un coeficiente de amortiguamiento viscoso de:

$$C=80 \text{ ton. s/m}$$

ANEXO N° 13: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este capítulo se explicará el diseño de los elementos estructurales con disipadores y sin ellos, ambos cumpliendo con las exigencias de los desplazamientos máximos permitidos por el RNE, para ello se muestra el procedimiento necesario en el Software Etabs.

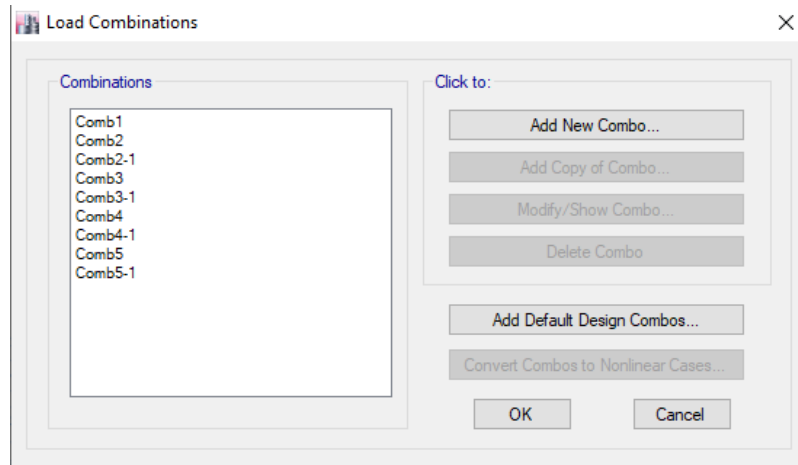


Figura 13-5A: Combinaciones de carga de acuerdo al RNE. Fuente: Elaboración propia.

Inicialmente se generan las combinaciones con el software y se puede verificar con el RNE E.060, las cuales son:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) + CS$$

$$U = 1.25(CM + CV) - CS$$

$$U = 0.9CM + CS$$

$$U = 0.9CM - CS$$

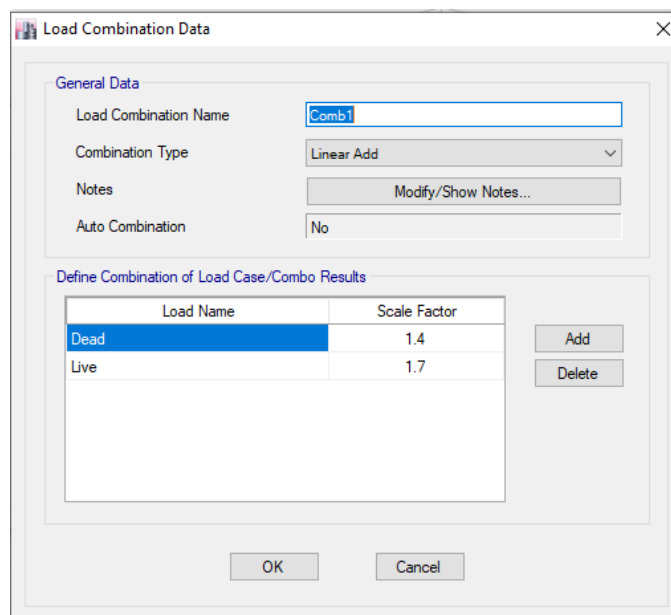


Figura 13-2A: Combinación de carga 1 de acuerdo al RNE. Fuente: Elaboración propia.

Load Combination Data [X]

General Data

Load Combination Name:

Combination Type:

Notes:

Auto Combination:

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.25
Live	1.25
Sx	1

Figura 13-3A: Combinación de carga 2 de acuerdo al RNE. Fuente: Elaboración propia.

Load Combination Data [X]

General Data

Load Combination Name:

Combination Type:

Notes:

Auto Combination:

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	0.9
Sx	1

Figura 13-4A: Combinación de carga 4 de acuerdo al RNE. Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente se generan el enmallado para realizar un análisis de elementos finitos, pues así lograremos resultados más verdaderos, mediante la opción auto área mesh y los muros serán divididos en partes más pequeñas mediante la opción Edit Shells.

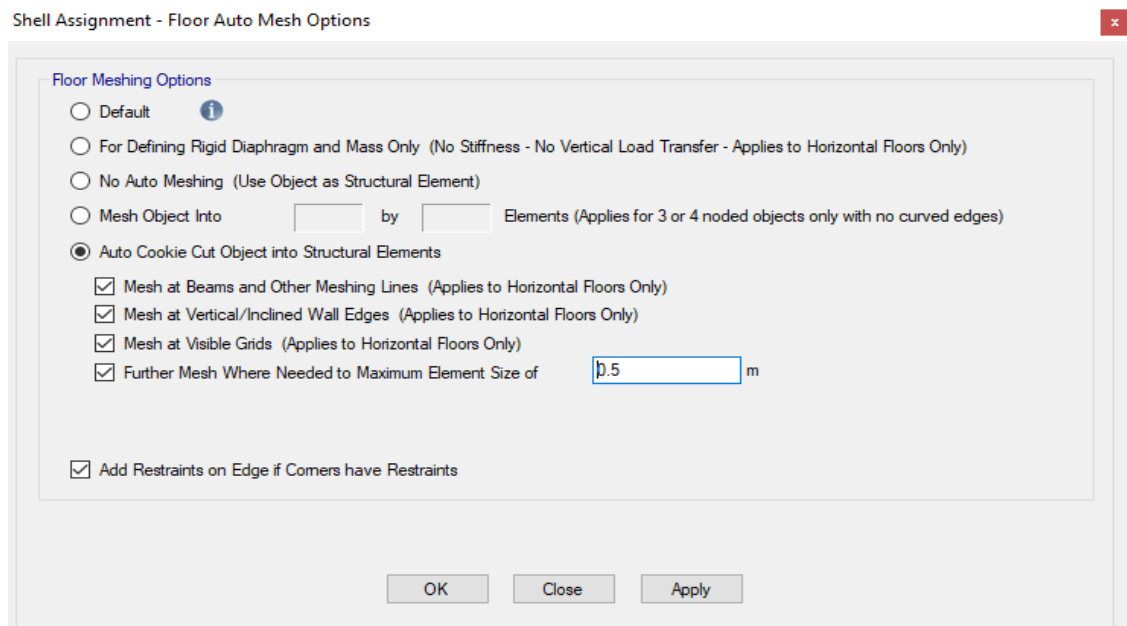


Figura 13-5A: Aplicando Auto Area Mesh en el Software. Fuente: Elaboración propia.

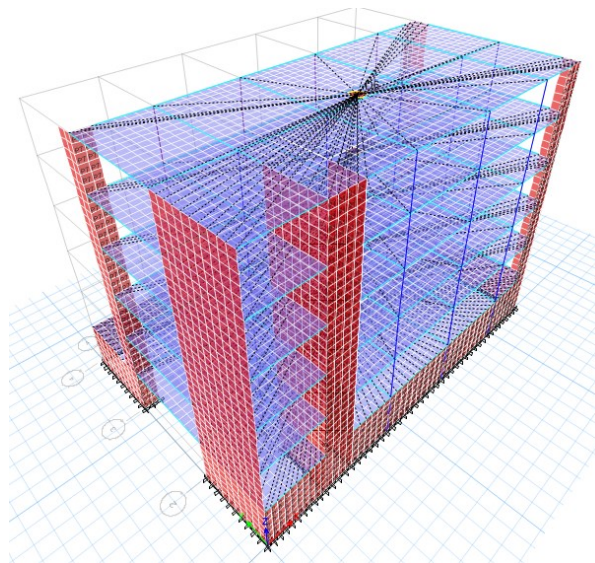


Figura 13-6A: Vista 3D del modelo para el diseño de elementos estructurales. Fuente: Elaboración propia.

Luego se agrupan las partes del muro mediante la opción Piers a fin de obtener momentos y cortes para las placas de concreto armado, así como se muestra a continuación.

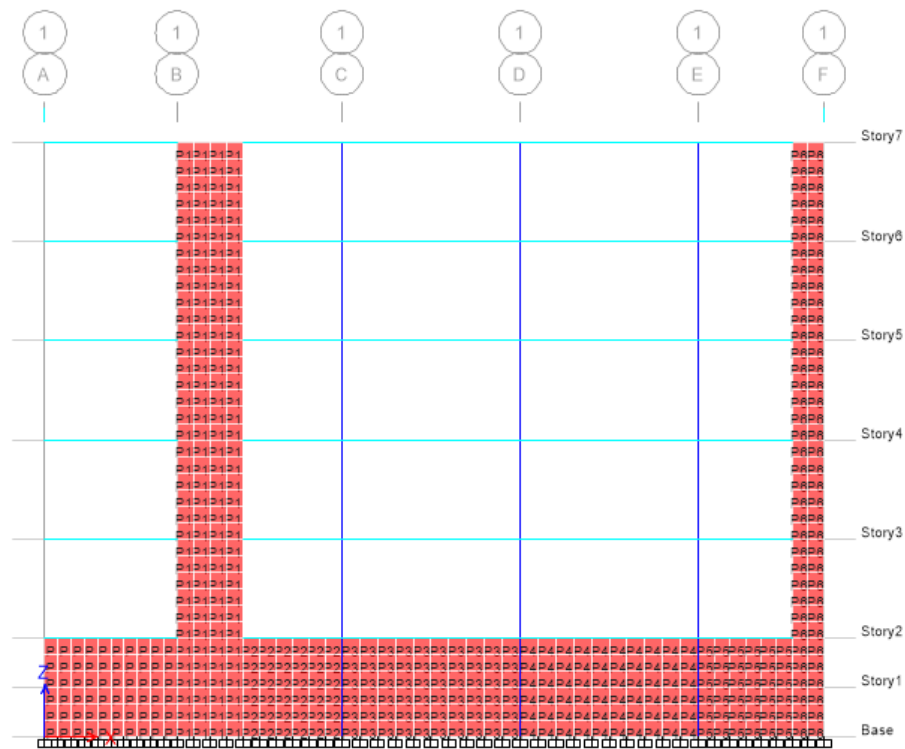


Figura 13-7A: Vista elevación eje 1 del modelo con Piers. Fuente: Elaboración propia.

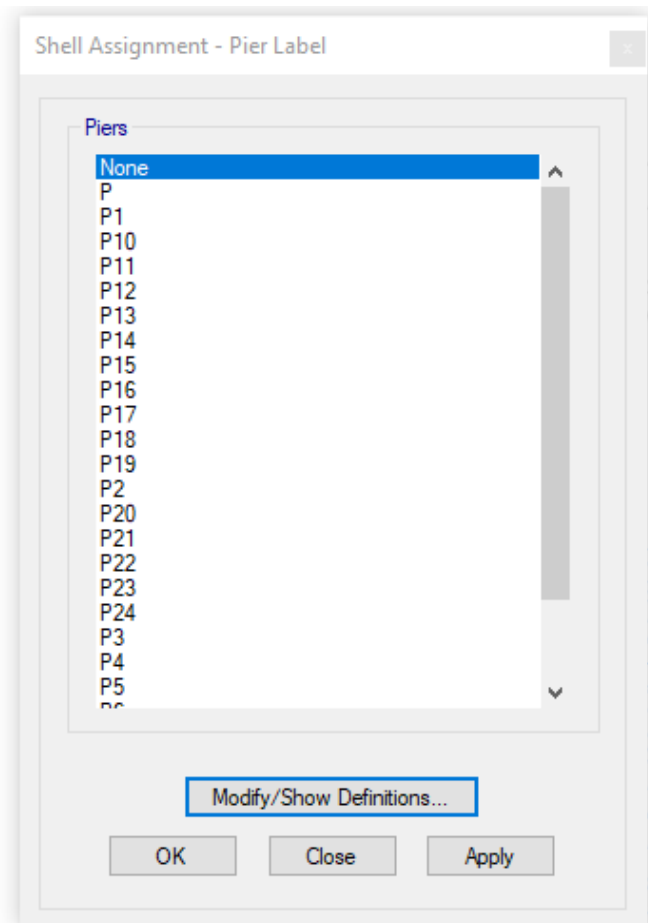


Figura 13-8A: Generación de Piers para los muros de corte. Fuente: Elaboración propia.

Una vez realizado el procedimiento mencionado, podremos realizar el diseño de los elementos estructurales mostrado a continuación.

DISEÑO DE ELEMENTOS CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

En la sección anterior se ha mostrado que los disipadores de fluido viscoso son útiles en la mejora de la respuesta sísmica. Esto se vio claramente porque la edificación estudiada estaba compuesta de muros de concreto armado y se podía decir que en términos generales poseía niveles de rigidez aceptables; sin embargo, con la aplicación de los disipadores de energía se pudo apreciar que tal respuesta sísmica mejoró de manera notable.

Si una estructura se comporta de manera aceptable, es posible lograr una mejora de este buen comportamiento usando disipadores de fluido viscoso. Sin embargo, los disipadores de fluido viscoso pueden ser usados para mejorar un diseño preestablecido. Por esa razón y creando varias secciones de columnas y vigas, se pudo lograr los siguientes, las cuales son las más óptimas como se verá en el diseño.

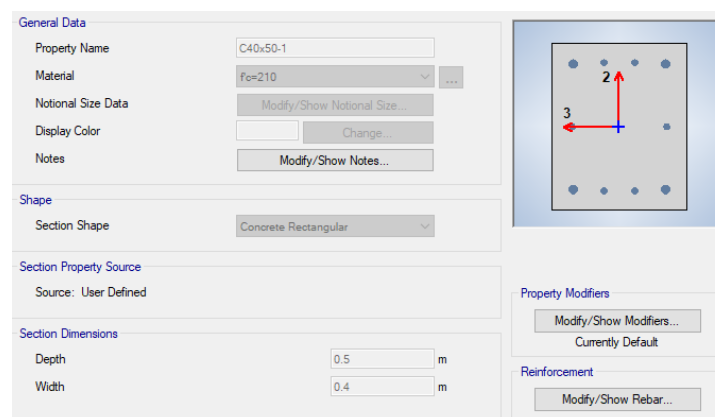


Figura 13-9A: Sección de columna lograda usando disipadores de energía. Fuente: elaboración propia.



Figura 13-10A: Sección de vigas lograda usando sistemas de disipación de energía. Fuente: elaboración propia.

Se debe tener en cuenta que los disipadores de fluido viscoso transforman la energía producida por un sismo, sin embargo no reduce los esfuerzos en que respecta a los pesos propios y/o cargas vivas.

No se consideró disminuir las secciones de los muros debido a que son de gran longitud en algunos casos y en otros soportarán empujes de tierras, todo ello a fin de modelar lo más cercano a las acciones en la realidad.

DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

Para el diseño de las vigas secundarias, el eje 1 muestra los momentos y fuerzas cortantes más desfavorables.

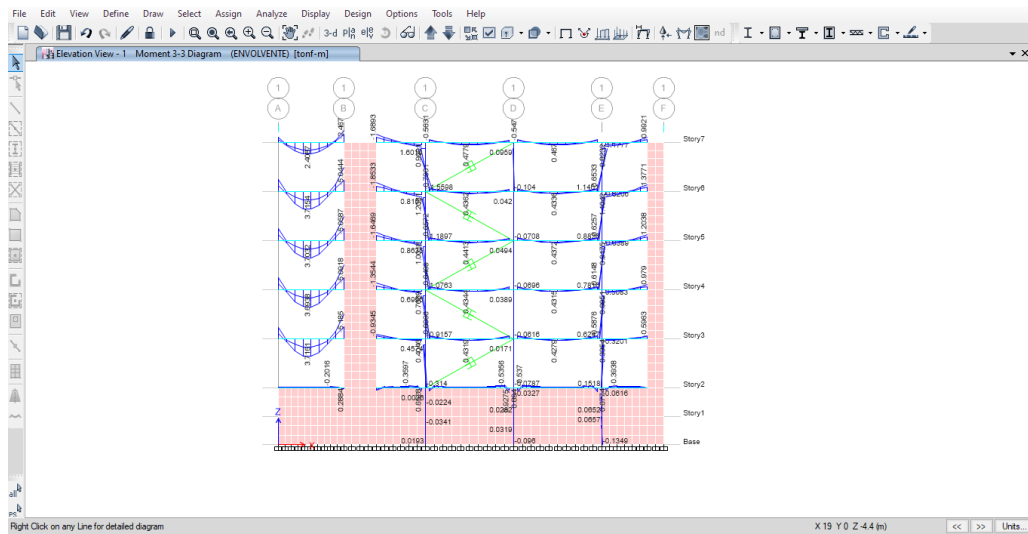


Figura 13-11A: Envolvente de Momentos máximos y mínimos. Fuente: elaboración propia.

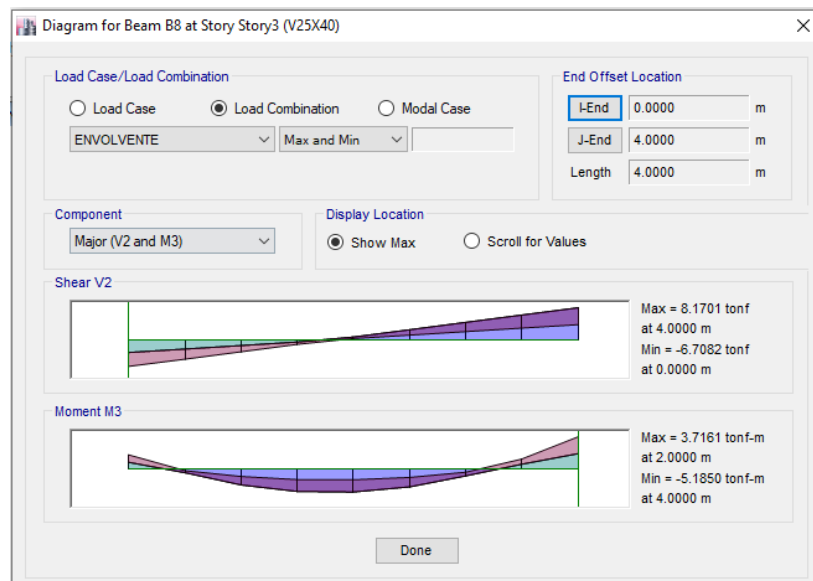


Figura 13-12A: Diagrama de momentos y fuerzas cortantes para la viga secundaria más desfavorable. Fuente: elaboración propia.

DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA

Datos:

$M_{act} := 3.72 \text{ tonne} \cdot m$	Momento mayor positivo
$f'c := 210 \frac{kg}{cm^2}$	Resistencia del concreto
$fy := 4200 \frac{kg}{cm^2}$	Resistencia a la fluencia
$b := 0.25 \text{ m}$	Ancho de la viga
$h := 0.40 \text{ m}$	Altura de la viga
$r := 4 \text{ cm}$	Recubrimiento
$Dac := 1.59 \text{ cm}$	Diametro del acero 5/8"
$d := h - r - \frac{Dac}{2} = 35.205 \text{ cm}$	Peralte efectivo
$\beta_1 := 0.85$	Para $f'c \leq 280$
$\phi := 0.9$	Coefficiente por flexión

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + fy} \cdot d = 17.603 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 a_b = 13.202 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 15.166 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 3.72 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 15.166 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una Viga Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 35.205 \text{ cm}$ $M_{act} = (3.72 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot m$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 7.041 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 3.106 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 2.923 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 7.04 \text{ cm} = a_{calculado} := 2.92 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 2.923 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 2.917 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 2.745 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 2.92 \text{ cm} = a_{calculado} := 2.75 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

$$\text{3er tanteo:} \quad a = 2.745 \text{ cm}$$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 2.909 \text{ cm}^2$$

$$As = 2.909 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 2.738 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 2.75 \text{ cm} = a_{calculado} := 2.74 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 2.934 \text{ cm}^2$$

$$As = 2.909 \text{ cm}^2 < As_{min} = 2.934 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar} \quad As := As_{min} = 2.934 \text{ cm}^2$$

Para acero 5/8"

$$N_{var} := \frac{As}{1.98 \text{ cm}^2} = 1.482 \quad 2 \phi 5/8"$$

Para momentos negativos

Datos:

$$M_{act} := 5.19 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + fy} \cdot d = 17.603 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 a_b = 13.202 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 15.166 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{act} = 5.19 \text{ tonne} \cdot \text{m} < M_{max} = 15.166 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Se diseñará como una Viga Simplemente Armada o Reforzada

$$\text{Aplicando el método de los tanteos:} \quad d = 35.205 \text{ cm} \quad M_{act} = (5.19 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

1er tanteo: $a := \frac{\cdot}{5} = 7.041 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.333 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 4.078 \text{ cm}$$

$a_{asumido} := 7.04 \text{ cm}$ $a_{calculado} := 4.08 \text{ cm}$? No

2do tanteo: $a = 4.078 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.14 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.896 \text{ cm}$$

$a_{asumido} := 4.08 \text{ cm}$ $= a_{calculado} := 3.9 \text{ cm}$? No

3er tanteo: $a = 3.896 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.129 \text{ cm}^2$$

$$As = 4.129 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.886 \text{ cm}$$

$a_{asumido} := 3.9 \text{ cm}$ $= a_{calculado} := 3.9 \text{ cm}$? Si

$$As_{min} := \frac{14 \frac{kg}{cm^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 2.934 \text{ cm}^2$$

$$As = 4.129 \text{ cm}^2 > As_{min} = 2.934 \text{ cm}^2$$

Usar $As = 4.129 \text{ cm}^2$

Para acero 5/8"

$$Nvar := \frac{As}{1.98 \text{ cm}^2} = 2.085 \quad 3 \phi 5/8"$$

Verificación por corte

Datos:

$Vu := 8.17 \text{ tonne}$	Cortante máxima
$\phi := 0.85$	
$Vc := 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$	Resistencia al corte del concreto

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 35.2 = 6.759 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$V_c := 6.76 \text{ tonne}$$

$$V_s := \frac{V_u}{0.85} - V_c = 2.852 \text{ tonne} \quad \text{Resistencia al corte del acero}$$

$$A_v := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2 \quad \text{Estribos 3/8"}$$

$$S := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 73.626 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento en d distancia de la cara de la columna}$$

$$V_{max} := 2.1 \text{ kg} \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}} \cdot \frac{b}{\text{cm}} \cdot \frac{d}{\text{cm}} = 26.784 \text{ tonne}$$

$$V_u = 8.17 \text{ tonne} < V_{max} = 26.784 \text{ tonne} \text{ ok}$$

Es importante tomar en cuenta que los diseños presentados son tomados para los casos más desfavorables con lo que respecta a los momentos máximos y fuerzas cortantes que tienen que soportar, para posteriormente comparar lo que causa la aplicación de disipadores, así mismo para la facilidad de los diseños se empleó el software MatCad Prime.

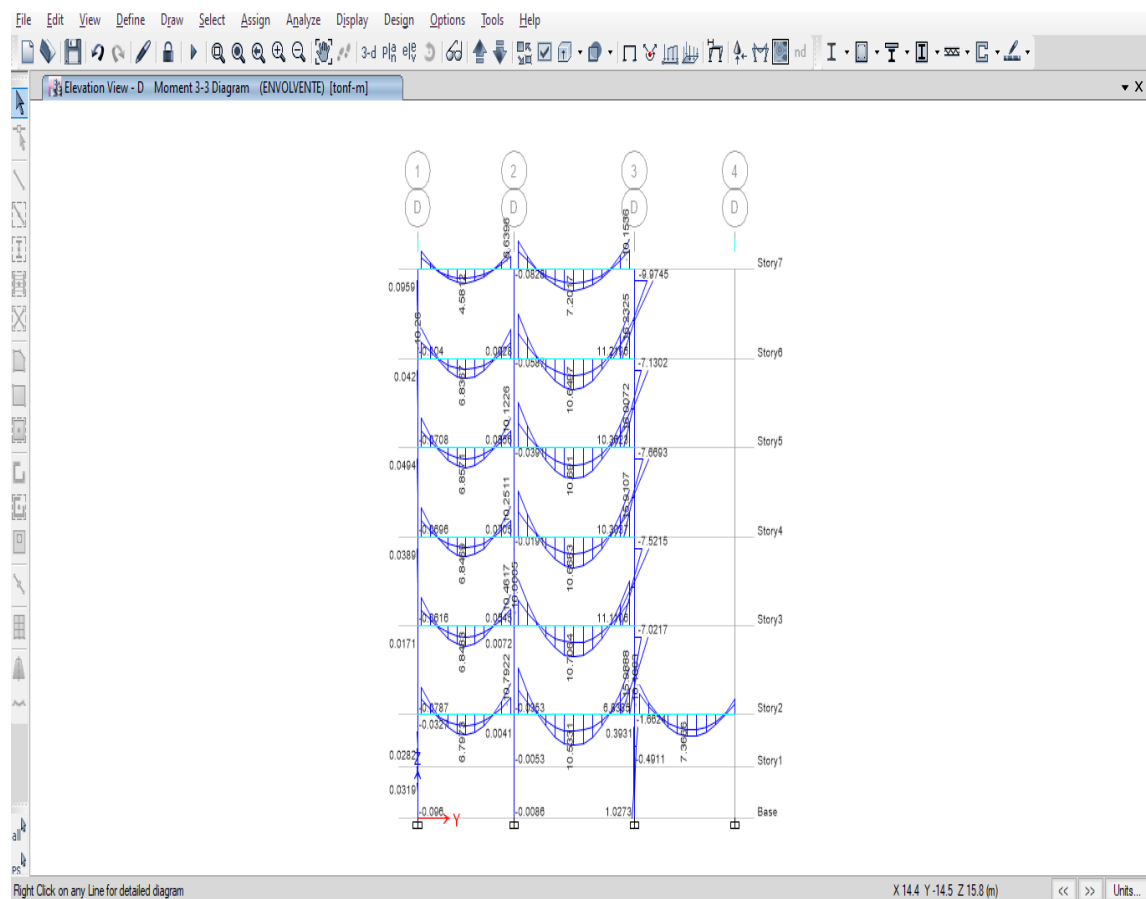


Figura 13-13A: Diagrama de momentos para la viga principal más desfavorable.

Fuente: elaboración propia.

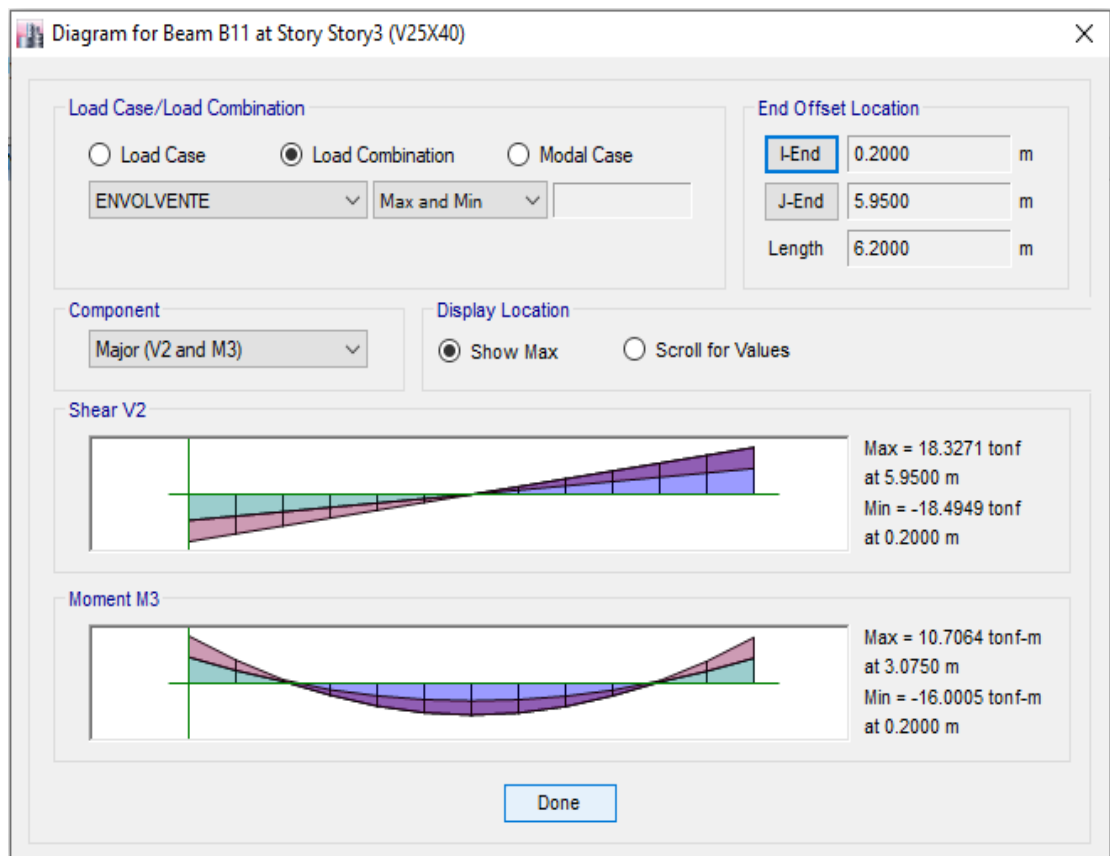


Figura 13-14A: Diagrama de momentos y fuerzas cortantes para la viga principal más desfavorable. Fuente: elaboración propia.

DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

Datos:

$$M_{act} := 10.71 \text{ tonne} \cdot m$$

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + f_y} \cdot d = 17.603 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 a_b = 13.202 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 14.324 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 10.71 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 14.324 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una Viga Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 35.205 \text{ cm}$ $M_{act} = (1.071 \cdot 10^4) \text{ kg} \cdot m$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 7.041 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 9.468 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.911 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 7.04 \text{ cm} = a_{calculado} := 8.91 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 8.911 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 9.756 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 9.182 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 8.91 \text{ cm} = a_{calculado} := 9.18 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 9.182 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$As = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 9.223 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 9.18 \text{ cm} = a_{calculado} := 9.22 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

4to tanteo: $a = 9.223 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 9.806 \text{ cm}^2$$

$$As = 9.806 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 9.229 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 9.22 \text{ cm} = a_{calculado} := 9.23 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$A_{smin} := \frac{14 \frac{kg}{cm^2} \cdot b \cdot d}{f_y} = 2.934 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.806 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 2.934 \text{ cm}^2$$

Usar $A_s = 9.806 \text{ cm}^2$

Para acero 5/8"

$$N_{var} := \frac{A_s}{1.98 \text{ cm}^2} = 4.953 \quad 5 \phi 5/8"$$

Para momentos negativos

Datos:

$$M_{act} := 16.00 \text{ tonne} \cdot m$$

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + f_y} \cdot d = 17.603 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 \cdot a_b = 13.202 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 14.324 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 16 \text{ tonne} \cdot m > M_{max} = 14.324 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una Viga doblemente Armada o Reforzada

$$M_1 := M_{max} = 14.324 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_u := M_{act} = 16 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_2 := M_u - M_1 = 1.676 \text{ tonne} \cdot m$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + f_y} \quad \beta_1 = 0.85 \quad \text{Para } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_b = 0.016$$

$$A_{s_{max}} := \rho_{max} \cdot b \cdot d = 14.027 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := A_{s_{max}} = 14.027 \text{ cm}^2 \quad d' := 5 \text{ cm}$$

$$As2 := \frac{M2}{\phi \cdot fy \cdot (d - d')} = 1.554 \text{ cm}^2$$

$$As := As1 + As2 = 15.581 \text{ cm}^2$$

Asumiendo que el Esfuerzo del Acero en Compresión fluye $f's = fy$

$$f's := fy$$

$$A's := As2 = 1.554 \text{ cm}^2$$

Verificamos lo que hemos asumido, es decir si fluye $f's$

$$a := \frac{(As - A's) \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 13.202 \text{ cm}$$

Luego

$$f's := 6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \right) = (4.068 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < fy = (4.2 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$f's$ no puede ser mayor de $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f's := fy = (4.2 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Luego los valores obtenidos son válidos

$$As = 15.581 \text{ cm}^2$$

$$A's = 1.554 \text{ cm}^2$$

Para el Acero en Tracción

$$A_{1\text{pulg}} := 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{0.5\text{pulg}} := 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{0.75\text{pulg}} := 3.24 \text{ cm}^2$$

$$Nvar := \frac{As}{A_{0.75\text{pulg}}} = 4.809$$

$$d1 := b - 2 \cdot r - 1 \text{ cm} = 16 \text{ cm}$$

Se coloca una capa de 3 aceros de 3/4" y otra capa de 2 aceros de 3/4"

Para el Acero en Compresión

$$Nvarc := \frac{A's}{A_{0.5\text{pulg}}} = 1.224$$

Se coloca una capa de dos Aceros de 1/2"

Verificación por corte

Datos:

$$Vu := 18.5 \text{ tonne}$$

Cortante máxima

$$\phi := 0.85$$

$$Vc := 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Resistencia al corte del concreto

$$Vc := 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 35.2 = 6.759 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$Vc := 6.759 \text{ tonne}$$

DISEÑO DE LOSA MACIZA

Verificación de peralte obtenido del predimensionamiento:

Datos:

$$M_{act} := 1.85 \text{ tonne} \cdot m$$

$$f'c := 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fy := 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b := 1 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\phi := 0.9$$

$$Dac := 1.27 \text{ cm}$$

$$r := 3 \text{ cm}$$

$$\text{Para } f'c \leq 280 \frac{kg}{cm^2}$$

Diametro de acero 1/2"

Recubrimiento

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + fy} = 0.021$$

$$\rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_b = 0.016$$

$$d := \sqrt{\frac{M_{act}}{\phi \cdot \rho_{max} \cdot fy \cdot b \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho_{max} \cdot \frac{fy}{f'c}\right)}} = 6.15 \text{ cm}$$

$$h := d + \frac{Dac}{2} + r = 0.098 \text{ m}$$

$$h := 20 \text{ cm}$$

Cálculo del Momento Máximo

$$d := h - r - \frac{Dac}{2} = 0.164 \text{ m}$$

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + fy} \cdot d = 8.183 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 \cdot a_b = 6.137 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right)\right) = 13.109 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 1.85 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 13.109 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una sección Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 16.365 \text{ cm}$ $M_{act} = (1.85 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot \text{m}$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 3.273 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 3.323 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.782 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 3.27 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.78 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 0.782 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 3.064 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.721 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 0.78 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.72 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 0.721 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 3.058 \text{ cm}^2$$

$$As = 3.058 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.72 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 0.72 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.72 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 5.455 \text{ cm}^2$$

$$As = 3.058 \text{ cm}^2 < As_{min} = 5.455 \text{ cm}^2$$

Usar $As := As_{min} = 5.455 \text{ cm}^2$

Para acero 1/2"

$$s := \frac{1.27 \text{ cm}^2}{As} \cdot 100 \text{ cm} = 23.281 \text{ cm}$$

Para momentos positivo

Datos:

$$M_{act} := 0.9 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + f_y} \cdot d = 8.183 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 \cdot a_b = 6.137 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 13.109 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 0.9 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 13.109 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una sección Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 16.365 \text{ cm}$ $M_{act} = 0.9 \text{ tonne} \cdot m$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 3.273 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 1.617 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0.38 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 3.27 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.38 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 0.38 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 1.472 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0.346 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 0.38 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.35 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 0.346 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0.346 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 0.35 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.35 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$A_{smin} := \frac{14 \frac{kg}{cm^2} \cdot b \cdot d}{f_y} = 5.455 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.47 \text{ cm}^2 < A_{smin} = 5.455 \text{ cm}^2$$

Usar $A_{smin} = 5.455 \text{ cm}^2$

Para acero 1/2"

$$s := \frac{1.27 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}}{A_{smin}} = 23.281 \text{ cm}$$

Usar acero de 1/2" cada 20cm

DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de las columnas se tendrá en cuenta el acero mínimo, por ello se empleará 12 varillas de acero corrugado 5/8", para su revisión por demanda capacidad.

Figura 13-16A: Creación de Columna típica 40 cm x 50 cm para su revisión en el software: elaboración propia.

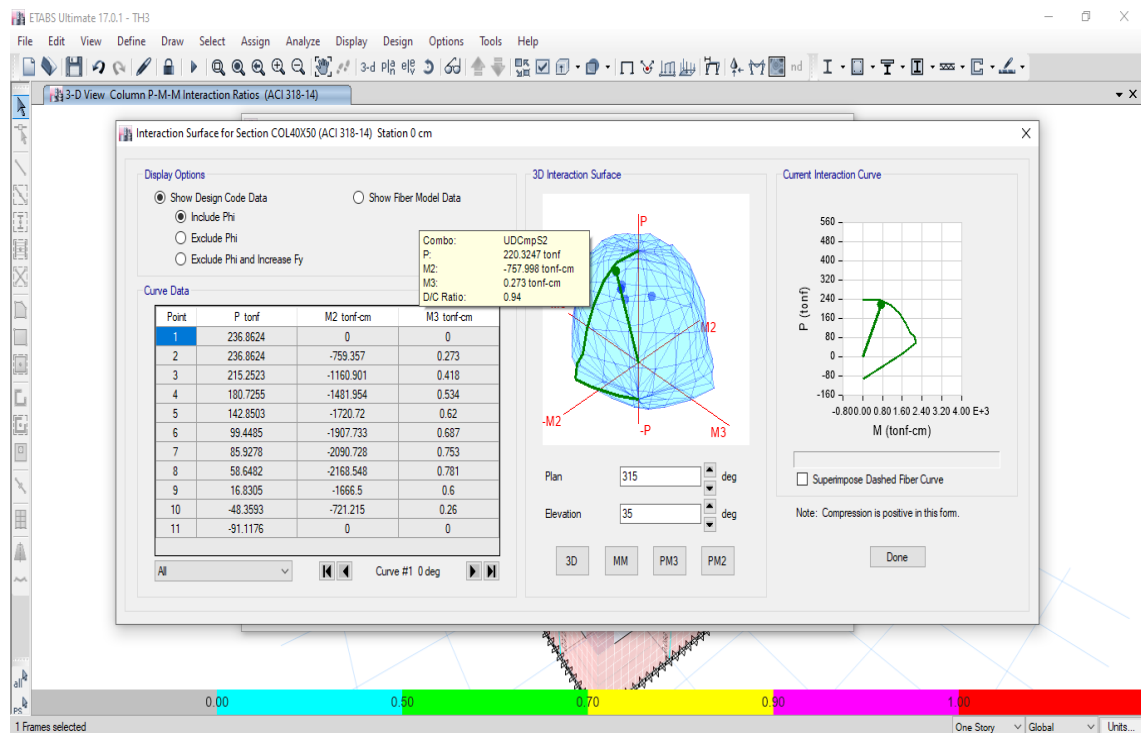


Figura 13-17A: Verificación de demanda capacidad para la columna más desfavorable.

Fuente: elaboración propia.

Como se observa en la imagen anterior la columna está al límite de su capacidad, sin embargo, está dentro de la curva de interacción.

DISEÑO DE PLACAS

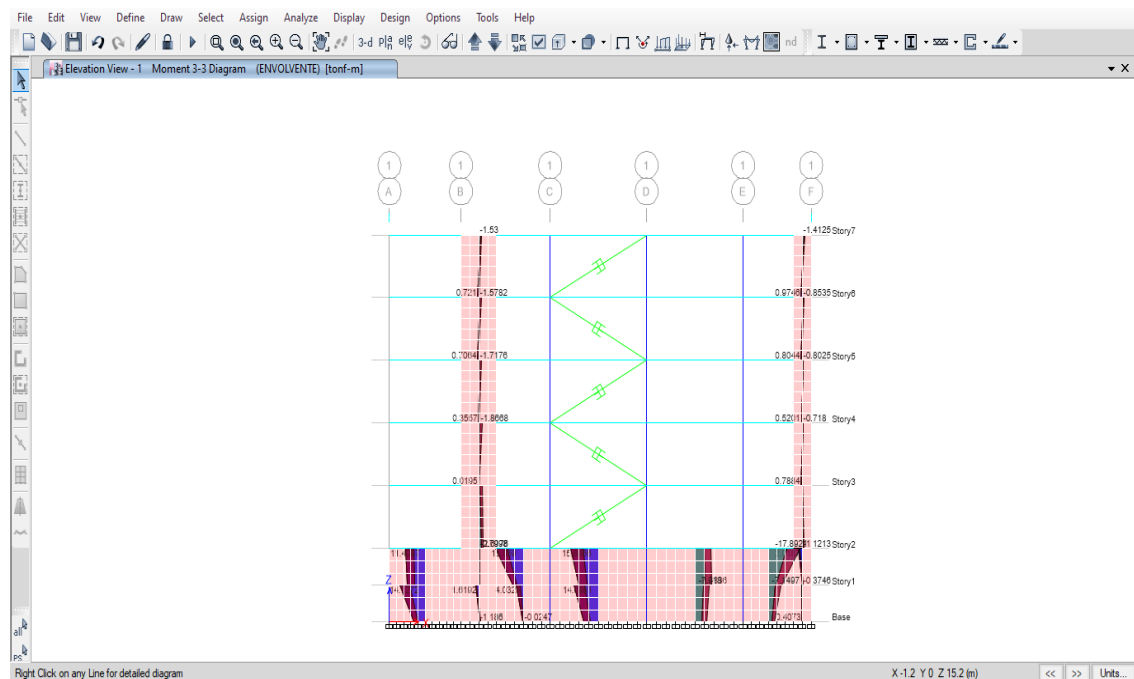


Figura 13-18A: Envoltente de momentos actuantes en las placas para los ejes más desfavorables. Fuente: elaboración propia.

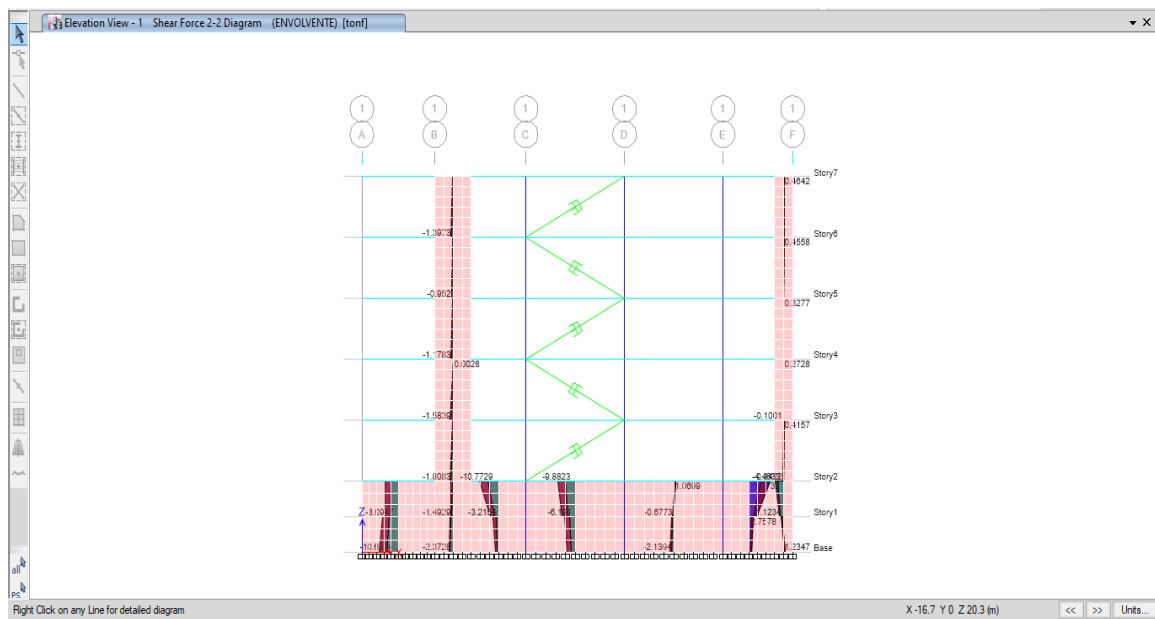


Figura 13-19A: Envolvente de fuerzas cortantes en las placas para los ejes más desfavorables. Fuente: elaboración propia

Para el diseño de las placas emplearemos el software, mediante el código ACI 314 del 2018, y de acuerdo a los piers con mayor momento y fuerzas cortantes se diseñarán las placas y la implementación de aceros corrugados espaciados correctamente.

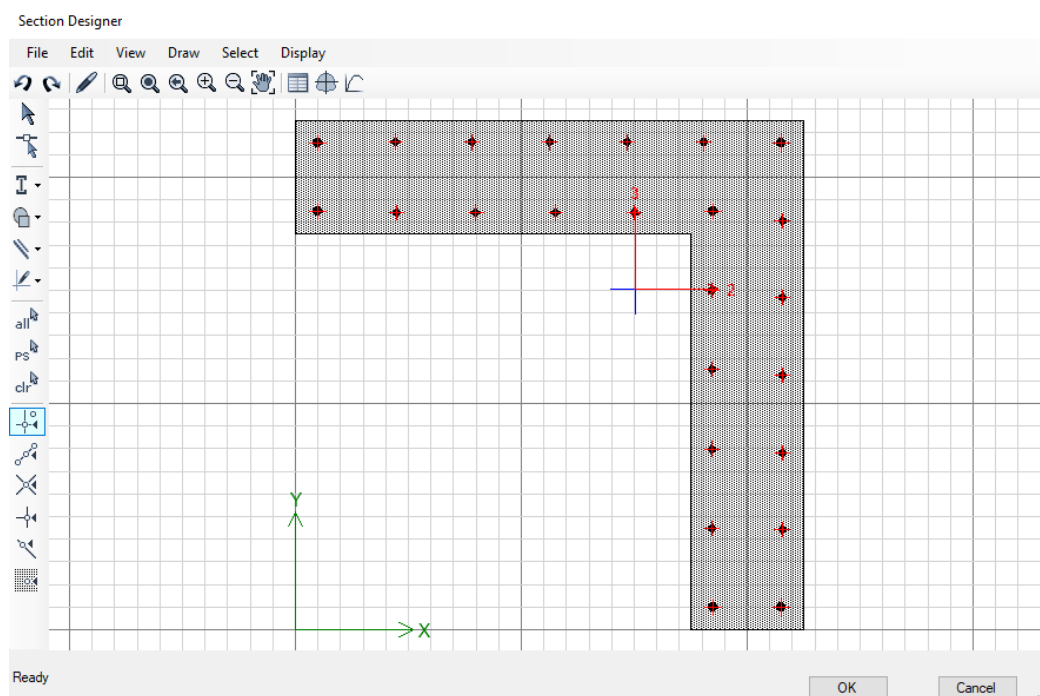


Figura 13-20A: Sección de placa en L. Fuente: Elaboración propia

Para la placa en L se tomó aceros corrugados de 5/8" espaciados cada 20cm y posteriormente se verificó la demanda capacidad para flexión

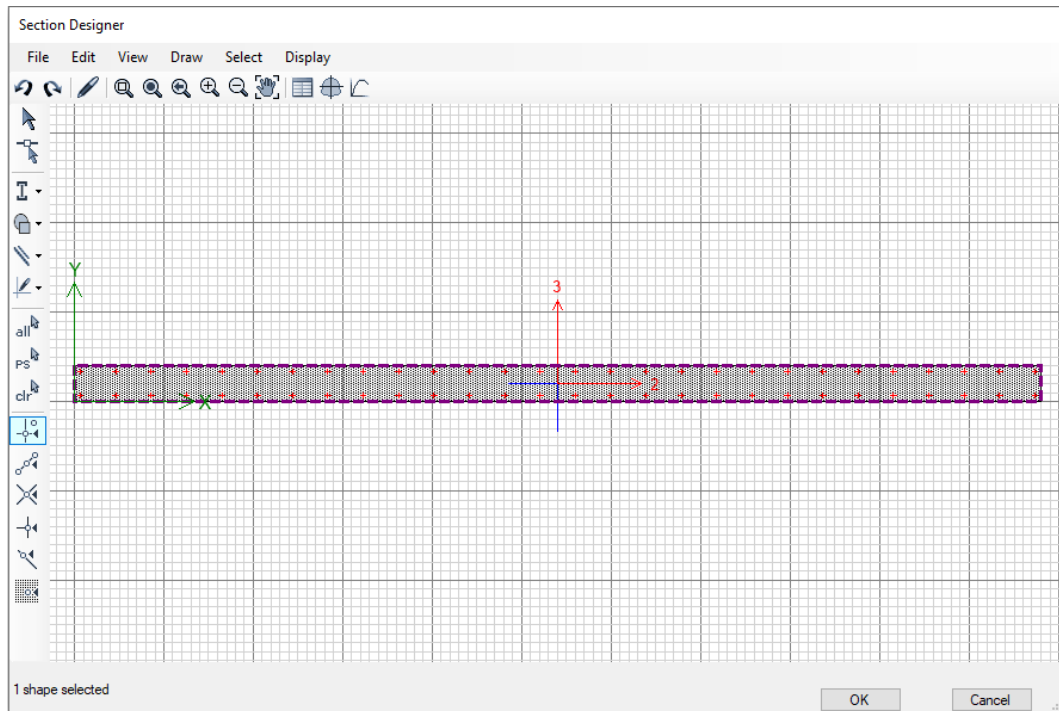


Figura 13-21A: Sección de placa para muros de contención. Fuente: Elaboración propia

Con respecto a los muros de contención se empleó aceros corrugados de 5/8” espaciados cada 25cm.

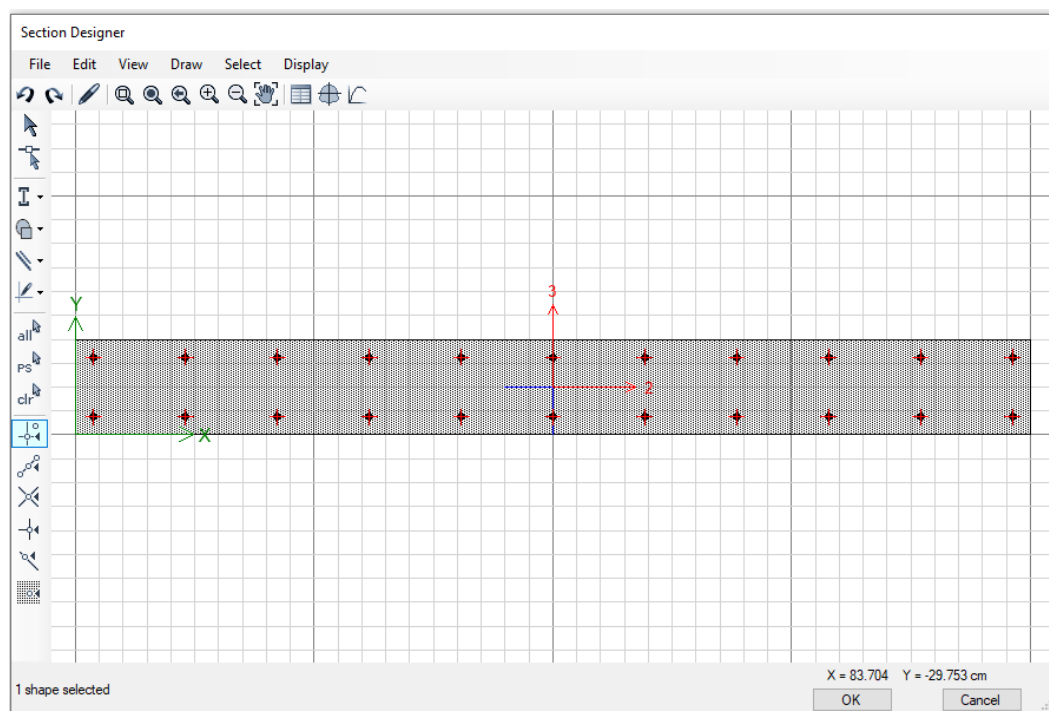


Figura 13-22A: Sección de placa para ascensores. Fuente: Elaboración propia

Para los muros de concreto armado se consideró aceros corrugados de 5/8” espaciados a 15cm.

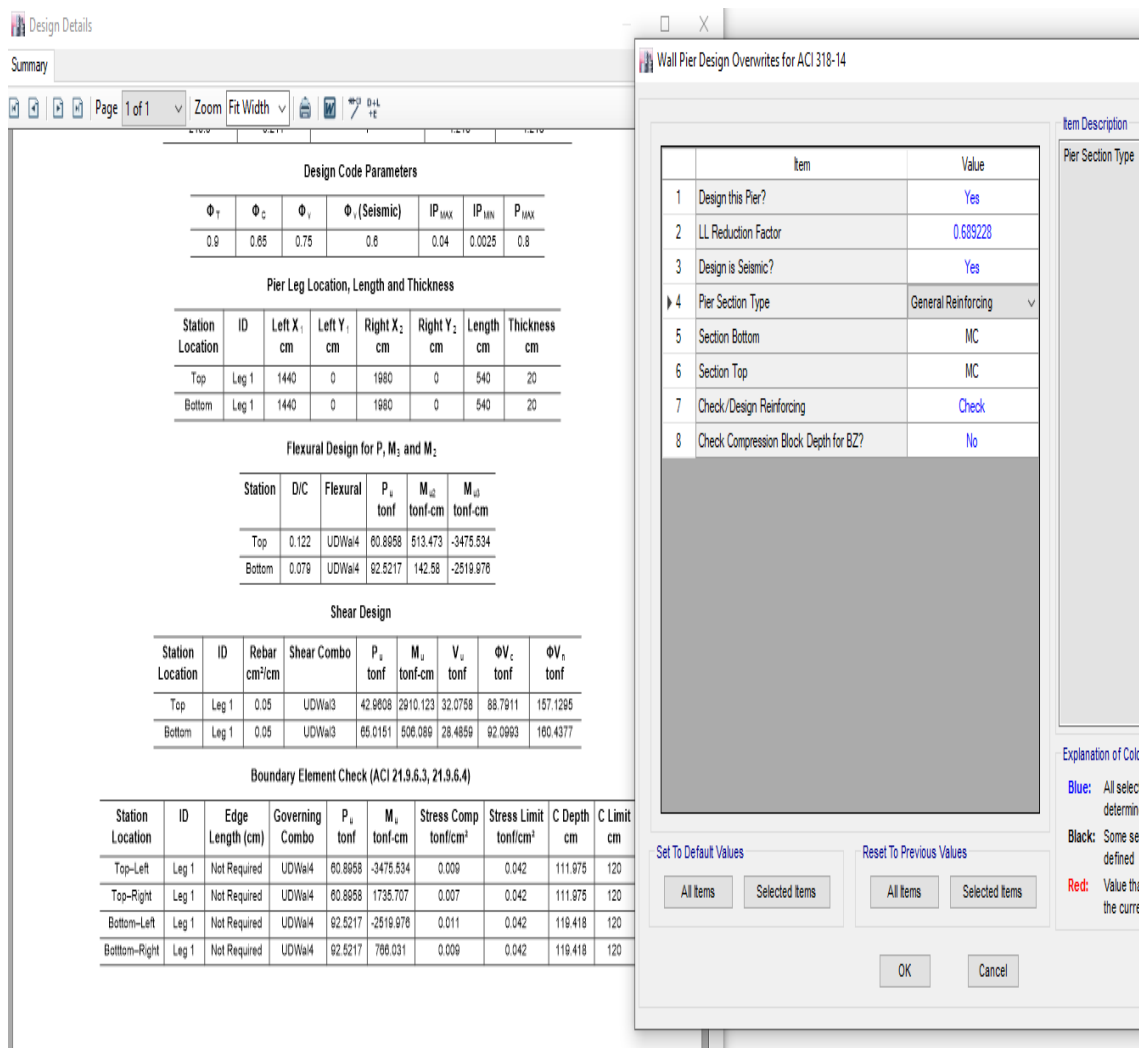


Figura 13-23A: Implementación y verificación de la sección creada para muros de contención. Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia, la demanda capacidad está por debajo de 1, lo que indica que el acero usado cumple con la flexión, así mismo se muestra que estos muros de contención no usarán elementos de borde debido a que ya están conectados a columnas, esto debido a que la relación entre su altura y su ancho es menor a 2 lo que indica que se trata de un muro de corte.

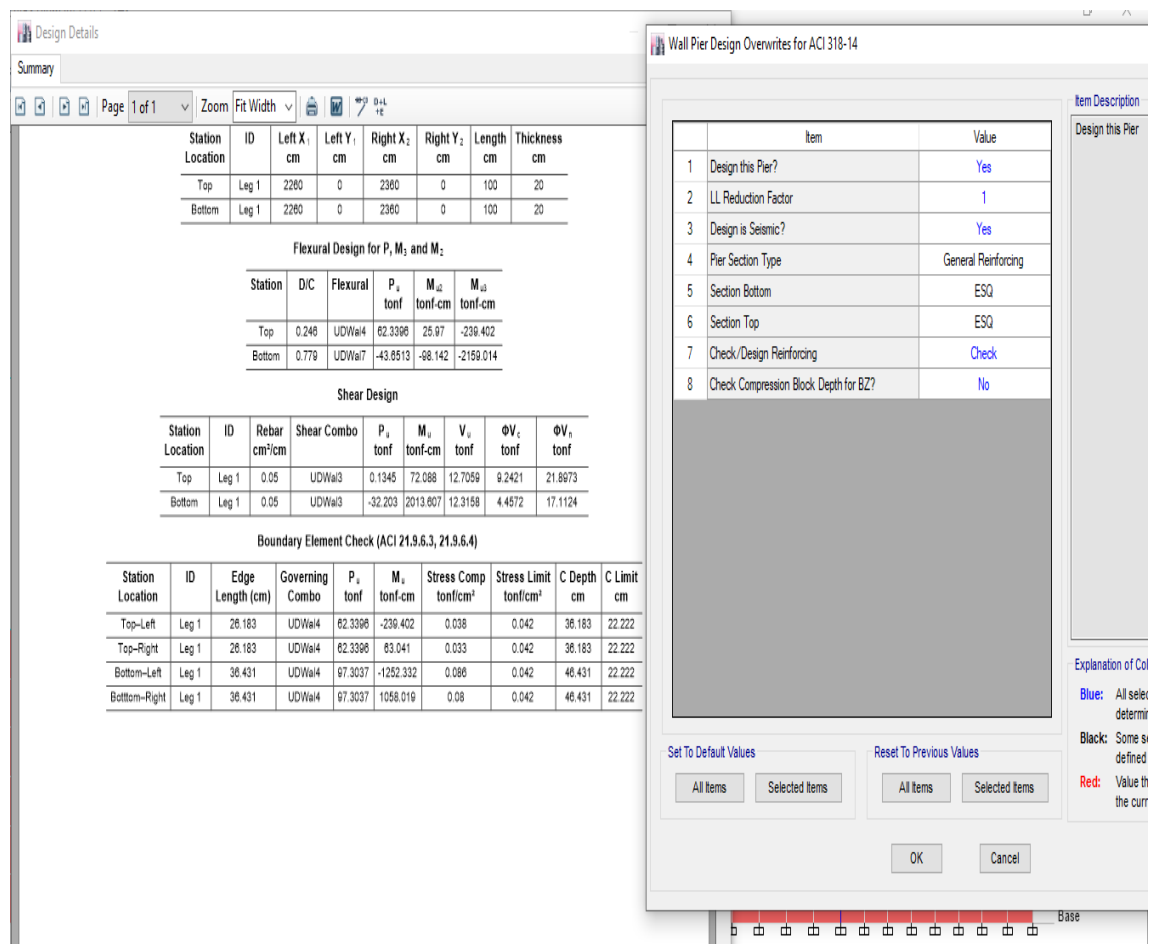


Figura 13-24A: Implementación y verificación de la sección creada para muros en L.

Fuente: Elaboración propia

Al igual que el caso anterior se muestra que cumple la demanda capacidad, sin embargo, debido a su relación de altura con respecto al ancho de la placa mayor a 2, necesitará elementos de borde debido a los esfuerzos de tracción y compresión.

Para el diseño de los elementos de borde se empleará el método simplificado de T igual a C, considerando que se trabajará con el mismo espesor de la placa y se tendrá que aumentar la cantidad de aceros en la distancia necesaria como se muestra a continuación.

Design Details

Summary

Page 1 of 2 Zoom Fit Width

Station Location	ID	Left X ₁ cm	Left Y ₁ cm	Right X ₂ cm	Right Y ₂ cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	2280	0	2360	0	100	20
Bottom	Leg 1	2280	0	2360	0	100	20

Flexural Design for P and M₃ —Tension Reinforcement

Station Location	Edge Length cm	Rebar Area cm ²	Tension Combo	P _u tonf	M _{u3} tonf-cm
Left Top	20	3.56	UDWal8	-24.3424	108.002
Right Top	20	3.85	UDWal8	-24.3424	-194.441
Left Bot	20	12.54	UDWal7	-43.6513	2062.515
Right Bot	20	12.86	UDWal7	-43.6513	-2159.014

Flexural Design for P and M₃ —Compression Reinforcement

Station Location	Edge Length cm	Rebar Area cm ²	Compression Combo	P _u tonf	M _{u3} tonf-cm
Left Top	20	0	UDWal10	13.2348	-43.22
Right Top	20	0	UDWal10	13.2348	-43.22
Left Bot	20	14.62	UDWal3	80.7987	-2207.921
Right Bot	20	13.46	UDWal3	80.7987	2013.607

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	V _u tonf	ΦV _c tonf	ΦV _n tonf
Top	Leg 1	0.05	UDWal3	0.1345	72.088	12.7059	9.2421	21.8973
Bottom	Leg 1	0.05	UDWal3	-32.203	2013.607	12.3158	4.4572	17.1124

Figura 13-25A: Diseño de elementos de borde para muros en L. Fuente: Elaboración propia

Design Details

Summary

Page 1 of 1 Zoom Fit Width

Design Code Parameters

Φ _r	Φ _c	Φ _s	Φ _s (Seismic)	IP _{MAX}	IP _{MIN}	P _{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ cm	Left Y ₁ cm	Right X ₂ cm	Right Y ₂ cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	400	0	800	0	200	20
Bottom	Leg 1	400	0	800	0	200	20

Flexural Design for P, M₃ and M₂

Station	D/C	Flexural	P _u tonf	M _{u2} tonf-cm	M _{u3} tonf-cm
Top	0.385	UDWal8	-44.8738	-18.713	-1761.94
Bottom	0.829	UDWal7	-44.8028	-84.16	-8199.125

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	V _u tonf	ΦV _c tonf	ΦV _n tonf
Top	Leg 1	0.05	UDWal7	-20.2197	3195.514	50.2047	27.4659	52.7784
Bottom	Leg 1	0.05	UDWal3	-25.6072	7549.099	39.2122	23.7982	46.1088

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	Stress Comp tonf/cm ²	Stress Limit tonf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	40.098	UDWal4	99.9349	-1880.898	0.039	0.042	60.098	44.444
Top-Right	Leg 1	40.098	UDWal4	99.9349	1572.894	0.037	0.042	60.098	44.444
Bottom-Left	Leg 1	45.409	UDWal4	122.8897	-4625.928	0.065	0.042	65.409	44.444
Bottom-Right	Leg 1	45.409	UDWal4	122.8897	3814.525	0.059	0.042	65.409	44.444

Wall Pier Design Overwrites for ACI 318-14

Item	Value
1 Design this Pier?	Yes
2 LL Reduction Factor	0.986501
3 Design is Seismic?	Yes
4 Pier Section Type	General Reinforcing
5 Section Bottom	ASCEN
6 Section Top	ASCEN
7 Check/Design Reinforcing	Check
8 Check Compression Block Depth for B2?	No

Set To Default Values Reset To Previous Values

All Items Selected Items All Items Selected Items

OK Cancel

Explanation of Color
Blue: All selecte determiner
Black: Some sele defined
Red: Value that the current

Figura 13-26A: Implementación y verificación de elementos de borde en muros para ascensor. Fuente: Elaboración propia

Design Details

Summary

Page 1 of 2 Zoom Fit Width

Station Location	ID	Left X ₁ cm	Left Y ₁ cm	Right X ₂ cm	Right Y ₂ cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	400	0	600	0	200	20
Bottom	Leg 1	400	0	600	0	200	20

Flexural Design for P and M₂ —Tension Reinforcement

Station Location	Edge Length cm	Rebar Area cm ²	Tension Combo	P _u tonf	M _{u3} tonf-cm
Left Top	20	8.32	UDWal8	-44.6738	1661.851
Right Top	20	8.51	UDWal8	-44.6738	-1791.94
Left Bot	30	17.94	UDWal7	-44.8028	7770.477
Right Bot	30	18.51	UDWal7	-44.8028	-8139.125

Flexural Design for P and M₃ —Compression Reinforcement

Station Location	Edge Length cm	Rebar Area cm ²	Compression Combo	P _u tonf	M _{u3} tonf-cm
Left Top	20	11.01	UDWal4	99.9349	-1880.898
Right Top	20	10.2	UDWal4	99.9349	1572.894
Left Bot	30	22.02	UDWal3	106.0024	-8360.503
Right Bot	30	19.75	UDWal3	106.0024	7549.099

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	V _u tonf	ΦV _c tonf	ΦV _n tonf
Top	Leg 1	0.05	UDWal7	-20.2197	3195.514	50.2047	27.4859	52.7764
Bottom	Leg 1	0.05	UDWal3	-25.9072	7549.099	39.2122	23.7982	49.1088

Figura 13-27A: Diseño de elementos de borde para muros de ascensor. Fuente:
Elaboración propia

Al igual que los muros en L, debido a su esbeltez se empleará elementos de borde para satisfacer los esfuerzos de compresión y tracción.

DISEÑO ESTRUCTURAL SIN DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

Para el diseño de los elementos estructurales sin disipadores se continuará con las dimensiones antes predimensionadas y verificadas mediante las derivas relativas.

Para ello al igual que el diseño de elementos estructurales con disipadores se emplea las combinaciones del RNE a fin de obtener los resultados en los momentos y cortantes para cada elemento estructural.

DISEÑO DE VIGAS

Del software se determinan las envolventes de los momentos y fuerzas cortantes de los casos más desfavorables, para luego realizar el diseño empleando el software Matcad Prime.

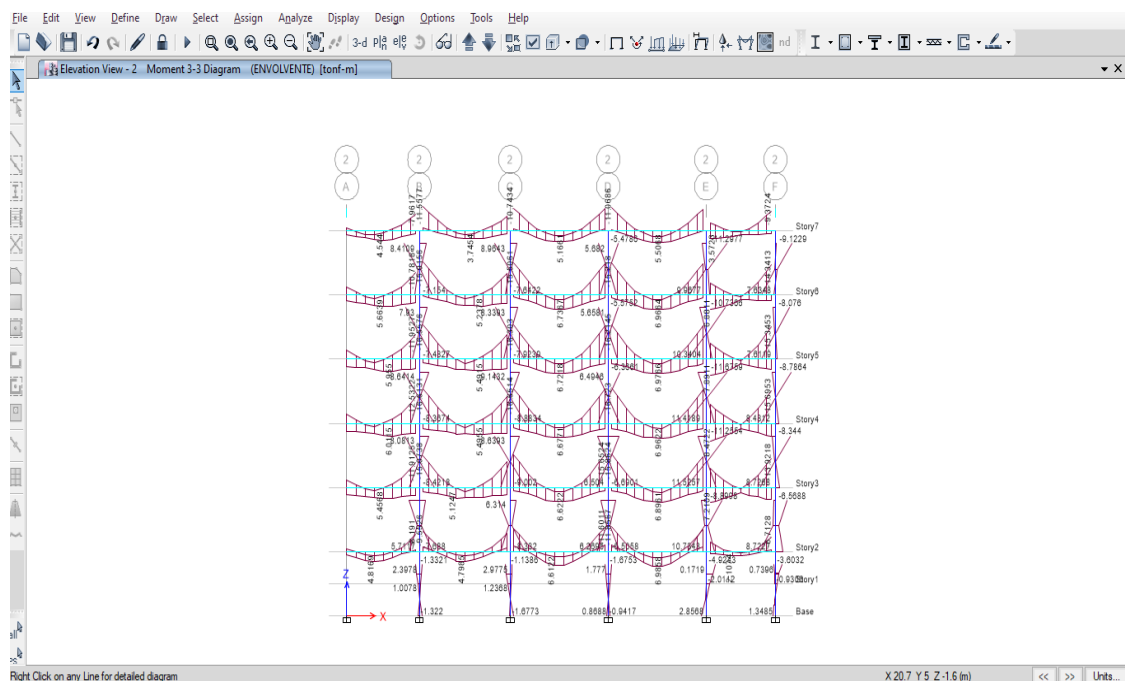


Figura 13-28A: Diagrama envolvente de momentos actuantes máximos y mínimos en vigas secundarias. Fuente: elaboración propia.

La imagen anterior corresponde al pórtico del eje 2 el cual muestra los mayores momentos negativos y positivos.

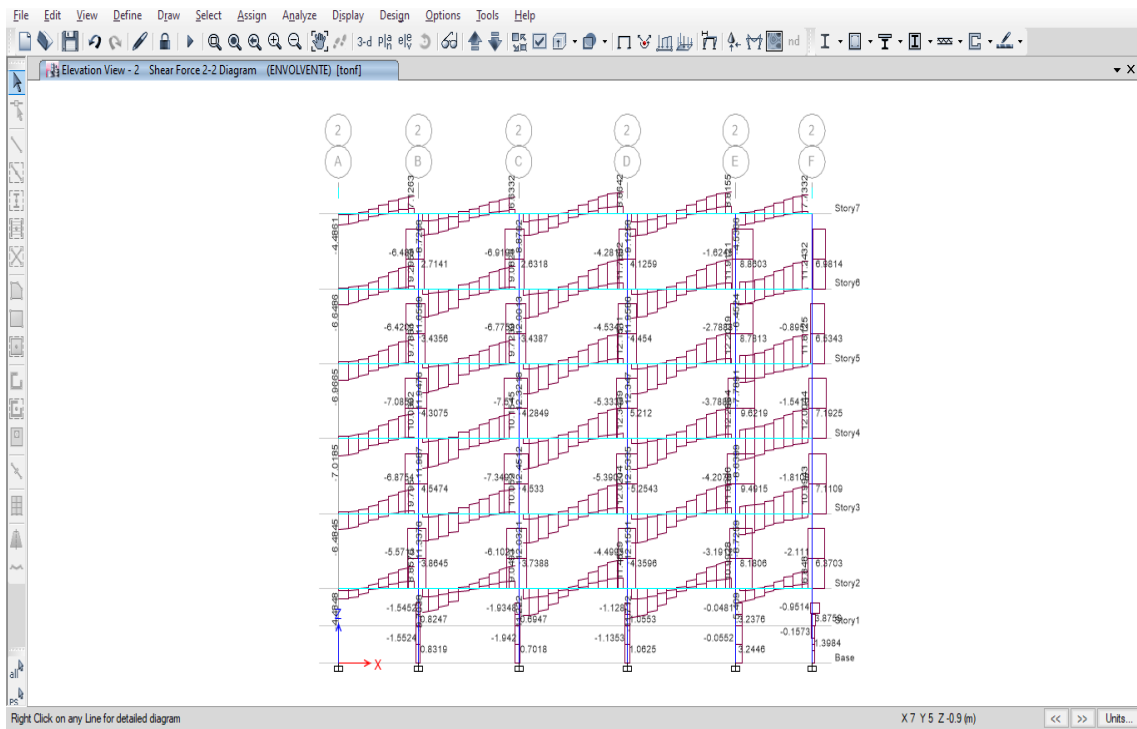


Figura 13-29A: Diagrama envolvente de fuerzas cortantes máximas y mínimos en vigas secundarias. Fuente: elaboración propia.

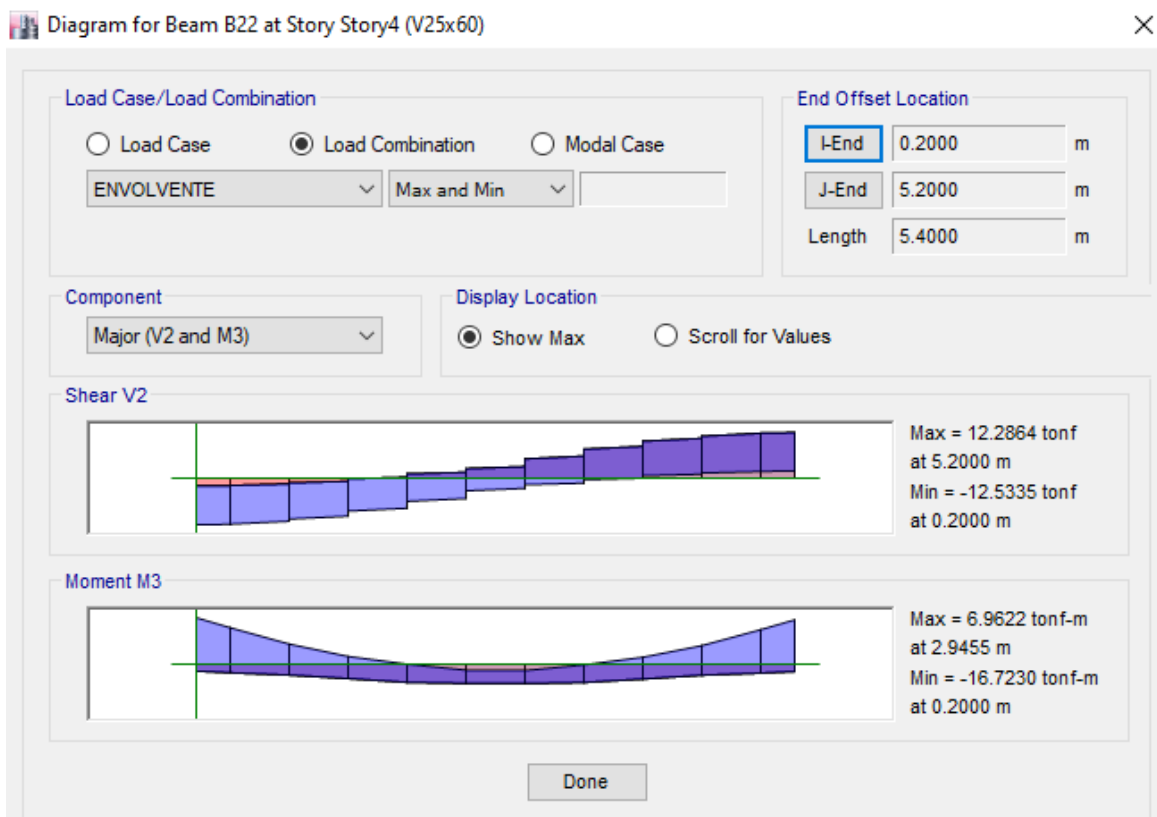


Figura 13-30A: Diagrama envolvente de momentos y fuerzas cortantes en la viga secundaria más desfavorable. Fuente: elaboración propia.

DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA

Datos:

$M_{act} := 6.96 \text{ tonne} \cdot m$	Momento mayor positivo
$f'c := 210 \frac{kg}{cm^2}$	Resistencia del concreto
$fy := 4200 \frac{kg}{cm^2}$	Resistencia a la fluencia
$b := 0.25 \text{ m}$	Ancho de la viga
$h := 0.60 \text{ m}$	Altura de la viga
$r := 4 \text{ cm}$	Recubrimiento
$Dac := 1.59 \text{ cm}$	Diametro del acero 5/8"
$d := h - r - \frac{Dac}{2} = 55.205 \text{ cm}$	Peralte efectivo
$\beta_1 := 0.85$	Para $f'c \leq 280$
$\phi := 0.9$	Coefficiente por flexión

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + fy} \cdot d = 27.603 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 a_b = 20.702 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 37.293 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 6.96 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 37.293 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una Viga Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 55.205 \text{ cm}$ $M_{act} = (6.96 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot m$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 11.041 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 3.706 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.488 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 11 \text{ cm} = a_{calculado} := 3.7 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 3.488 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 3.444 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.242 \text{ cm}$$

$$a_{\text{asumido}} := 3.5 \text{ cm} = a_{\text{calculado}} := 3.25 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 3.242 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 3.436 \text{ cm}^2$$

$$As = 3.436 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.234 \text{ cm}$$

$$a_{\text{asumido}} := 3.25 \text{ cm} = a_{\text{calculado}} := 3.25 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{\min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 4.6 \text{ cm}^2$$

$$As = 3.436 \text{ cm}^2 < As_{\min} = 4.6 \text{ cm}^2$$

Usar $As := As_{\min} = 4.6 \text{ cm}^2$

Para acero 5/8"

$$Nvar := \frac{As}{1.98 \text{ cm}^2} = 2.323 \quad 3 \phi 5/8"$$

Para momentos negativos

Datos:

$$M_{act} := 16.72 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + fy} \cdot d = 27.603 \text{ cm}$$

$$a_{\max} := 0.75 a_b = 20.702 \text{ cm}$$

$$M_{\max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot a_{\max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{\max}}{2} \right) \right) = 37.293 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{act} = 16.72 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 37.293 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una Viga Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 55.205 \text{ cm}$ $M_{act} = (1.672 \cdot 10^4) \text{ kg} \cdot m$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 11.041 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 8.903 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.379 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 11 \text{ cm} = a_{calculado} := 8.41 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 8.379 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 8.67 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.16 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 8.41 \text{ cm} = a_{calculado} := 8.2 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 8.16 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 8.652 \text{ cm}^2$$

$$As = 8.652 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.143 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 8.196 \text{ cm} = a_{calculado} := 8.179 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 4.6 \text{ cm}^2$$

$$As = 8.652 \text{ cm}^2 < As_{min} = 4.6 \text{ cm}^2$$

Usar $As = 8.652 \text{ cm}^2$

Para acero 5/8"

$$Nvar := \frac{As}{1.98 \text{ cm}^2} = 4.37 \quad 3 \phi 5/8" + 2 \phi 1/2"$$

Diseño por corte

Datos:

$$V_u := 12.53 \text{ tonne}$$

Cortante máxima

$$\phi := 0.85$$

$$V_c := 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Resistencia al corte del concreto

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 55.2 = 1.06 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$V_c := 10.6 \text{ tonne}$$

$$V_s := \frac{V_u}{0.85} - V_c = 4.141 \text{ tonne}$$

Resistencia al corte del acero

$$A_v := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Estribos 3/8"

$$S := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 79.505 \text{ cm}$$

Espaciamiento en d distancia de la cara de la columna

$$V_{max} := 2.1 \text{ kg} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \cdot \frac{b}{\text{cm}} \cdot \frac{d}{\text{cm}} = 42 \text{ tonne}$$

$$V_u = 12.53 \text{ tonne} < V_{max} = 42 \text{ tonne} \quad \text{ok}$$

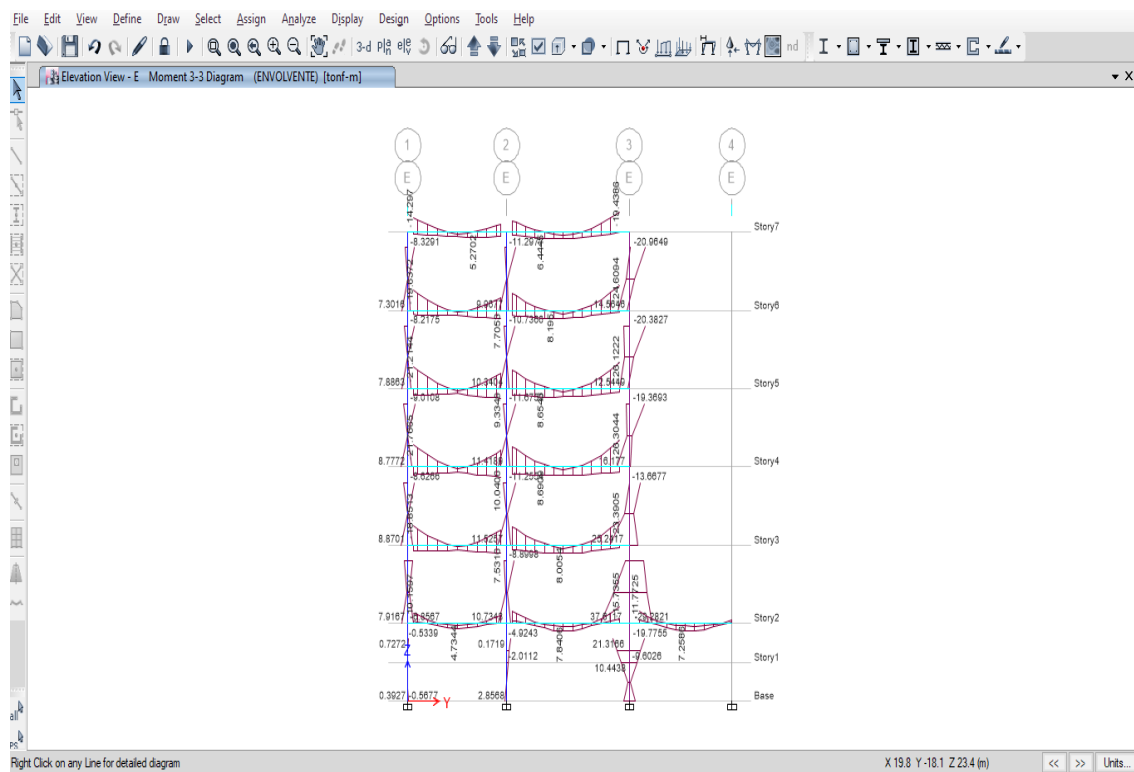


Figura 13-31A: Diagrama envoltorio de momentos máximos y mínimos en vigas principales. Fuente: elaboración propia.

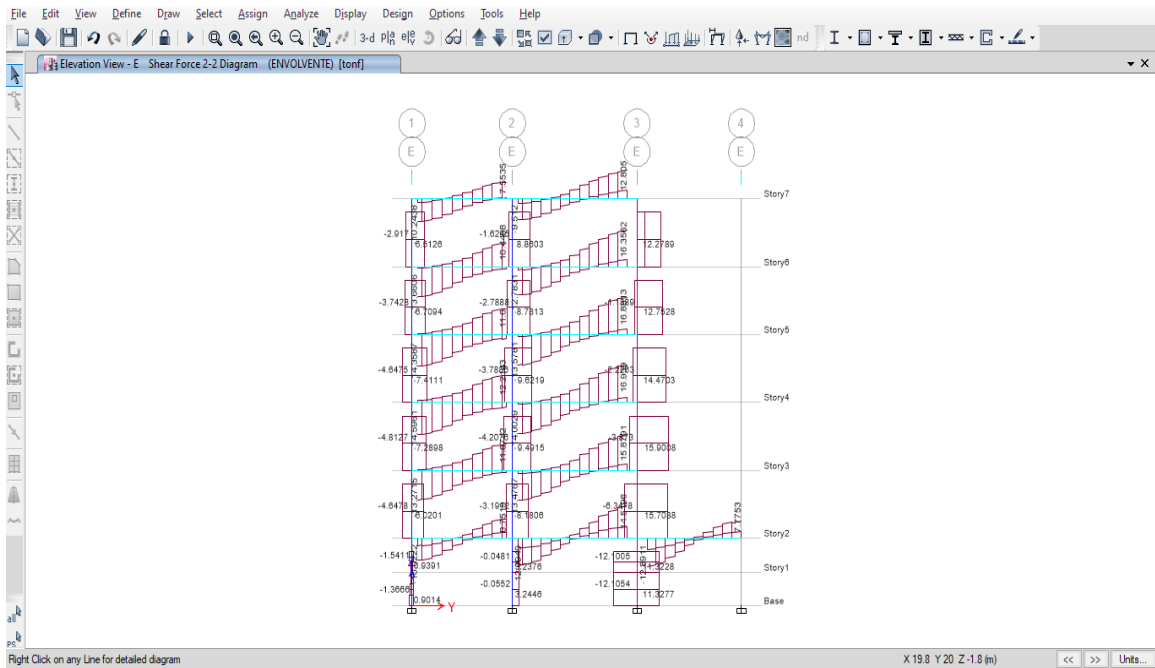


Figura 13-32A: Diagrama envolvente de fuerzas cortantes máximas y mínimas en vigas principales. Fuente: elaboración propia.

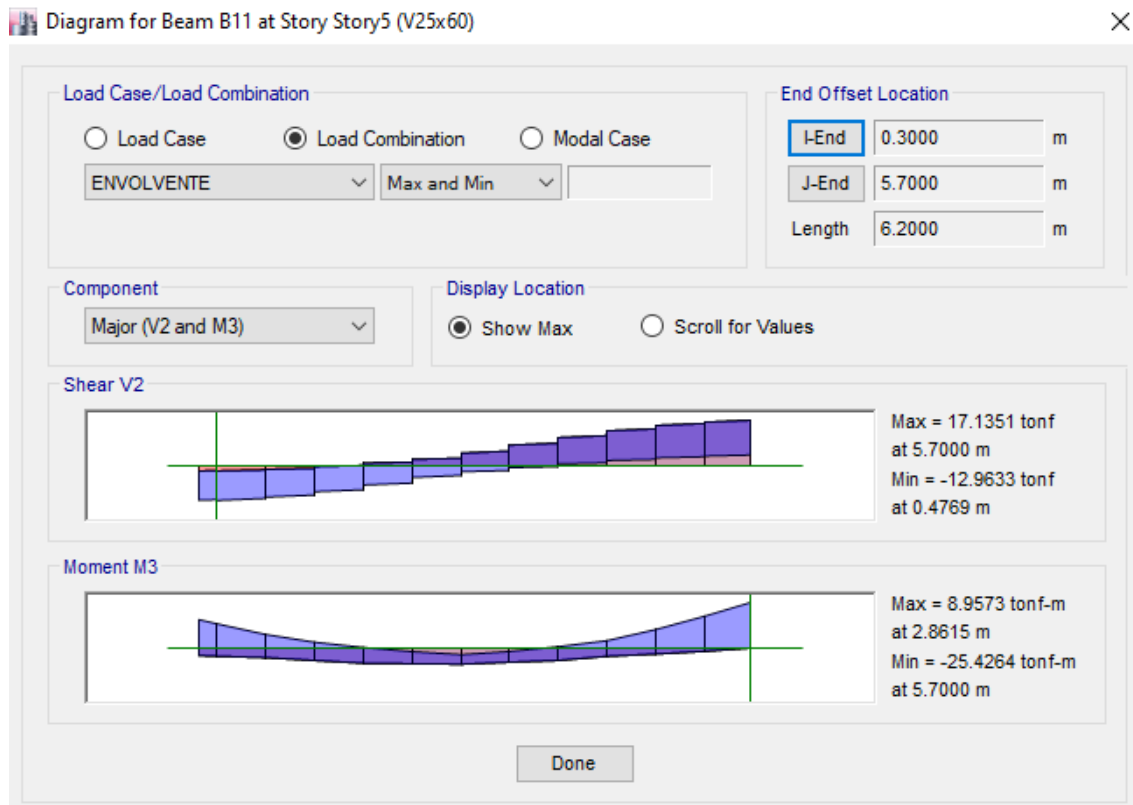


Figura 13-33A: Diagrama envolvente de momentos y fuerzas cortantes en la viga principal más desfavorable. Fuente: elaboración propia.

DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

Datos:

$$M_{act} := 8.96 \text{ tonne} \cdot m$$

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + f_y} \cdot d = 27.603 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 a_b = 20.702 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 35.222 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 8.96 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 35.222 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una Viga Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 55.205 \text{ cm}$ $M_{act} = (8.96 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot m$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 11.041 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 5.051 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 4.754 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 11 \text{ cm} = a_{calculado} := 4.5 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 4.754 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 4.751 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 4.471 \text{ cm}$$

$$a_{\text{asumido}} := 4.5 \text{ cm} = a_{\text{calculado}} := 4.23 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 4.471 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.738 \text{ cm}^2$$

$$As = 4.738 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 4.46 \text{ cm}$$

$$a_{\text{asumido}} := 4.23 \text{ cm} = a_{\text{calculado}} := 3.22 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 4.6 \text{ cm}^2$$

$$As = 4.738 \text{ cm}^2 < As_{min} = 4.6 \text{ cm}^2$$

Usar $As := As_{min} = 4.6 \text{ cm}^2$

Para acero 5/8"

$$N_{var} := \frac{As}{1.98 \text{ cm}^2} = 2.323 \quad 3 \phi 5/8"$$

Para momentos negativos

Datos:

$$M_{act} := 26.43 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + fy} \cdot d = 27.603 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 a_b = 20.702 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 35.222 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{act} = 26.43 \text{ tonne} \cdot \text{m} < M_{max} = 35.222 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Se diseñará como una Viga Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 55.205 \text{ cm}$ $M_{act} = (2.643 \cdot 10^4) \text{ kg} \cdot \text{m}$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 11.041 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 14.901 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 14.024 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 11 \text{ cm} = a_{calculado} := 13.29 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 14.024 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 15.362 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 14.458 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 13.29 \text{ cm} = a_{calculado} := 13.61 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 14.458 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 15.431 \text{ cm}^2$$

$$As = 15.431 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 14.524 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 13.61 \text{ cm} = a_{calculado} := 13.65 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

4to tanteo: $a = 14.524 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 15.442 \text{ cm}^2$$

$$As = 15.442 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 14.534 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 13.65 \text{ cm} = a_{calculado} := 13.66 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 4.6 \text{ cm}^2$$

$$As = 15.442 \text{ cm}^2 > As_{min} = 4.6 \text{ cm}^2$$

Usar $As = 15.442 \text{ cm}^2$

Para acero 3/4"

$$N_{var} := \frac{A_s}{2.85 \text{ cm}^2} = 5.418 \quad 4 \phi 3/4" + 2 \phi 5/8"$$

Diseño por corte

Datos:

$$V_u := 17.14 \text{ tonne} \quad \text{Cortante máxima}$$

$$\phi := 0.85$$

$$V_c := 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{Resistencia al corte del concreto}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 55.2 = 1.06 \cdot 10^4 \text{ kg}$$

$$V_c := 10.6 \text{ tonne}$$

$$V_s := \frac{V_u}{0.85} - V_c = 9.565 \text{ tonne} \quad \text{Resistencia al corte del acero}$$

$$A_v := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2 \quad \text{Estribos } 3/8"$$

$$S := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 34.423 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento en d distancia de la cara de la columna}$$

$$V_{max} := 2.1 \text{ kg} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \cdot \frac{b}{\text{cm}} \cdot \frac{d}{\text{cm}} = 42 \text{ tonne}$$

$$V_u = 17.14 \text{ tonne} < V_{max} = 42 \text{ tonne} \quad \text{ok}$$

DISEÑO DE LOSAS MACIZAS EN UNA DIRECCIÓN

Para el diseño de las losas macizas en una dirección se determinará el piso más desfavorables con mementos por metro cuadrado mayores obtenidos de los resultados del Software, mediante la opción Display Shell Stresses,

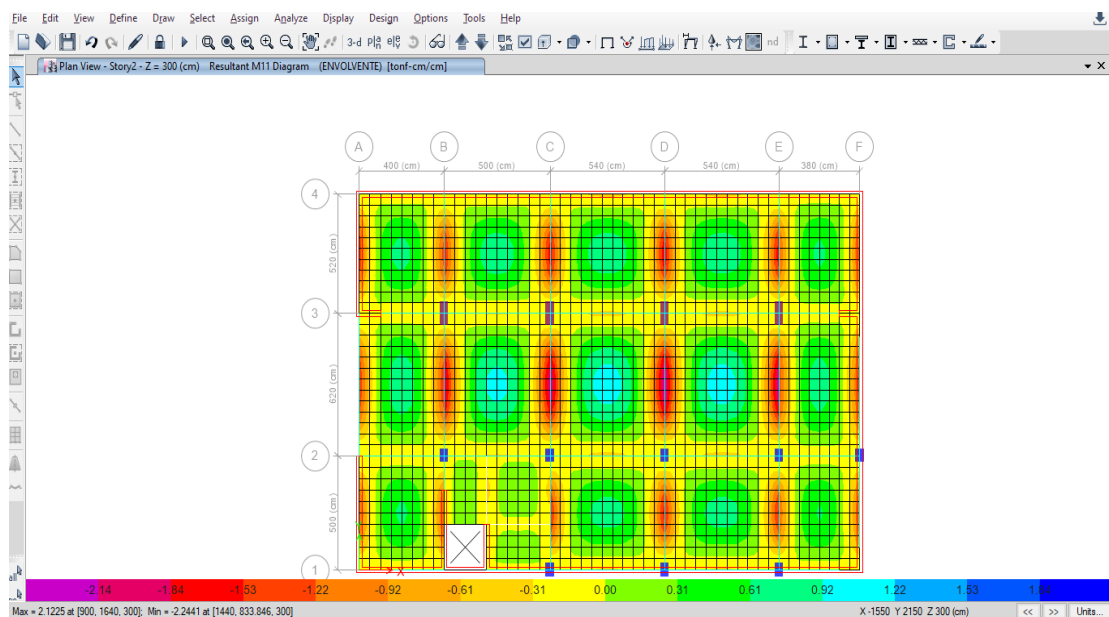


Figura 13-34A: Diagrama envolvente de momentos en la losa macizas. Fuente: elaboración propia.

DISEÑO DE LOSA MACIZA

Verificación de peralte obtenido del predimensionamiento:

Datos:

$$M_{act} := 2.5 \text{ tonne} \cdot m$$

$$f'c := 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fy := 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b := 1 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\phi := 0.9$$

$$Dac := 1.27 \text{ cm}$$

$$r := 3 \text{ cm}$$

$$\text{Para } f'c \leq 280 \frac{kg}{cm^2}$$

Diametro de acero 1/2"

Recubrimiento

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + fy} = 0.021$$

$$\rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_b = 0.016$$

$$d := \sqrt{\frac{M_{act}}{\phi \cdot \rho_{max} \cdot fy \cdot b \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho_{max} \cdot \frac{fy}{f'c}\right)}} = 7.149 \text{ cm}$$

$$h := d + \frac{Dac}{2} + r = 0.108 \text{ m}$$

$$h := 20 \text{ cm}$$

Cálculo del Momento Máximo

$$d := h - r - \frac{Dac}{2} = 0.164 \text{ m}$$

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + fy} \cdot d = 8.183 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 a_b = 6.137 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right)\right) = 13.109 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 2.5 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 13.109 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una sección Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 16.365 \text{ cm}$ $M_{act} = (2.5 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot \text{m}$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 3.273 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.49 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 1.057 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 3.27 \text{ cm} = a_{calculado} := 1.06 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 1.057 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.176 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.983 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 1.06 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.98 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 0.983 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.166 \text{ cm}^2$$

$$As = 4.166 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.98 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 0.98 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.98 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 5.455 \text{ cm}^2$$

$$As = 4.166 \text{ cm}^2 < As_{min} = 5.455 \text{ cm}^2$$

Usar $As := As_{min} = 5.455 \text{ cm}^2$

Para acero 1/2"

$$s := \frac{1.27 \text{ cm}^2}{As} \cdot 100 \text{ cm} = 23.281 \text{ cm}$$

Para momentos positivo

Datos:

$$M_{act} := 1.5 \text{ tonne} \cdot m$$

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + f_y} \cdot d = 8.183 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 \cdot a_b = 6.137 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 13.109 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 1.5 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 13.109 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una sección Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 16.365 \text{ cm}$ $M_{act} = (1.5 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot m$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 3.273 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 2.694 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0.634 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 3.27 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.63 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 0.634 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 2.473 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0.582 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 0.63 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.58 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 0.582 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 2.469 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.469 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.581 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 0.58 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.58 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{min} := \frac{14 \frac{kg}{cm^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 5.455 \text{ cm}^2$$

$$As = 2.469 \text{ cm}^2 < As_{min} = 5.455 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } As_{min} = 5.455 \text{ cm}^2$$

Para acero 1/2"

$$s := \frac{1.27 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}}{As_{min}} = 23.281 \text{ cm}$$

DISEÑO DE COLUMNAS

De las dimensiones prestablecidas con anterioridad se tuvo en cuenta aceros corrugados de 5/8" en un total de 14 unidades para una sección de 40cm x 60cm, posteriormente se verificará de acuerdo al diagrama de interacción el comportamiento de las columnas más desfavorables.

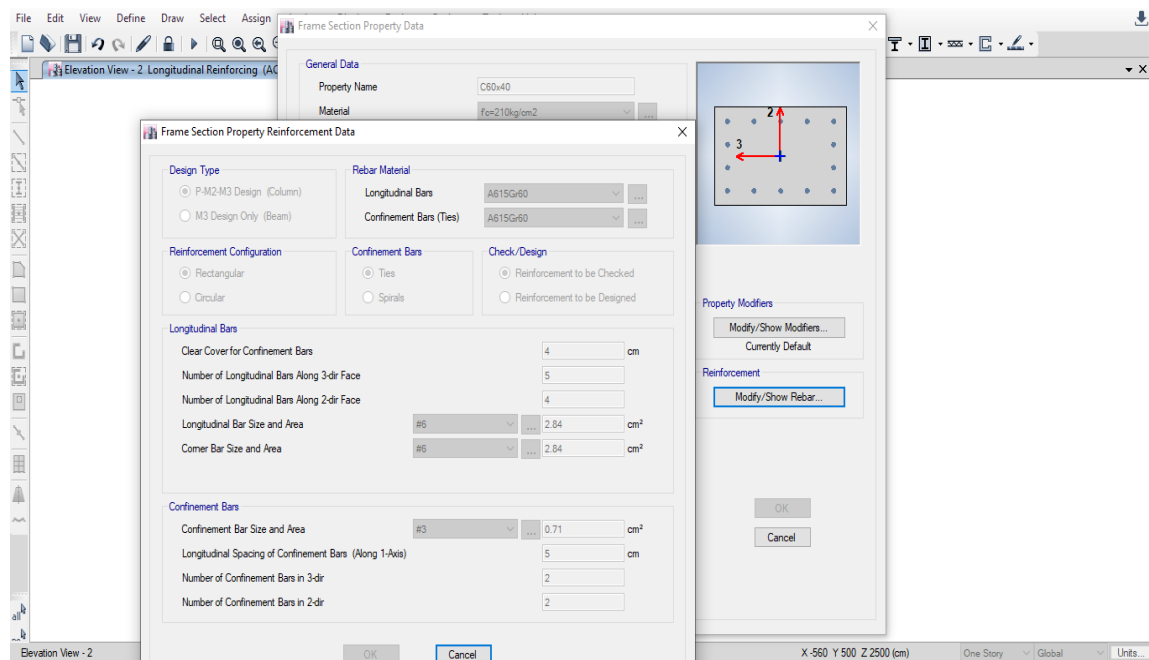


Figura 13-35A: Sección de columna a verificar. Fuente: elaboración propia.

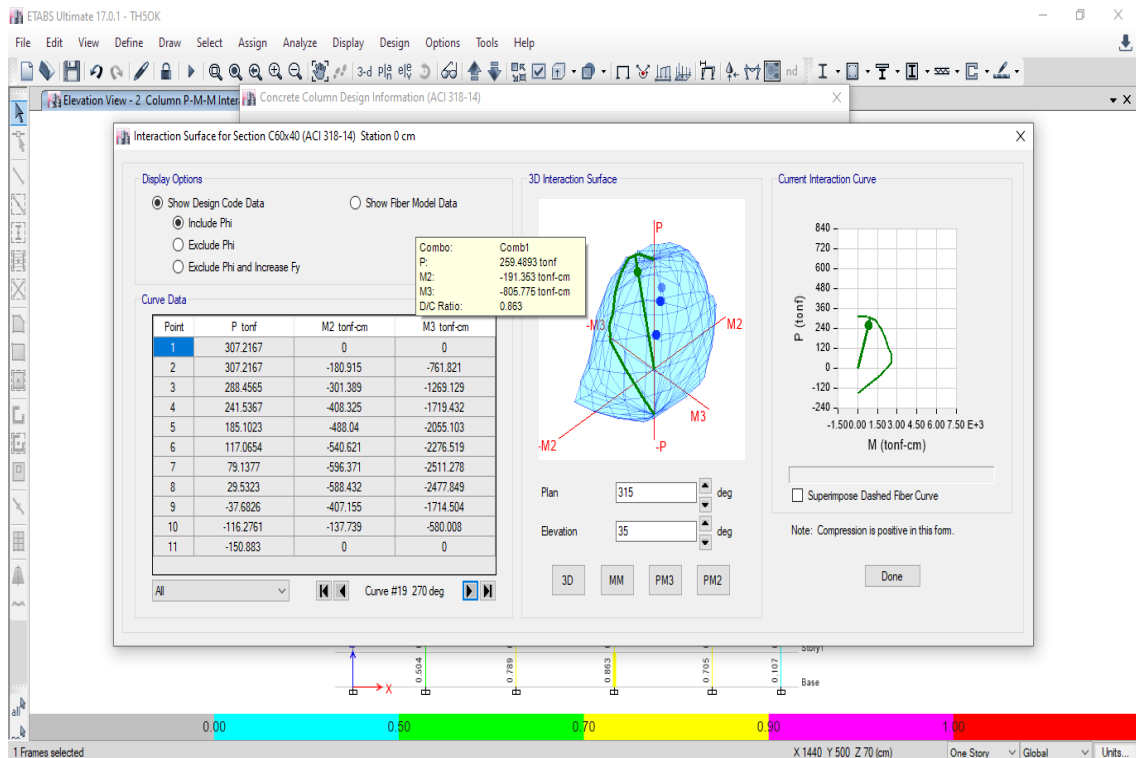


Figura 13-36A: Diagrama de interacción de la columna 40cm x 60cm. Fuente: elaboración propia.

De acuerdo al diagrama de interacción se observa que la columna cumple los requisitos de fuerzas axiales y momentos.

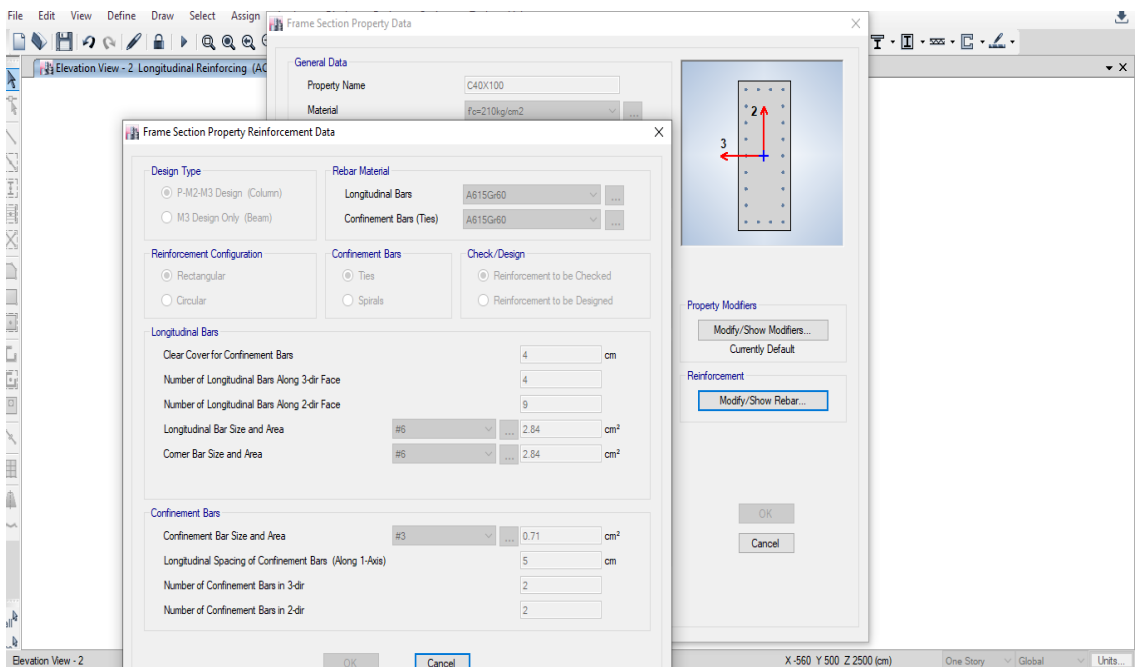


Figura 13-37A: Sección de la columna 40cm x 100cm para su verificación. Fuente: elaboración propia.

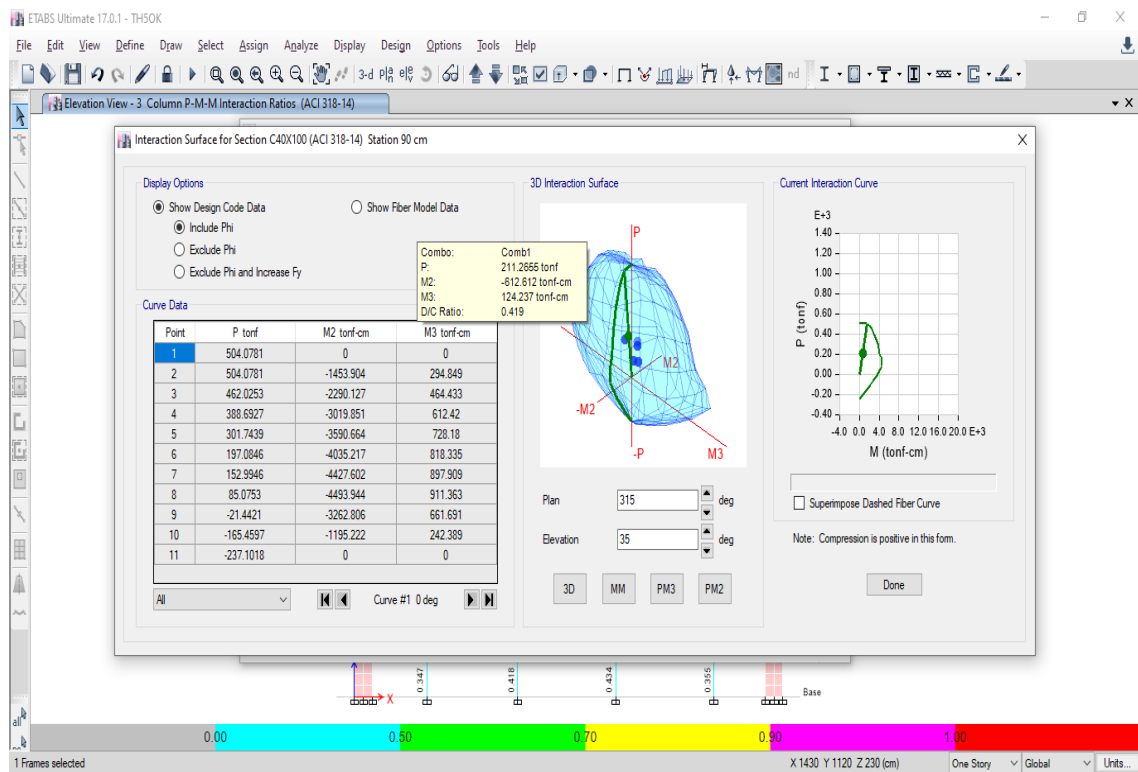


Figura 13-38A: Sección de la columna 40cm x 100cm para su verificación. Fuente: elaboración propia.

De acuerdo al diagrama de interacción de la columna 40cm x 100cm, su resistencia supera con normalidad los requerimientos de fuerzas axiales y momentos, por lo tanto, los aceros asumidos inicialmente cumplen.

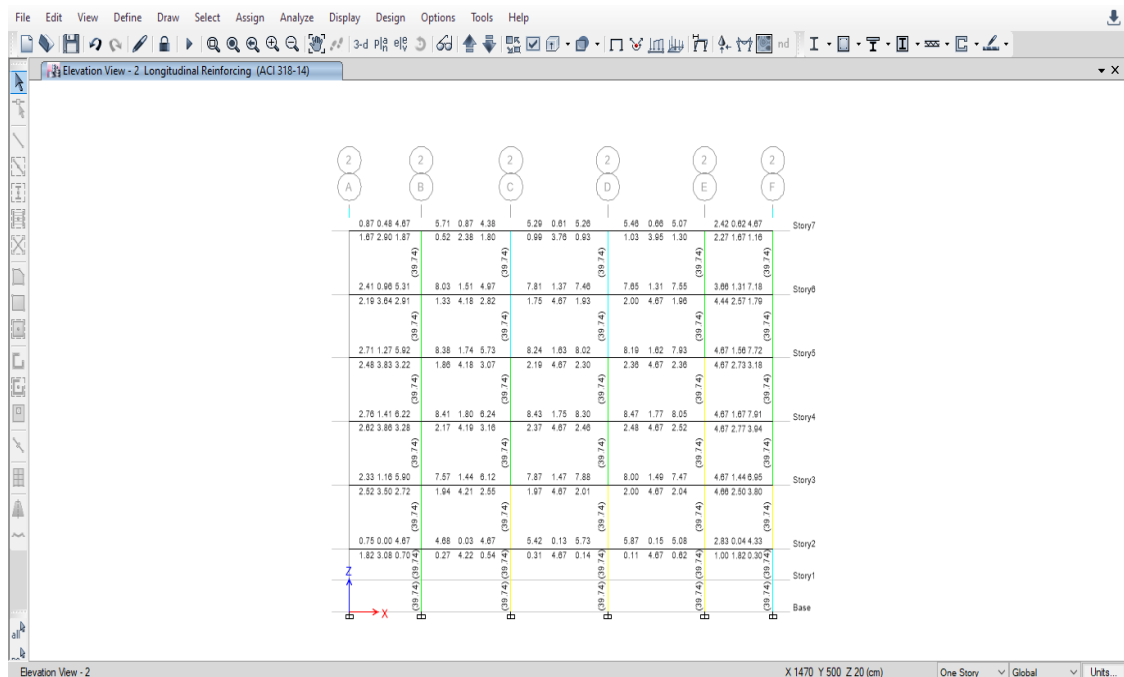


Figura 13-39A: Sección de la columna 40cm x 100cm para su verificación. Fuente: elaboración propia.

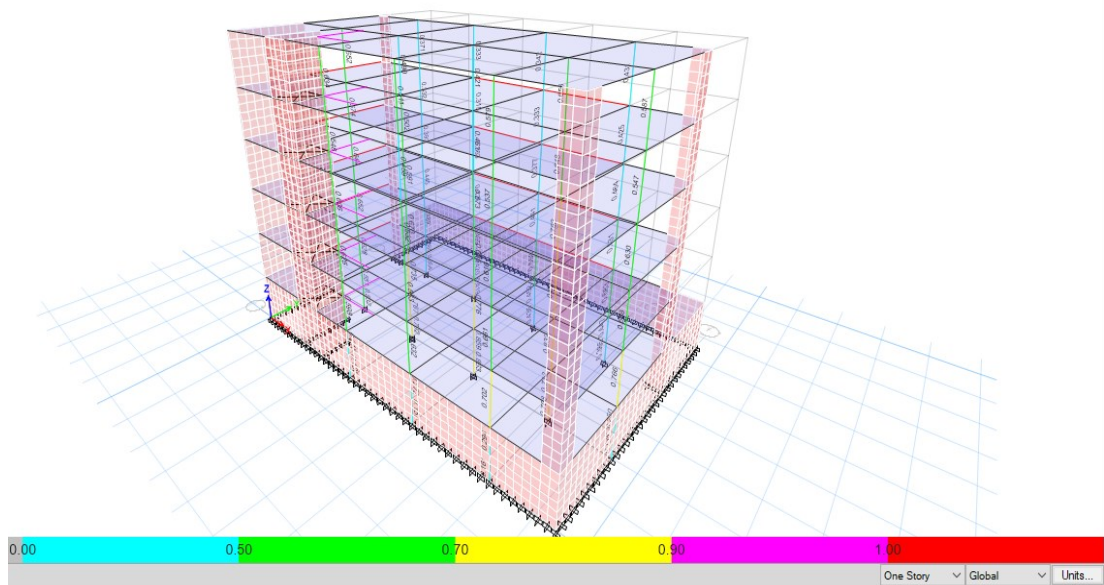


Figura 13-40A: Vista 3D del modelo y demanda - capacidad de las columnas. Fuente: elaboración propia.

DISEÑO DE PLACAS DE CONCRETO ARMADO

Al igual que en el diseño placas de concreto con disipadores de fluido viscoso, se empleará el software, para ello determinaremos las placas con mayor sometimiento a los momentos y fuerzas cortantes de la envolvente de combinaciones de acuerdo al código ACI 314/2018.

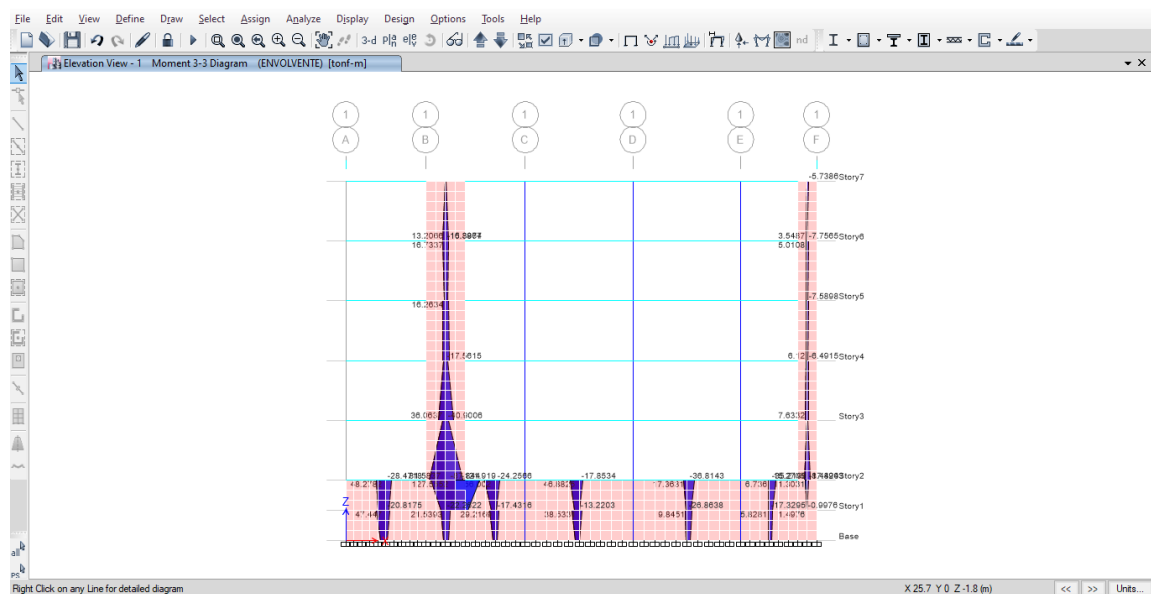


Figura 13-41A: Diagrama envolvente de momentos en placas del eje más desfavorable. Fuente: elaboración propia.

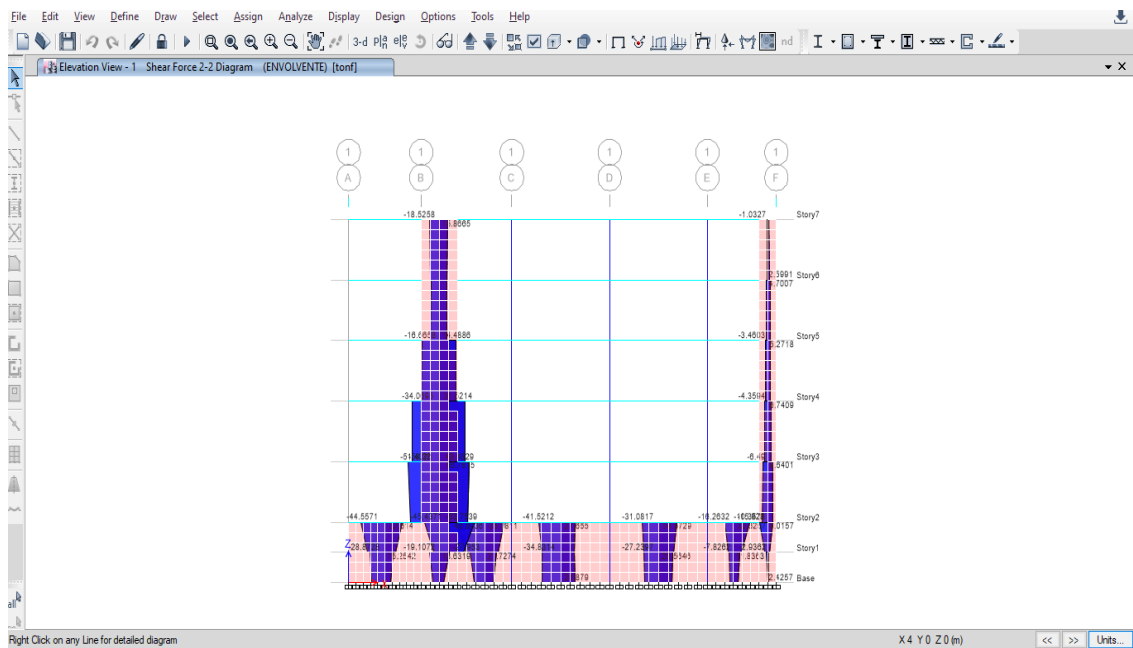


Figura 13-42A: Diagrama envolvente de fuerzas cortantes en placas del eje más desfavorables. Fuente: elaboración propia.

Crearemos las secciones a verificar de los casos más desfavorables como se encontró en el diseño de placas con disipadores de fluido viscoso.

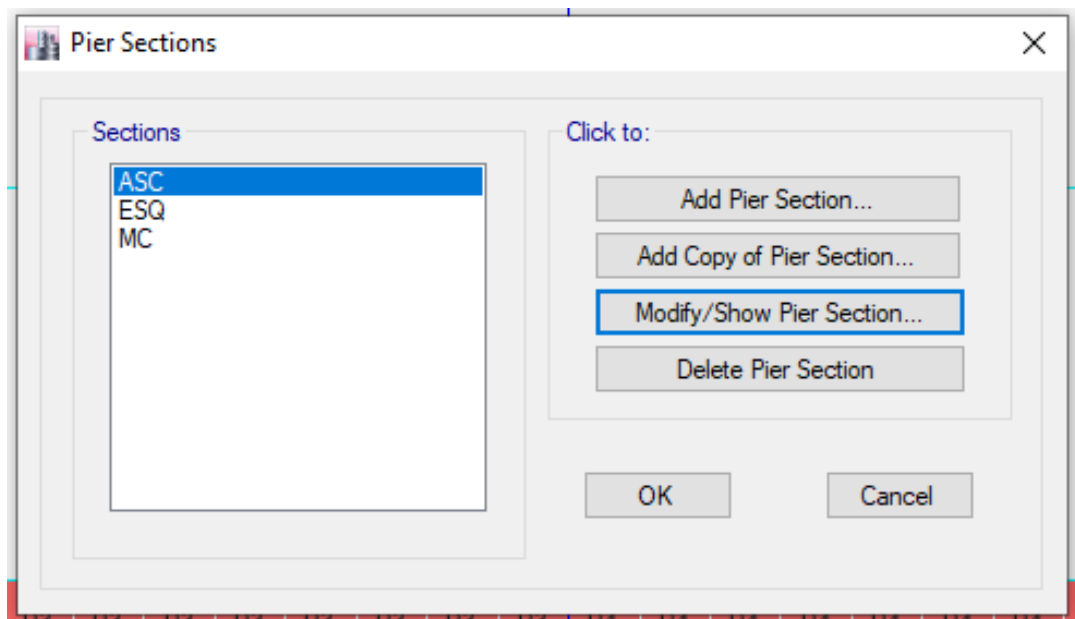


Figura 13-43A: Generación de secciones para las placas de concreto. Fuente: elaboración propia.

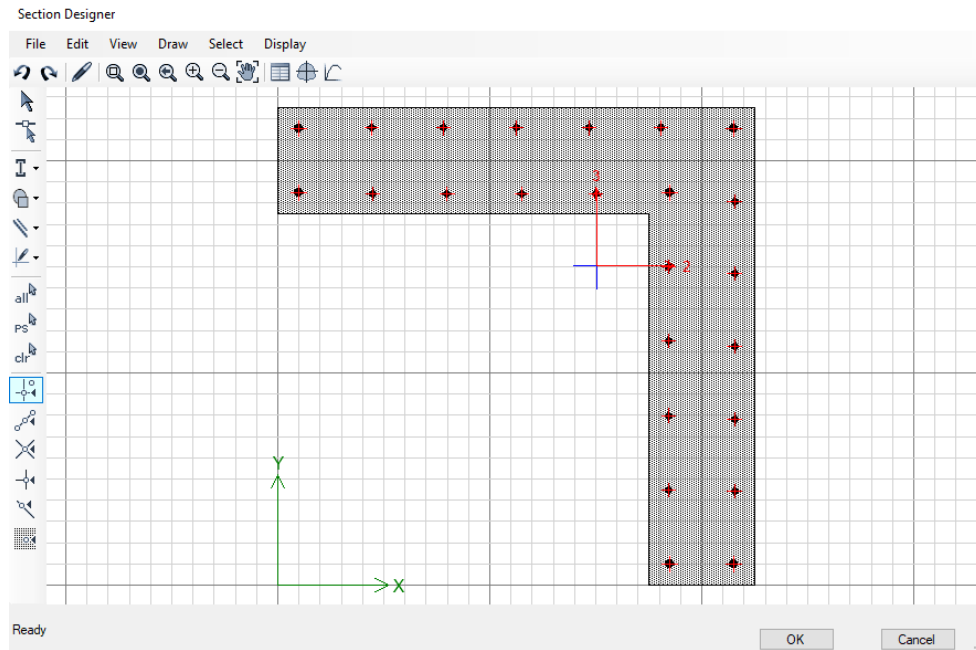


Figura 13-44A: Sección de placas en L. Fuente: elaboración propia.

La sección en L se consideró aceros corrugados de 5/8" espaciados cada 20 cm y las esquinas se consideró aceros de 3/4".

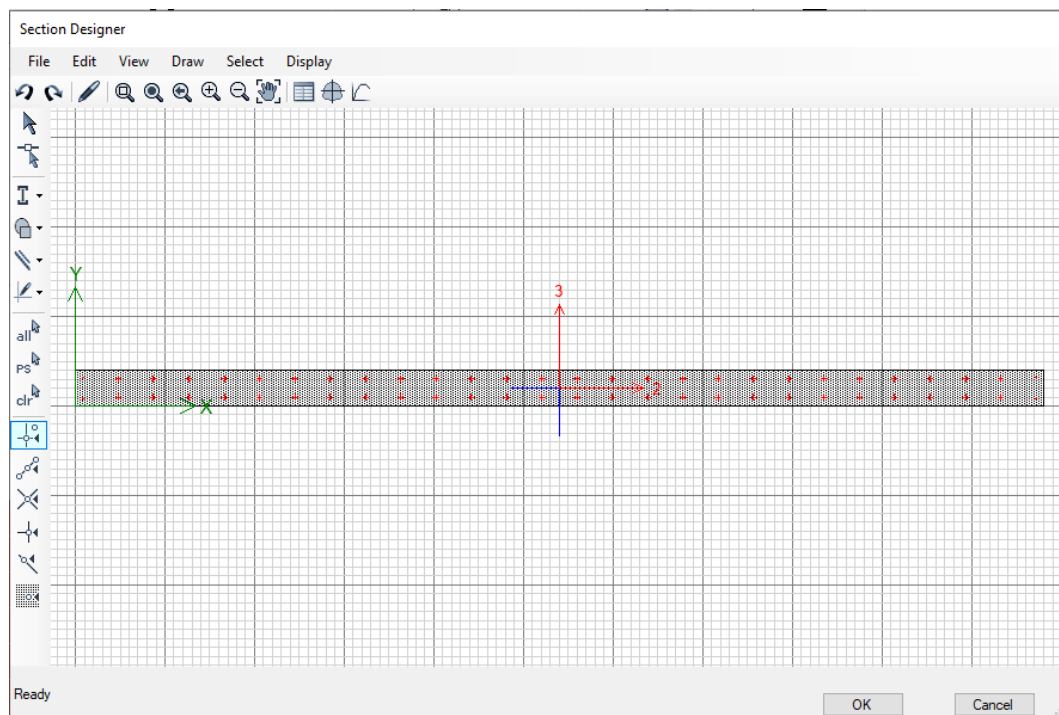


Figura 13-45A: Sección de placas en muros de contención. Fuente: elaboración propia.

La sección de muros de contención se consideró aceros corrugados de 5/8" espaciados cada 20 cm.

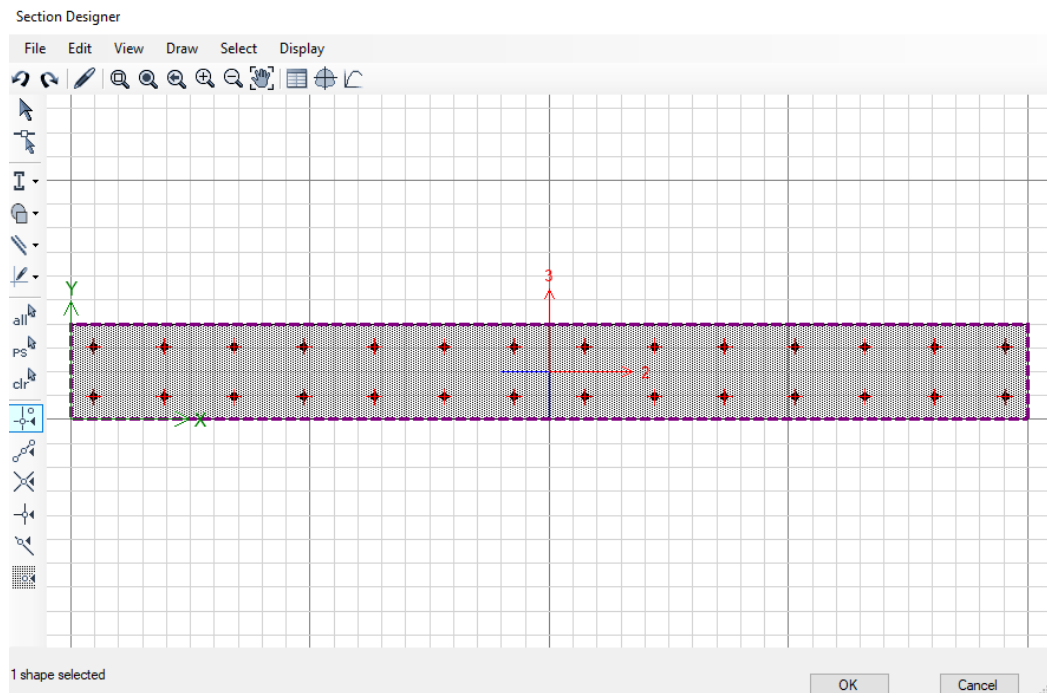


Figura 13-46A: Sección de placas en muros de ascensor. Fuente: elaboración propia.

La sección de muros para el ascensor se consideró aceros corrugados de 5/8” espaciados cada 15 cm.

Posteriormente, se verificarán las secciones creadas y el diseño de los elementos de borde.

Design Details

Summary

Design Code Parameters

ϕ_c	ϕ_s	ϕ_{cs}	$\phi_{cs}(Seismic)$	IP_{max}	IP_{min}	P_{max}
0.9	0.85	0.75	0.8	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ cm	Left Y ₁ cm	Right X ₂ cm	Right Y ₂ cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	2285	0	2380	0	95	20
Bottom	Leg 1	2285	0	2380	0	95	20

Flexural Design for P, M_x and M_y

Station	D/C	Flexural	P _u tonf	M _u tonf-cm	M _u tonf-cm
Top	0.138	UDWaH	-17.2588	-8.084	-430.451
Bottom	0.434	UDWaH	-51.7237	-142.898	-1346.088

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	V _u tonf	ϕV_u tonf	ϕV_u tonf
Top	Leg 1	0.05	UDWaH	2.1981	391.857	11.8072	8.78	20.8025
Bottom	Leg 1	0.05	UDWaH	-44.0795	1180.217	12.0063	3.0187	15.0392

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	Stress Comp tonf/cm ²	Stress Limit tonf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	39.088	UDWaH	57.4075	-451.188	0.045	0.042	48.588	21.111
Top-Right	Leg 1	5.23	UDWaH	57.4075	334.405	0.041	0.042	10.458	21.111
Bottom-Left	Leg 1	48.217	UDWaH	93.3591	-1376.781	0.095	0.042	57.717	21.111
Bottom-Right	Leg 1	5.955	UDWaH	93.3591	1180.217	0.088	0.042	11.813	21.111

Wall Pier Design Overwrites for ACI 318-14

Item	Value
1 Design this Pier?	Yes
2 LL Reduction Factor	1
3 Design is Seismic?	Yes
4 Pier Section Type	General Reinforcing
5 Section Bottom	ESQ
6 Section Top	ESQ
7 Check/Design Reinforcing	Check
8 Check Compression Block Depth for BZ?	No

Explanation of Color Coding for Pier Section Type

- Blue: All selected items are determined
- Black: Some selected items are defined
- Red: Value that has changed the current session

Figura 13-47A: Verificación de demanda – capacidad para placas en L. Fuente: elaboración propia.

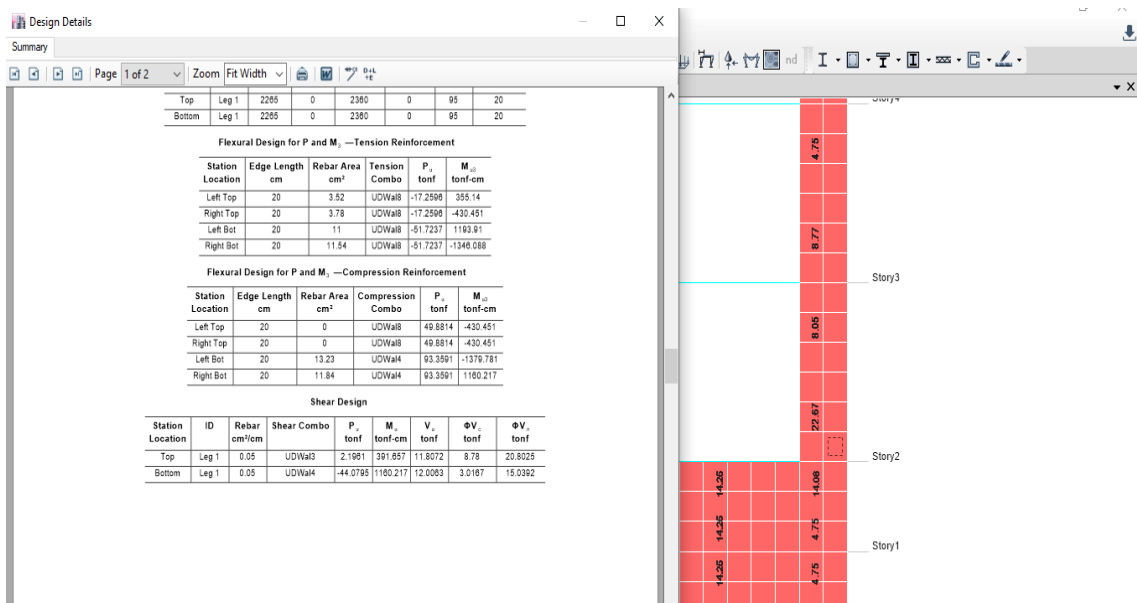


Figura 13-48A: Requerimiento de elementos de borde para placas en L. Fuente: elaboración propia.

Se observa que los aceros empleados satisfacen la demanda capacidad, sin embargo, por su esbeltez necesitará elementos de borde, en este caso se empleó de la misma sección, requiriéndose así, secciones de 20 cm con área de acero de 11.84cm² para compresión.

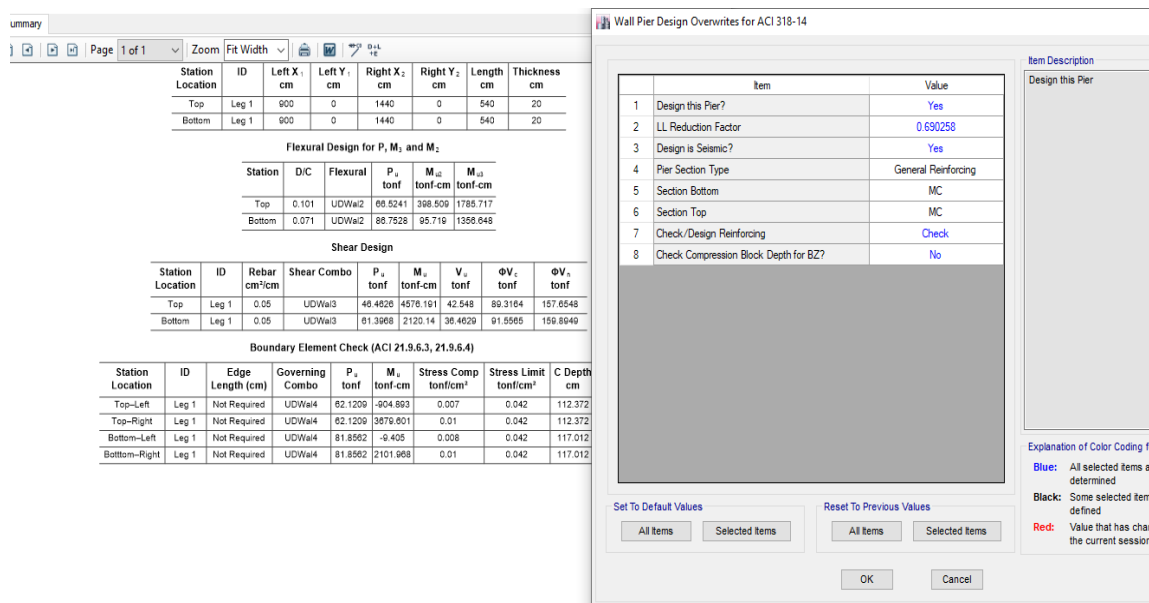


Figura 13-49A: Verificación de demanda - capacidad para muros de contención. Fuente: elaboración propia.

Para el caso de muros de contención ya no serán necesarios los elementos de borde debido a las columnas que ya lo sostienen.

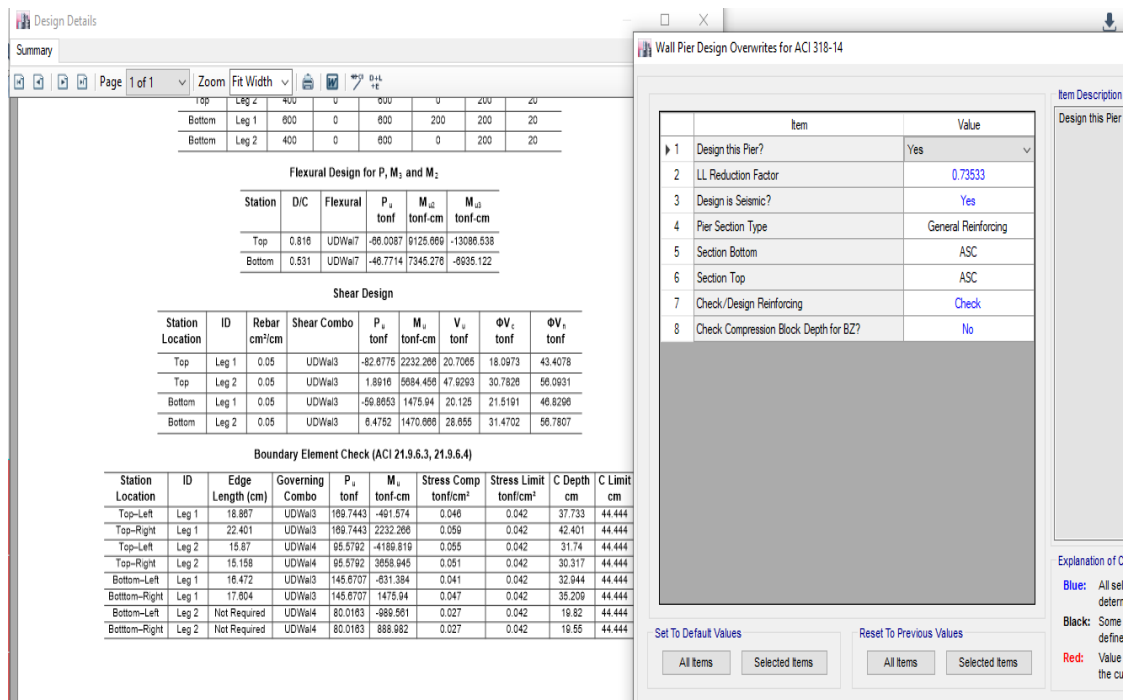


Figura 13-50A: Verificación de demanda capacidad para muros de contención. Fuente: elaboración propia.

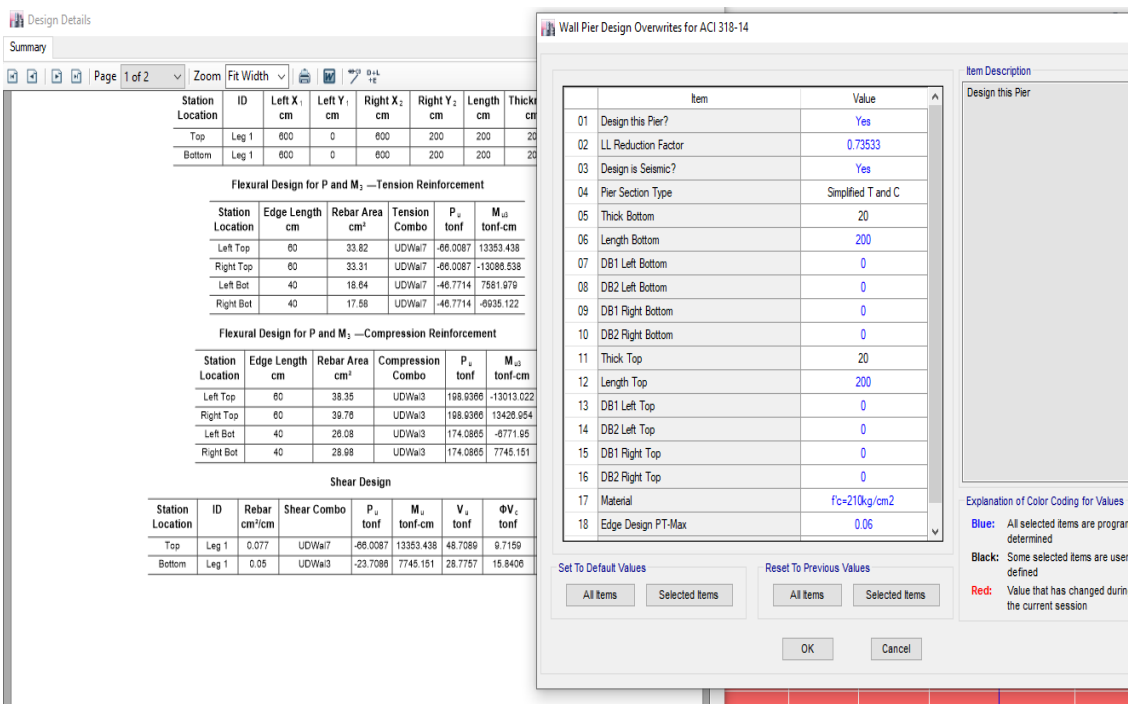


Figura 13-51A: Requerimiento de elementos de borde para muros de ascensor. Fuente: elaboración propia.

Los muros para el ascensor cumplen la demanda capacidad a flexión, sin embargo, necesita elementos de borde que son configurados de la misma sección, es decir 20cm, requiriendo 60cm con un área de acero de 39.76cm², es necesario considerar los elementos ya cargados a la sección inicial.

DISEÑO ESTRUCTURAL SIN DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

Para el diseño de los elementos estructurales sin disipadores se continuará con las dimensiones antes predimensionadas y verificadas mediante las derivas relativas.

Para ello al igual que el diseño de elementos estructurales con disipadores se emplea las combinaciones del RNE a fin de obtener los resultados en los momentos y cortantes para cada elemento estructural.

DISEÑO DE VIGAS

Del software se determinan las envolventes de los momentos y fuerzas cortantes de los casos más desfavorables, para luego realizar el diseño empleando el software Matcad Prime.

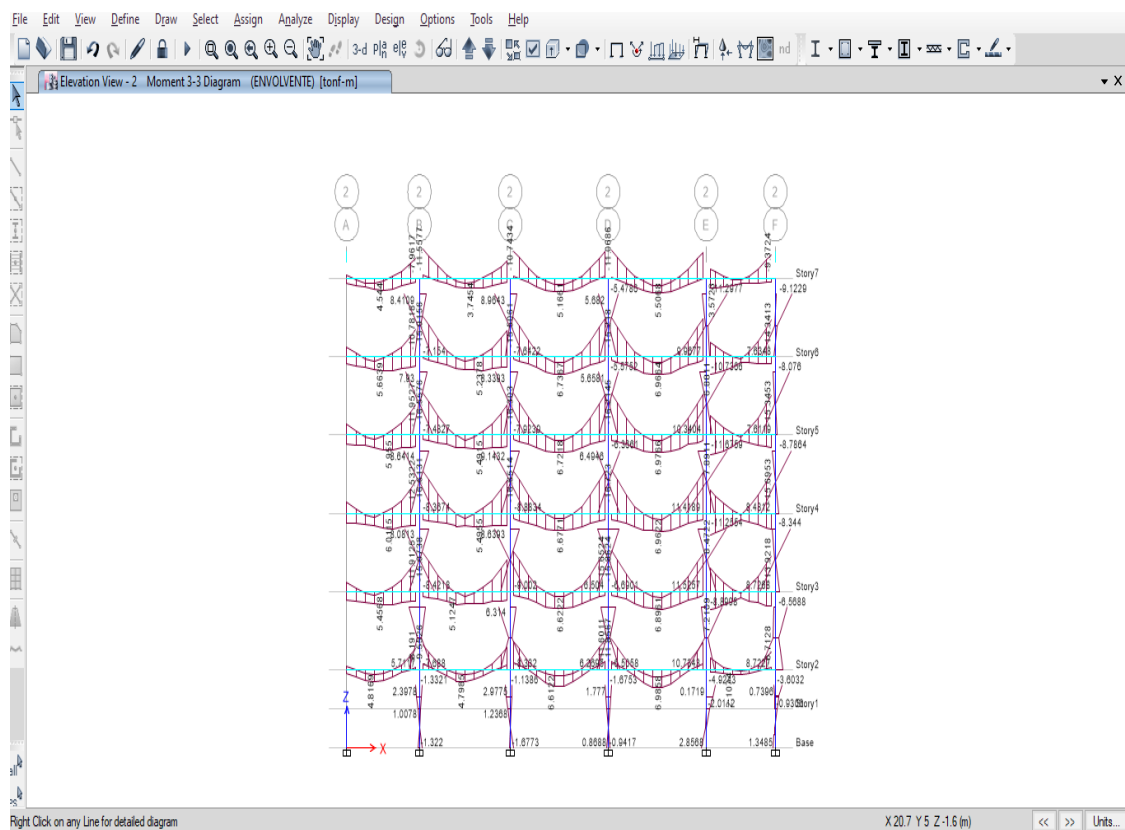


Figura 13-52A: Diagrama envolvente de momentos actuantes máximos y mínimos en vigas secundarias. Fuente: elaboración propia.

La imagen anterior corresponde al pórtico del eje 2 el cual muestra los mayores momentos negativos y positivos.

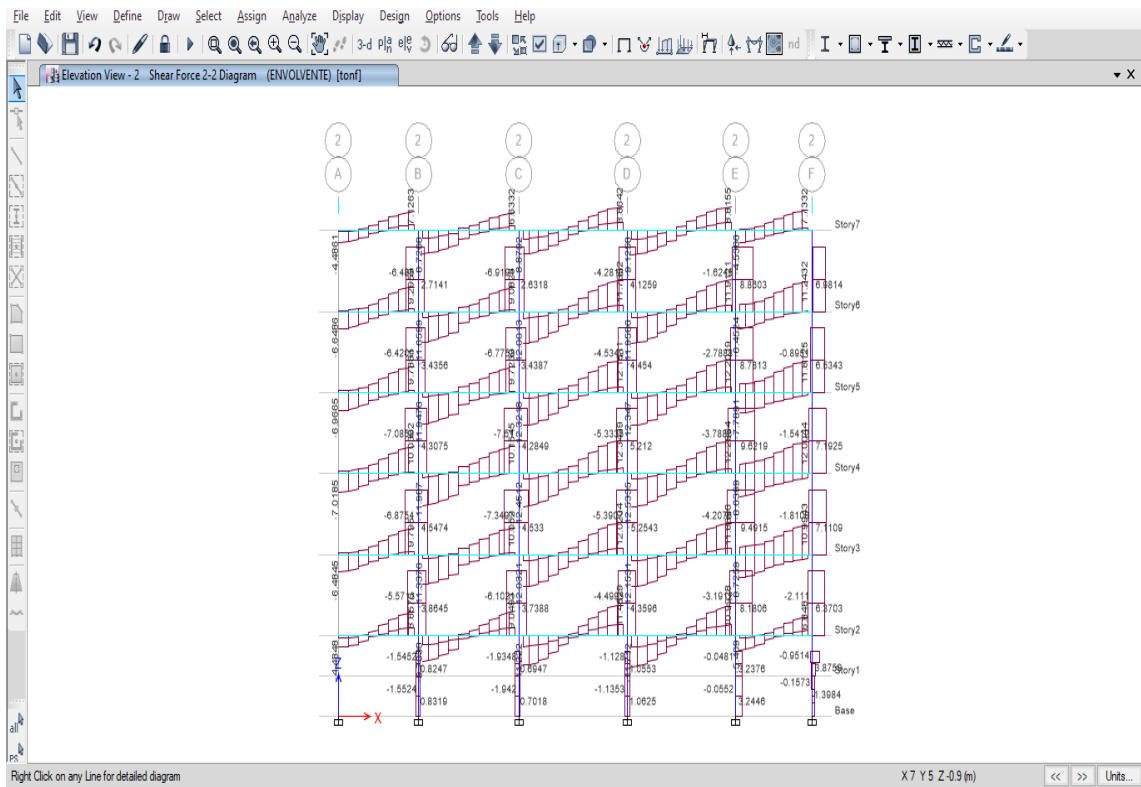


Figura 13-53A: Diagrama envolvente de fuerzas cortantes máximas y mínimas en vigas secundarias. Fuente: elaboración propia.

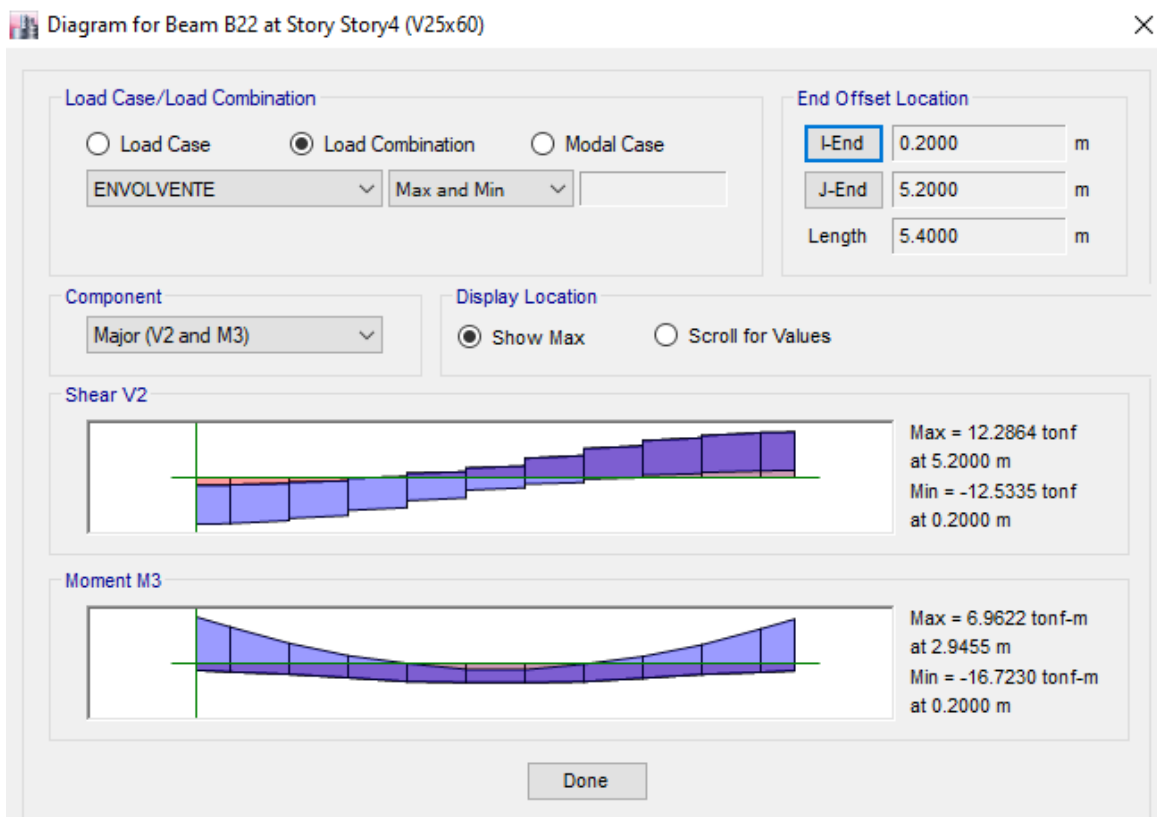


Figura 13-54A: Diagrama envolvente de momentos y fuerzas cortantes en la viga secundaria más desfavorable. Fuente: elaboración propia.

DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA

Datos:

$M_{act} := 6.96 \text{ tonne} \cdot m$	Momento mayor positivo
$f'c := 210 \frac{kg}{cm^2}$	Resistencia del concreto
$fy := 4200 \frac{kg}{cm^2}$	Resistencia a la fluencia
$b := 0.25 \text{ m}$	Ancho de la viga
$h := 0.60 \text{ m}$	Altura de la viga
$r := 4 \text{ cm}$	Recubrimiento
$Dac := 1.59 \text{ cm}$	Diametro del acero 5/8"
$d := h - r - \frac{Dac}{2} = 55.205 \text{ cm}$	Peralte efectivo
$\beta_1 := 0.85$	Para $f'c \leq 280$
$\phi := 0.9$	Coefficiente por flexión

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + fy} \cdot d = 27.603 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 a_b = 20.702 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 37.293 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 6.96 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 37.293 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una Viga Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 55.205 \text{ cm}$ $M_{act} = (6.96 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot m$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 11.041 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 3.706 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.488 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 11 \text{ cm} = a_{calculado} := 3.7 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 3.488 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 3.444 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.242 \text{ cm}$$

$$a_{\text{asumido}} := 3.5 \text{ cm} = a_{\text{calculado}} := 3.25 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 3.242 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 3.436 \text{ cm}^2$$

$$As = 3.436 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.234 \text{ cm}$$

$$a_{\text{asumido}} := 3.25 \text{ cm} = a_{\text{calculado}} := 3.25 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{\min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 4.6 \text{ cm}^2$$

$$As = 3.436 \text{ cm}^2 < As_{\min} = 4.6 \text{ cm}^2$$

Usar $As := As_{\min} = 4.6 \text{ cm}^2$

Para acero 5/8"

$$Nvar := \frac{As}{1.98 \text{ cm}^2} = 2.323 \quad 3 \phi 5/8"$$

Para momentos negativos

Datos:

$$M_{act} := 16.72 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + fy} \cdot d = 27.603 \text{ cm}$$

$$a_{\max} := 0.75 a_b = 20.702 \text{ cm}$$

$$M_{\max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot a_{\max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{\max}}{2} \right) \right) = 37.293 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{act} = 16.72 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 37.293 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una Viga Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 55.205 \text{ cm}$ $M_{act} = (1.672 \cdot 10^4) \text{ kg} \cdot m$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 11.041 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 8.903 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.379 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 11 \text{ cm} = a_{calculado} := 8.41 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 8.379 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 8.67 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.16 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 8.41 \text{ cm} = a_{calculado} := 8.2 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 8.16 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 8.652 \text{ cm}^2$$

$$As = 8.652 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.143 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 8.196 \text{ cm} = a_{calculado} := 8.179 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 4.6 \text{ cm}^2$$

$$As = 8.652 \text{ cm}^2 < As_{min} = 4.6 \text{ cm}^2$$

Usar $As = 8.652 \text{ cm}^2$

Para acero 5/8"

$$Nvar := \frac{As}{1.98 \text{ cm}^2} = 4.37 \quad 3 \phi 5/8" + 2 \phi 1/2"$$

Diseño por corte

Datos:

$$V_u := 12.53 \text{ tonne}$$

Cortante máxima

$$\phi := 0.85$$

$$V_c := 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Resistencia al corte del concreto

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 55.2 = 1.06 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$V_c := 10.6 \text{ tonne}$$

$$V_s := \frac{V_u}{0.85} - V_c = 4.141 \text{ tonne}$$

Resistencia al corte del acero

$$A_v := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Estribos 3/8"

$$S := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 79.505 \text{ cm}$$

Espaciamiento en d distancia de la cara de la columna

$$V_{max} := 2.1 \text{ kg} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \cdot \frac{b}{\text{cm}} \cdot \frac{d}{\text{cm}} = 42 \text{ tonne}$$

$$V_u = 12.53 \text{ tonne} < V_{max} = 42 \text{ tonne} \quad \text{ok}$$

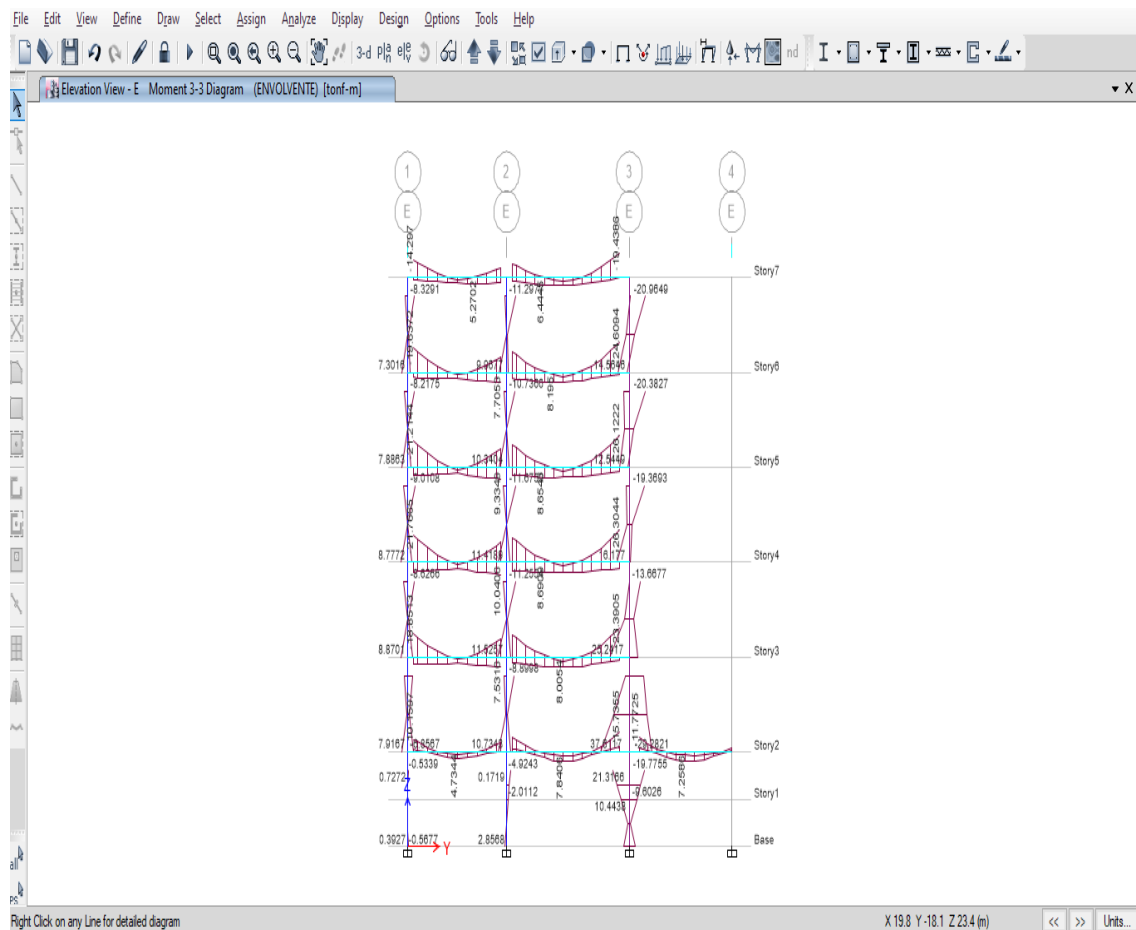


Figura 13-55A: Diagrama envolvente de momentos máximos y mínimos en vigas principales. Fuente: elaboración propia.

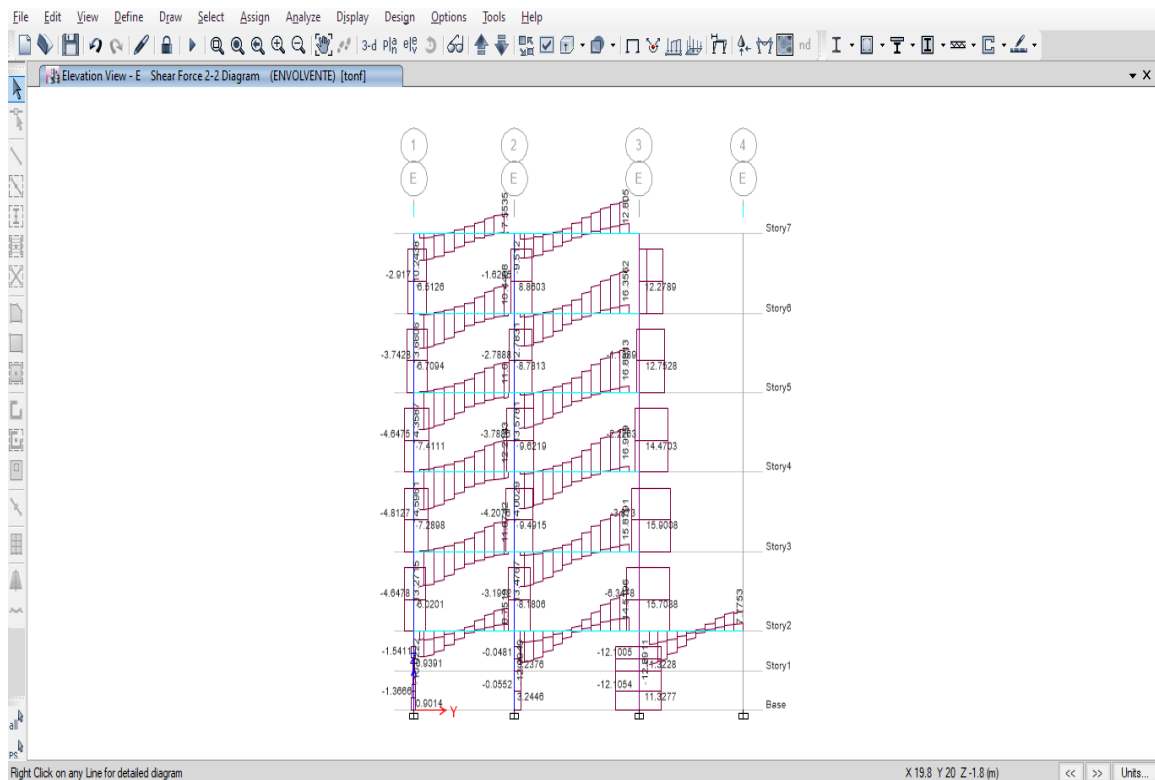


Figura 13-56A: Diagrama envolvente de fuerzas cortantes máximas y mínimas en vigas principales. Fuente: elaboración propia.

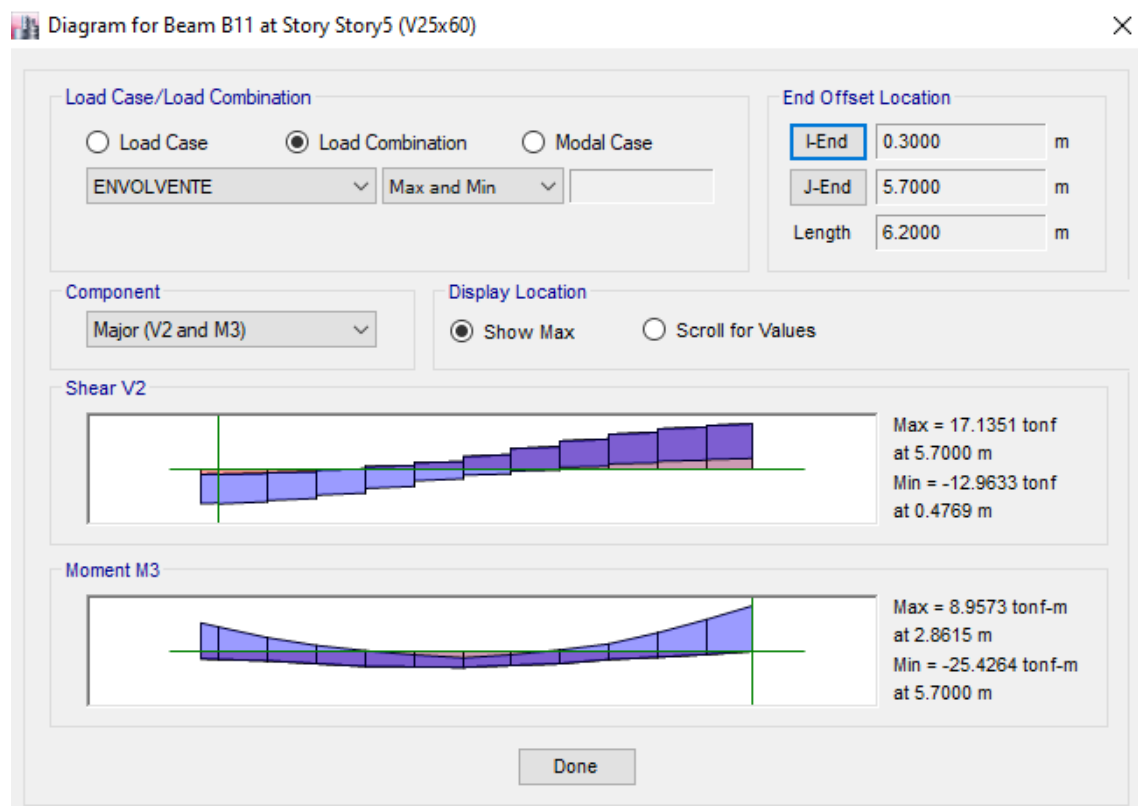


Figura 13-57A: Diagrama envolvente de momentos y fuerzas cortantes en la viga principal más desfavorable. Fuente: elaboración propia.

DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

Datos:

$$M_{act} := 8.96 \text{ tonne} \cdot m$$

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + f_y} \cdot d = 27.603 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 a_b = 20.702 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 35.222 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 8.96 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 35.222 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una Viga Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 55.205 \text{ cm}$ $M_{act} = (8.96 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot m$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 11.041 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 5.051 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 4.754 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 11 \text{ cm} = a_{calculado} := 4.5 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 4.754 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 4.751 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 4.471 \text{ cm}$$

$$a_{\text{asumido}} := 4.5 \text{ cm} = a_{\text{calculado}} := 4.23 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 4.471 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.738 \text{ cm}^2$$

$$As = 4.738 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 4.46 \text{ cm}$$

$$a_{\text{asumido}} := 4.23 \text{ cm} = a_{\text{calculado}} := 3.22 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 4.6 \text{ cm}^2$$

$$As = 4.738 \text{ cm}^2 < As_{min} = 4.6 \text{ cm}^2$$

Usar $As := As_{min} = 4.6 \text{ cm}^2$

Para acero 5/8"

$$Nvar := \frac{As}{1.98 \text{ cm}^2} = 2.323 \quad 3 \phi 5/8"$$

Para momentos negativos

Datos:

$$M_{act} := 26.43 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + fy} \cdot d = 27.603 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 \cdot a_b = 20.702 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 35.222 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{act} = 26.43 \text{ tonne} \cdot \text{m} < M_{max} = 35.222 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Se diseñará como una Viga Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 55.205 \text{ cm}$ $M_{act} = (2.643 \cdot 10^4) \text{ kg} \cdot \text{m}$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 11.041 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 14.901 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 14.024 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 11 \text{ cm} = a_{calculado} := 13.29 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 14.024 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 15.362 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 14.458 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 13.29 \text{ cm} = a_{calculado} := 13.61 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 14.458 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 15.431 \text{ cm}^2$$

$$As = 15.431 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 14.524 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 13.61 \text{ cm} = a_{calculado} := 13.65 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

4to tanteo: $a = 14.524 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 15.442 \text{ cm}^2$$

$$As = 15.442 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 14.534 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 13.65 \text{ cm} = a_{calculado} := 13.66 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 4.6 \text{ cm}^2$$

$$As = 15.442 \text{ cm}^2 > As_{min} = 4.6 \text{ cm}^2$$

Usar $As = 15.442 \text{ cm}^2$

Para acero 3/4"

$$N_{var} := \frac{A_s}{2.85 \text{ cm}^2} = 5.418 \quad 4 \phi 3/4" + 2 \phi 5/8"$$

Diseño por corte

Datos:

$$V_u := 17.14 \text{ tonne} \quad \text{Cortante máxima}$$

$$\phi := 0.85$$

$$V_c := 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{Resistencia al corte del concreto}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 55.2 = 1.06 \cdot 10^4 \text{ kg}$$

$$V_c := 10.6 \text{ tonne}$$

$$V_s := \frac{V_u}{0.85} - V_c = 9.565 \text{ tonne} \quad \text{Resistencia al corte del acero}$$

$$A_v := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2 \quad \text{Estribos } 3/8"$$

$$S := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 34.423 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento en d distancia de la cara de la columna}$$

$$V_{max} := 2.1 \text{ kg} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \cdot \frac{b}{\text{cm}} \cdot \frac{d}{\text{cm}} = 42 \text{ tonne}$$

$$V_u = 17.14 \text{ tonne} < V_{max} = 42 \text{ tonne} \quad \text{ok}$$

DISEÑO DE LOSAS MACIZAS EN UNA DIRECCIÓN

Para el diseño de las losas macizas en una dirección se determinará el piso más desfavorable con momentos por metro cuadrado mayores obtenidos de los resultados del Software, mediante la opción Display Shell Stresses,

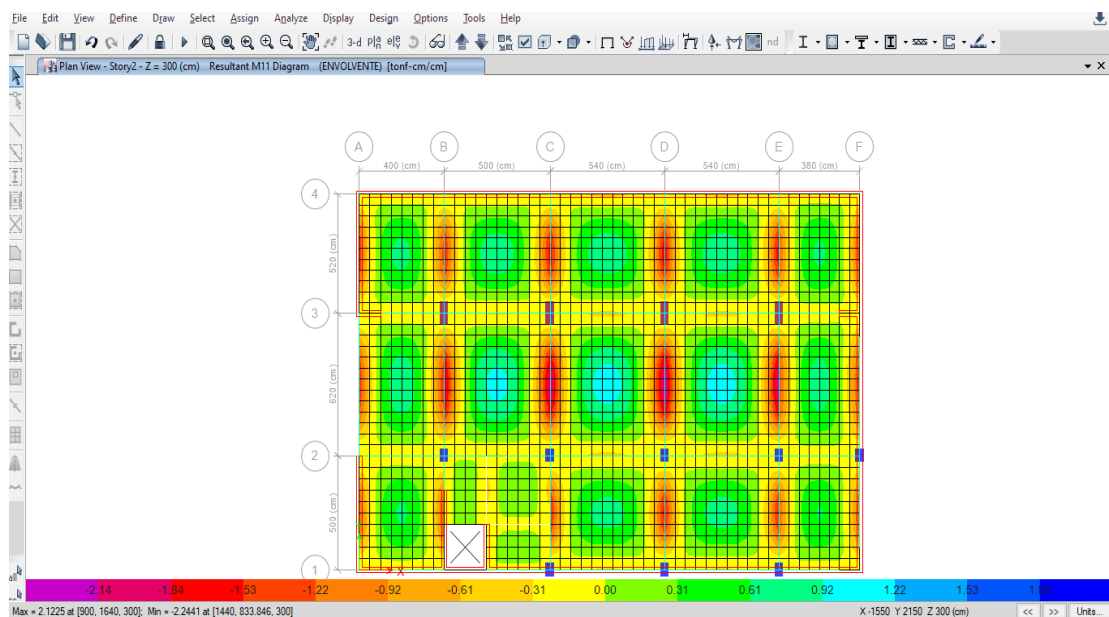


Figura 13-58A: Diagrama envolvente de momentos en la losa macizas. Fuente: elaboración propia.

DISEÑO DE LOSA MACIZA

Verificación de peralte obtenido del predimensionamiento:

Datos:

$$M_{act} := 2.5 \text{ tonne} \cdot m$$

$$f'c := 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fy := 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b := 1 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\phi := 0.9$$

$$Dac := 1.27 \text{ cm}$$

$$r := 3 \text{ cm}$$

$$\text{Para } f'c \leq 280 \frac{kg}{cm^2}$$

Diametro de acero 1/2"

Recubrimiento

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + fy} = 0.021$$

$$\rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_b = 0.016$$

$$d := \sqrt{\frac{M_{act}}{\phi \cdot \rho_{max} \cdot fy \cdot b \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho_{max} \cdot \frac{fy}{f'c}\right)}} = 7.149 \text{ cm}$$

$$h := d + \frac{Dac}{2} + r = 0.108 \text{ m}$$

$$h := 20 \text{ cm}$$

Cálculo del Momento Máximo

$$d := h - r - \frac{Dac}{2} = 0.164 \text{ m}$$

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + fy} \cdot d = 8.183 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 \cdot a_b = 6.137 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right)\right) = 13.109 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 2.5 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 13.109 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una sección Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 16.365 \text{ cm}$ $M_{act} = (2.5 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot \text{m}$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 3.273 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.49 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 1.057 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 3.27 \text{ cm} = a_{calculado} := 1.06 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 1.057 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.176 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.983 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 1.06 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.98 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 0.983 \text{ cm}$

$$As := \frac{M_{act}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.166 \text{ cm}^2$$

$$As = 4.166 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.98 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 0.98 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.98 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 5.455 \text{ cm}^2$$

$$As = 4.166 \text{ cm}^2 < As_{min} = 5.455 \text{ cm}^2$$

Usar $As := As_{min} = 5.455 \text{ cm}^2$

Para acero 1/2"

$$s := \frac{1.27 \text{ cm}^2}{As} \cdot 100 \text{ cm} = 23.281 \text{ cm}$$

Para momentos positivo

Datos:

$$M_{act} := 1.5 \text{ tonne} \cdot m$$

Cálculo del Momento Máximo

$$a_b := \beta_1 \cdot \frac{6000 \frac{kg}{cm^2}}{6000 \frac{kg}{cm^2} + f_y} \cdot d = 8.183 \text{ cm}$$

$$a_{max} := 0.75 \cdot a_b = 6.137 \text{ cm}$$

$$M_{max} := \phi \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \right) = 13.109 \text{ tonne} \cdot m$$

$$M_{act} = 1.5 \text{ tonne} \cdot m < M_{max} = 13.109 \text{ tonne} \cdot m$$

Se diseñará como una sección Simplemente Armada o Reforzada

Aplicando el método de los tanteos: $d = 16.365 \text{ cm}$ $M_{act} = (1.5 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot m$

1er tanteo: $a := \frac{d}{5} = 3.273 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 2.694 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0.634 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 3.27 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.63 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

2do tanteo: $a = 0.634 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 2.473 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0.582 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 0.63 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.58 \text{ cm} \quad ? \quad \text{No}$$

3er tanteo: $a = 0.582 \text{ cm}$

$$A_s := \frac{M_{act}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 2.469 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.469 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.581 \text{ cm}$$

$$a_{asumido} := 0.58 \text{ cm} = a_{calculado} := 0.58 \text{ cm} \quad ? \quad \text{Si}$$

$$As_{min} := \frac{14 \frac{kg}{cm^2} \cdot b \cdot d}{fy} = 5.455 \text{ cm}^2$$

$$As = 2.469 \text{ cm}^2 < As_{min} = 5.455 \text{ cm}^2$$

Usar $As_{min} = 5.455 \text{ cm}^2$

Para acero 1/2"

$$s := \frac{1.27 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}}{As_{min}} = 23.281 \text{ cm}$$

DISEÑO DE COLUMNAS

De las dimensiones prestablecidas con anterioridad se tuvo en cuenta aceros corrugados de 5/8" en un total de 14 unidades para una sección de 40cm x 60cm, posteriormente se verificará de acuerdo al diagrama de interacción el comportamiento de las columnas más desfavorables.

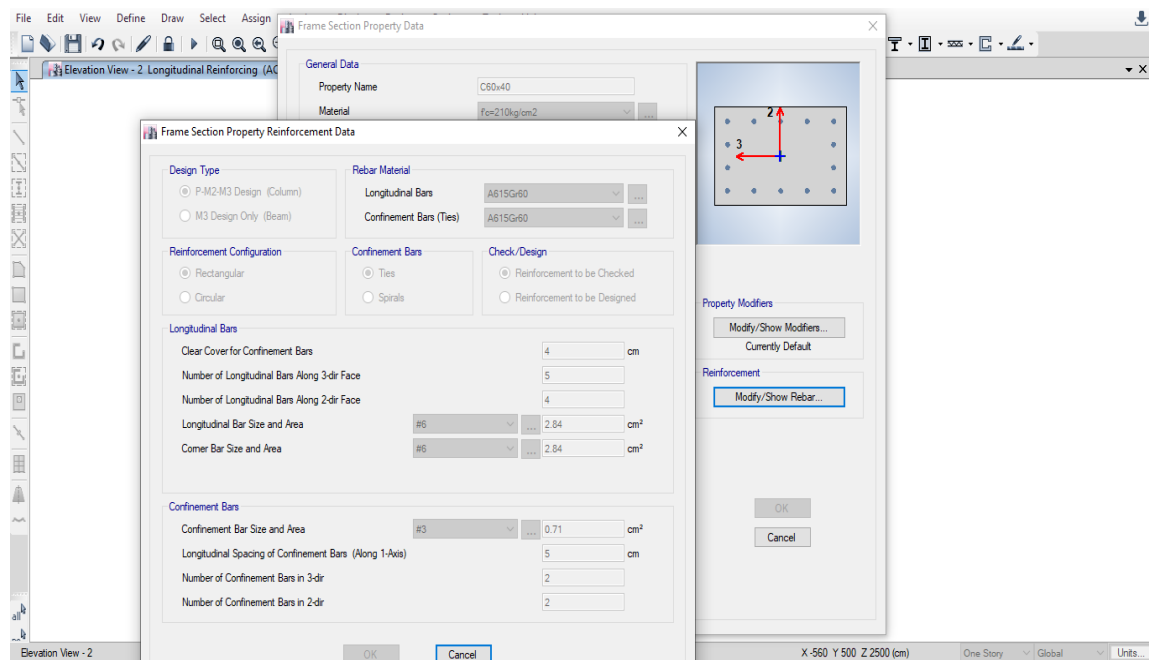


Figura 13-59A: Sección de columna a verificar. Fuente: elaboración propia.

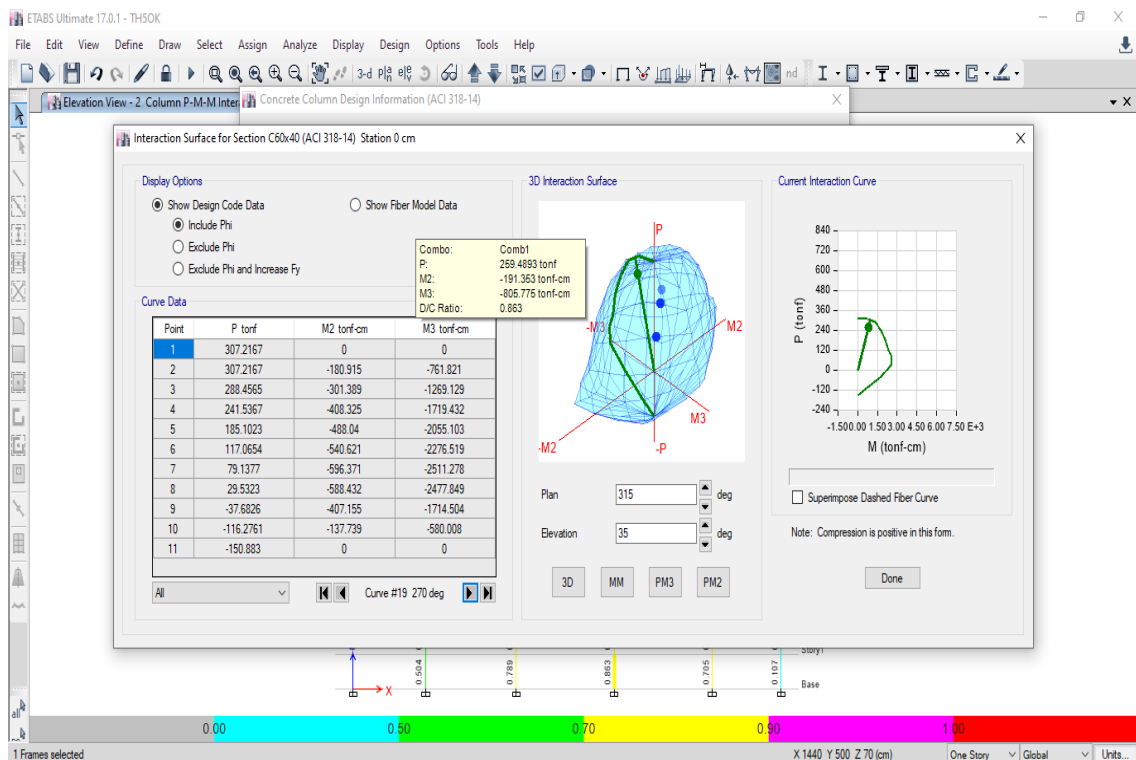


Figura 13-60A: Diagrama de interacción de la columna 40cm x 60cm. Fuente: elaboración propia.

De acuerdo al diagrama de interacción se observa que la columna cumple los requisitos de fuerzas axiales y momentos.

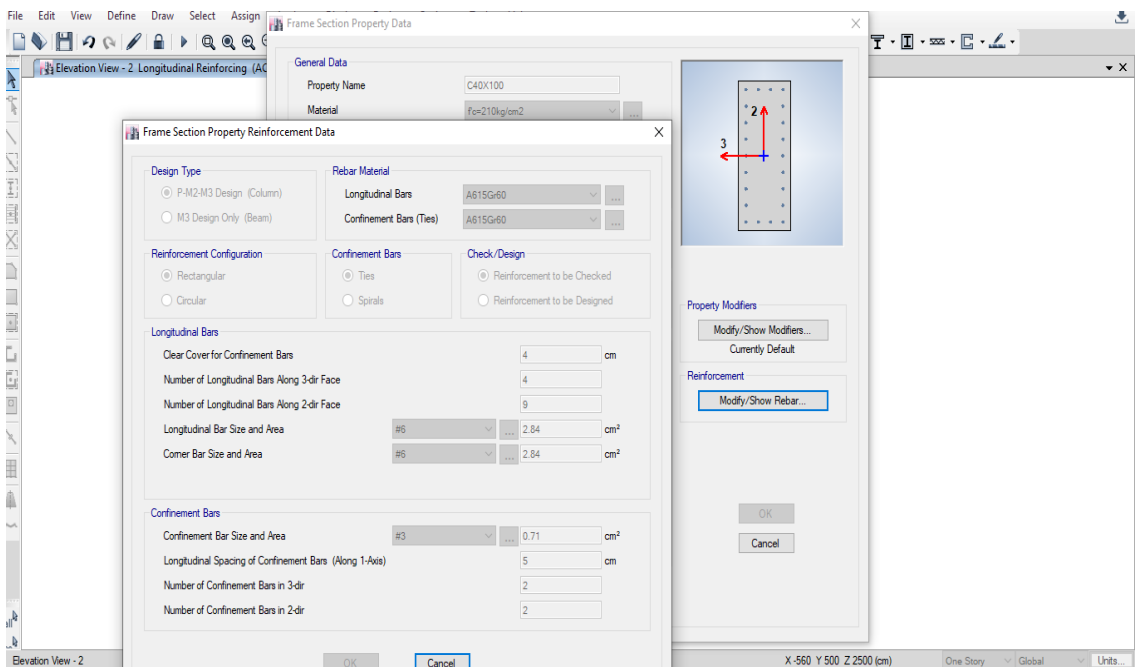


Figura 13-61A: Sección de la columna 40cm x 100cm para su verificación. Fuente: elaboración propia.

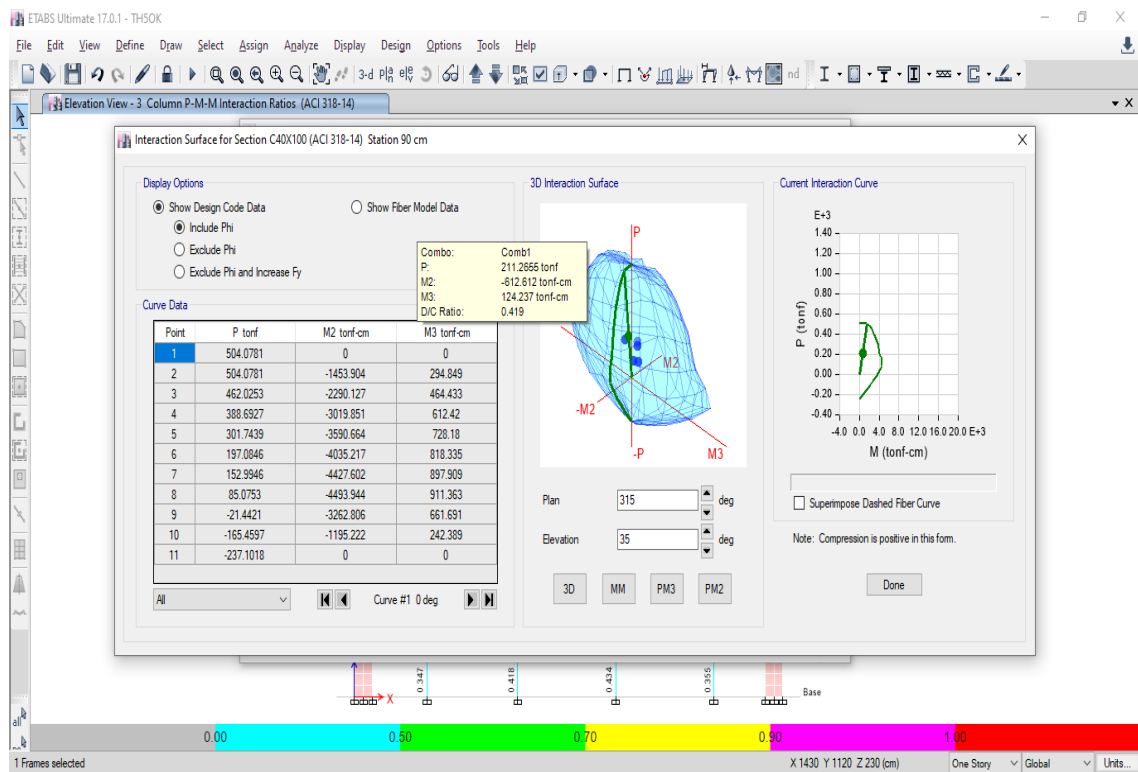


Figura 13-62A: Sección de la columna 40cm x 100cm para su verificación. Fuente: elaboración propia.

De acuerdo al diagrama de interacción de la columna 40cm x 100cm, su resistencia supera con normalidad los requerimientos de fuerzas axiales y momentos, por lo tanto, los aceros asumidos inicialmente cumplen.

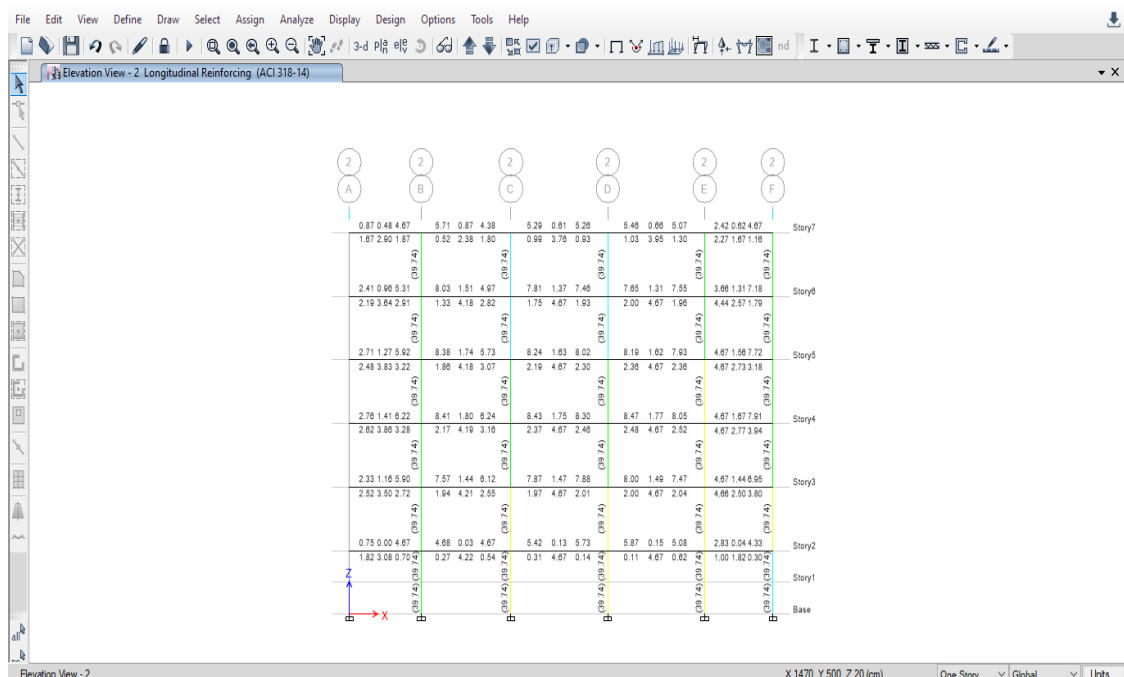


Figura 13-63A: Sección de la columna 40cm x 100cm para su verificación. Fuente: elaboración propia.

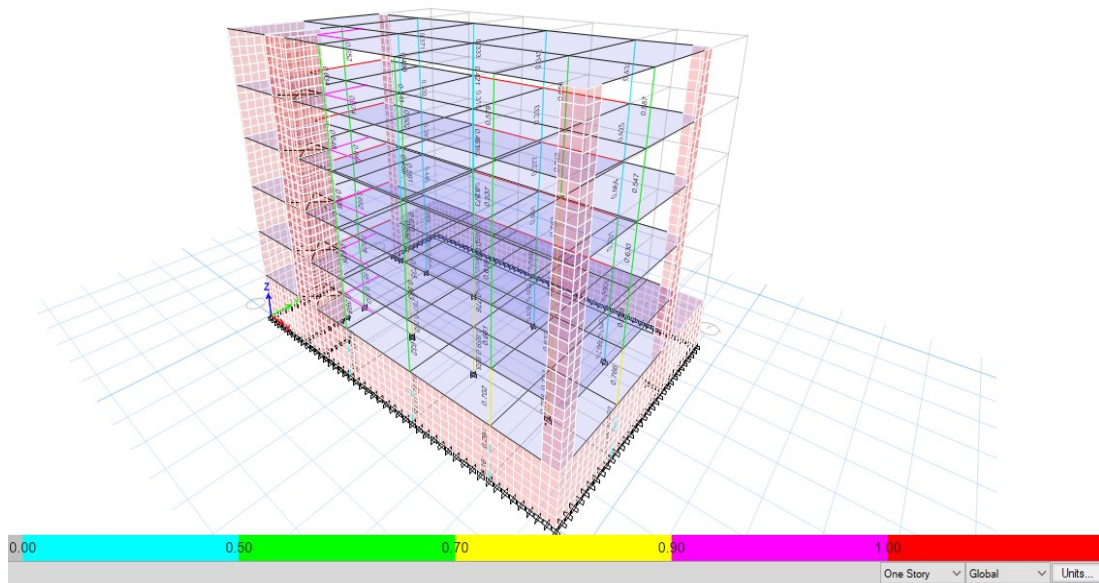


Figura 13-64A: Vista 3D del modelo y demanda - capacidad de las columnas. Fuente: elaboración propia.

DISEÑO DE PLACAS DE CONCRETO ARMADO

Al igual que en el diseño placas de concreto con disipadores de fluido viscoso, se empleará el software, para ello determinaremos las placas con mayor sometimiento a los momentos y fuerzas cortantes de la envolvente de combinaciones de acuerdo al código ACI 314/2018.

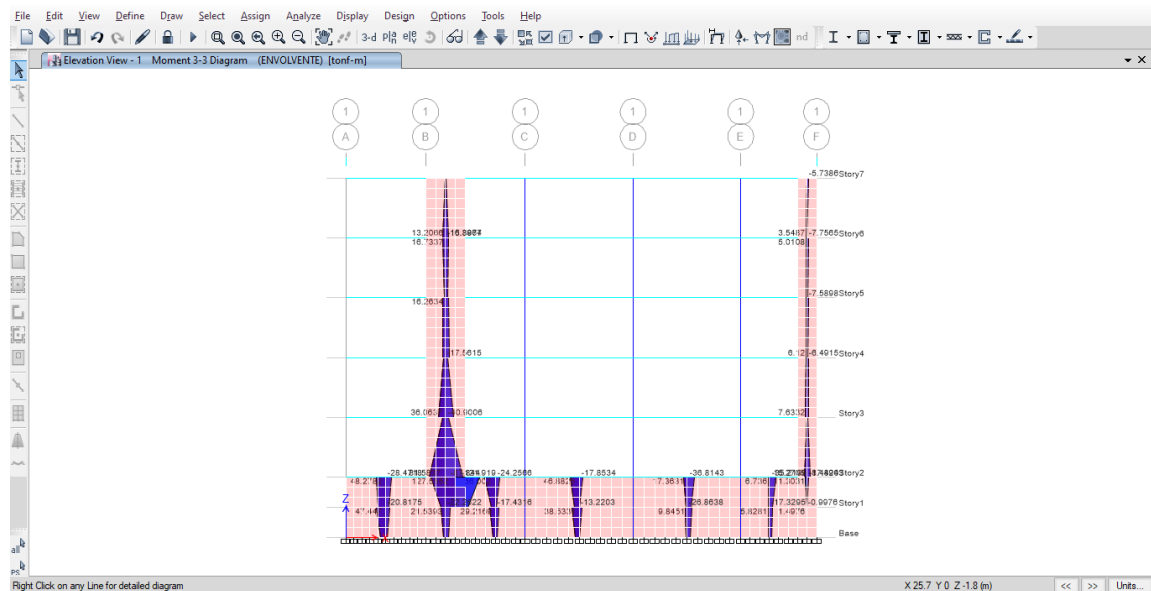


Figura 13-65A: Diagrama envolvente de momentos en placas del eje más desfavorable. Fuente: elaboración propia.

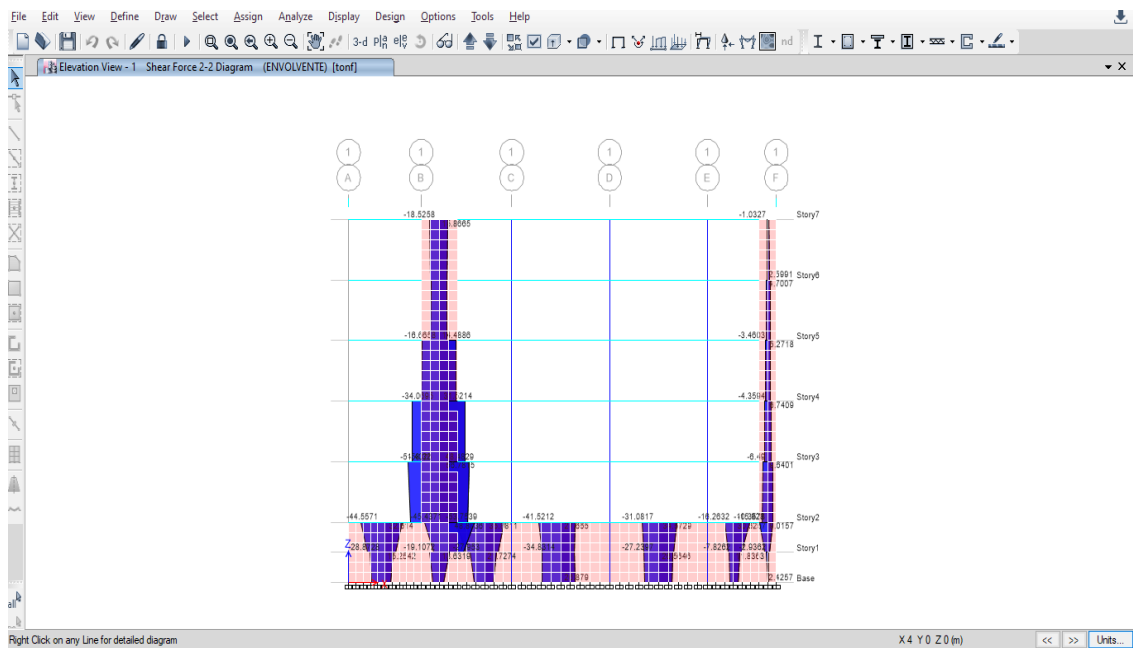


Figura 13-66A: Diagrama envolvente de fuerzas cortantes en placas del eje más desfavorables. Fuente: elaboración propia.

Crearemos las secciones a verificar de los casos más desfavorables como se encontró en el diseño de placas con disipadores de fluido viscoso.

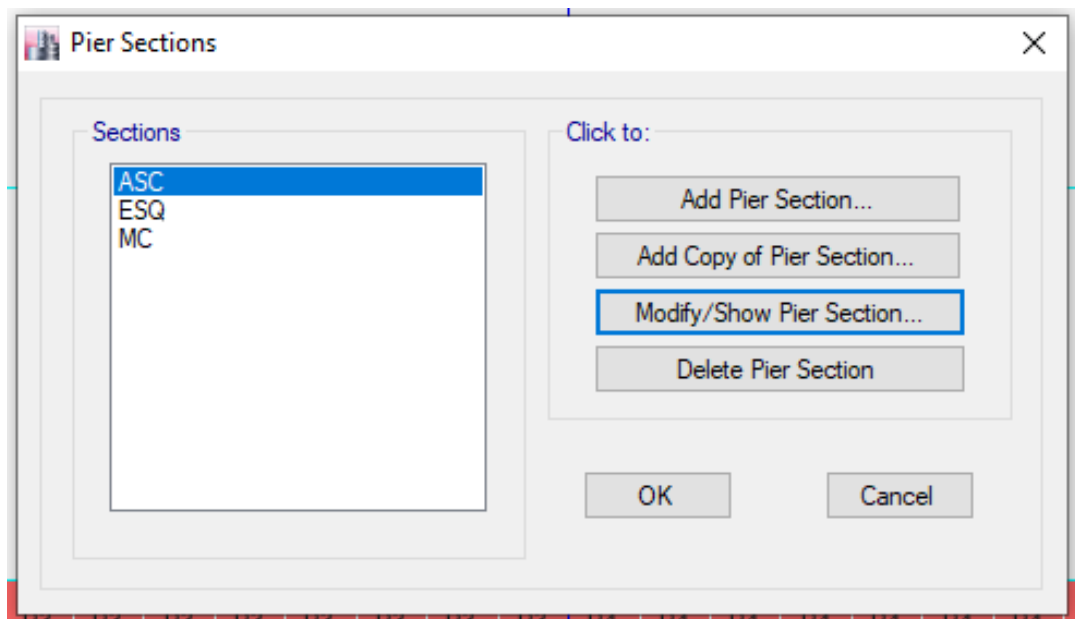


Figura 13-67A: Generación de secciones para las placas de concreto. Fuente: elaboración propia.

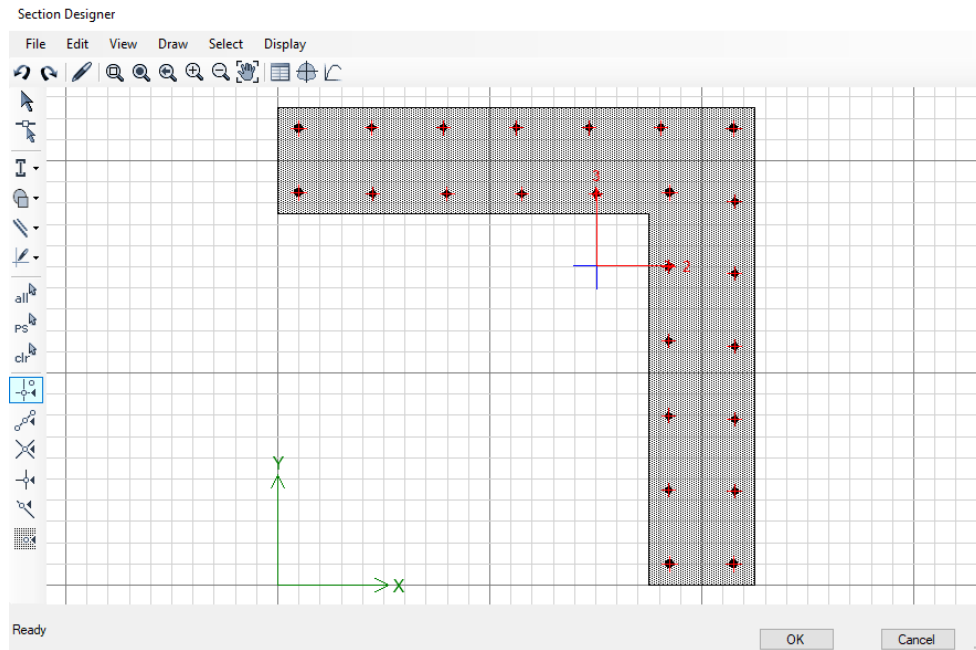


Figura 13-68A: Sección de placas en L. Fuente: elaboración propia.

La sección en L se consideró aceros corrugados de $\frac{5}{8}$ " espaciados cada 20 cm y las esquinas se consideró aceros de $\frac{3}{4}$ ".

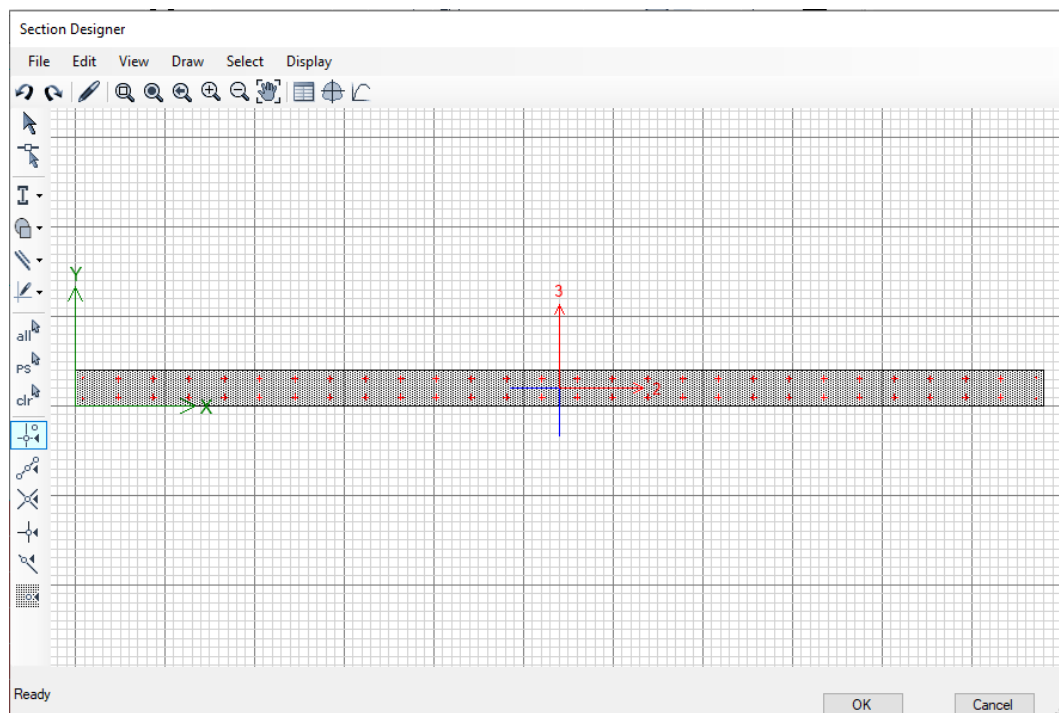


Figura 13-69A: Sección de placas en muros de contención. Fuente: elaboración propia.

La sección de muros de contención se consideró aceros corrugados de $\frac{5}{8}$ " espaciados cada 20 cm.

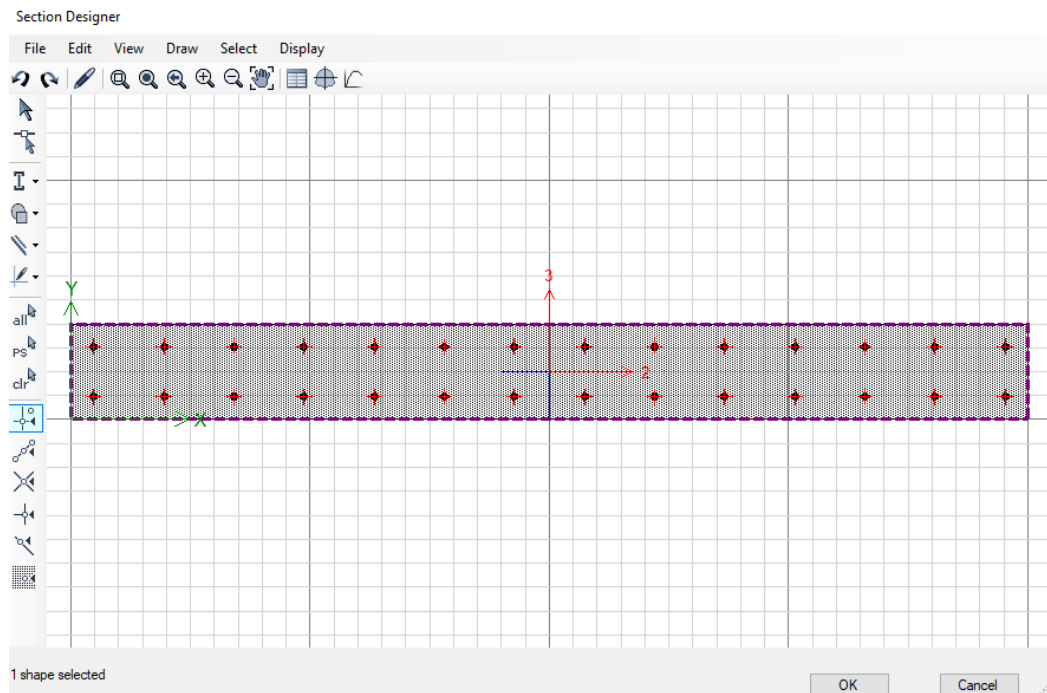


Figura 13-70A: Sección de placas en muros de ascensor. Fuente: elaboración propia.

La sección de muros para el ascensor se consideró aceros corrugados de 5/8” espaciados cada 15 cm.

Posteriormente, se verificarán las secciones creadas y el diseño de los elementos de borde.

Design Code Parameters

ϕ_c	ϕ_s	ϕ_{cs}	$\phi_{cs}(Seismic)$	IP_{max}	IP_{min}	P_{max}
0.9	0.85	0.75	0.8	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ cm	Left Y ₁ cm	Right X ₂ cm	Right Y ₂ cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	2285	0	2380	0	95	20
Bottom	Leg 1	2285	0	2380	0	95	20

Flexural Design for P, M_x and M_y

Station	D/C	Flexural	P _x tonf	M _x tonf-cm	M _y tonf-cm
Top	0.138	UDWaH	-17.2568	-8.084	-430.451
Bottom	0.434	UDWaH	-51.7237	-142.898	-1346.088

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _x tonf	M _x tonf-cm	V _x tonf	ϕV_x tonf	ϕV_y tonf
Top	Leg 1	0.05	UDWaH	2.1981	391.857	11.8072	8.78	20.8025
Bottom	Leg 1	0.05	UDWaH	-44.0795	1180.217	12.0063	3.0187	15.0392

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P _x tonf	M _x tonf-cm	Stress Comp tonf/cm ²	Stress Limit tonf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	39.088	UDWaH	57.4075	-451.188	0.045	0.042	48.588	21.111
Top-Right	Leg 1	5.23	UDWaH	57.4075	334.405	0.041	0.042	10.458	21.111
Bottom-Left	Leg 1	48.217	UDWaH	93.3591	-1376.781	0.095	0.042	57.717	21.111
Bottom-Right	Leg 1	5.956	UDWaH	93.3591	1180.217	0.088	0.042	11.813	21.111

Wall Pier Design Overwrites for ACI 318-14

Item	Value
1 Design this Pier?	Yes
2 LL Reduction Factor	1
3 Design is Seismic?	Yes
4 Pier Section Type	General Reinforcing
5 Section Bottom	ESQ
6 Section Top	ESQ
7 Check/Design Reinforcing	Check
8 Check Compression Block Depth for BZ?	No

Explanation of Color Coding for Pier Section Type

- Blue: All selected items are determined
- Black: Some selected items are defined
- Red: Value that has changed the current session

Figura 13-71A: Verificación de demanda – capacidad para placas en L. Fuente: elaboración propia.

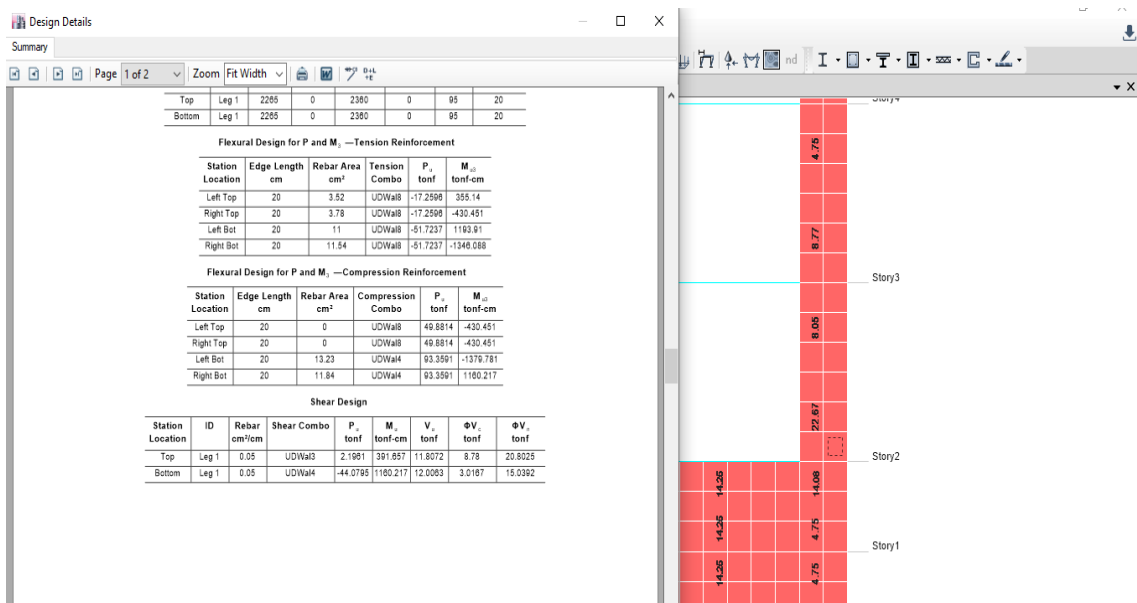


Figura 13-72A: Requerimiento de elementos de borde para placas en L. Fuente: elaboración propia.

Se observa que los aceros empleados satisfacen la demanda capacidad, sin embargo, por su esbeltez necesitará elementos de borde, en este caso se empleó de la misma sección, requiriéndose así, secciones de 20 cm con área de acero de 11.84cm² para compresión.

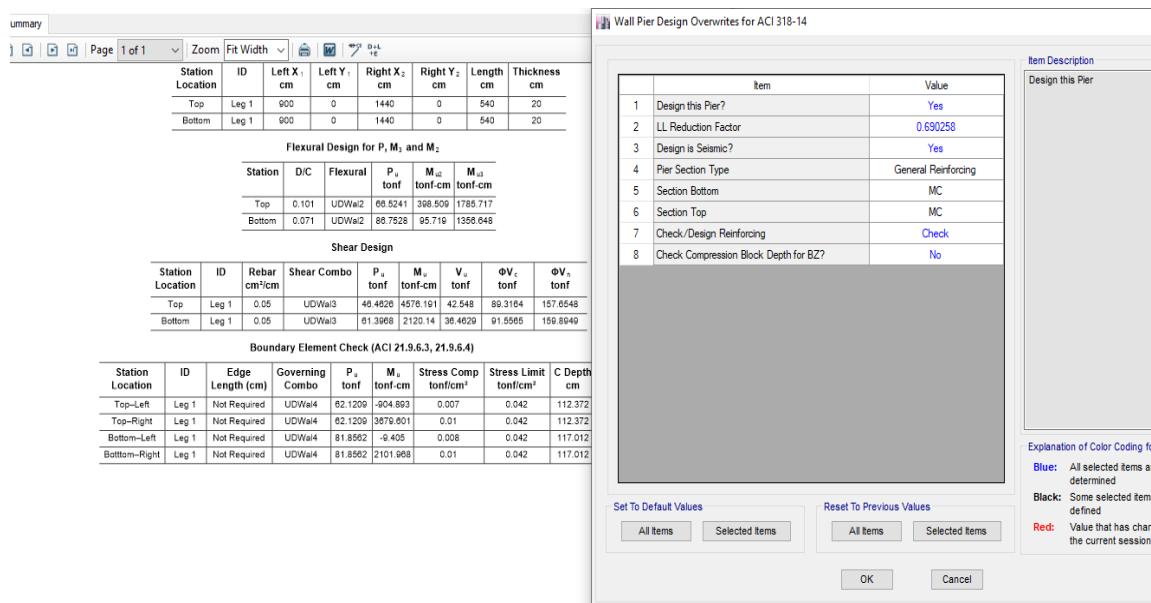


Figura 13-73A: Verificación de demanda - capacidad para muros de contención. Fuente: elaboración propia.

Para el caso de muros de contención ya no serán necesarios los elementos de borde debido a las columnas que ya lo sostienen.

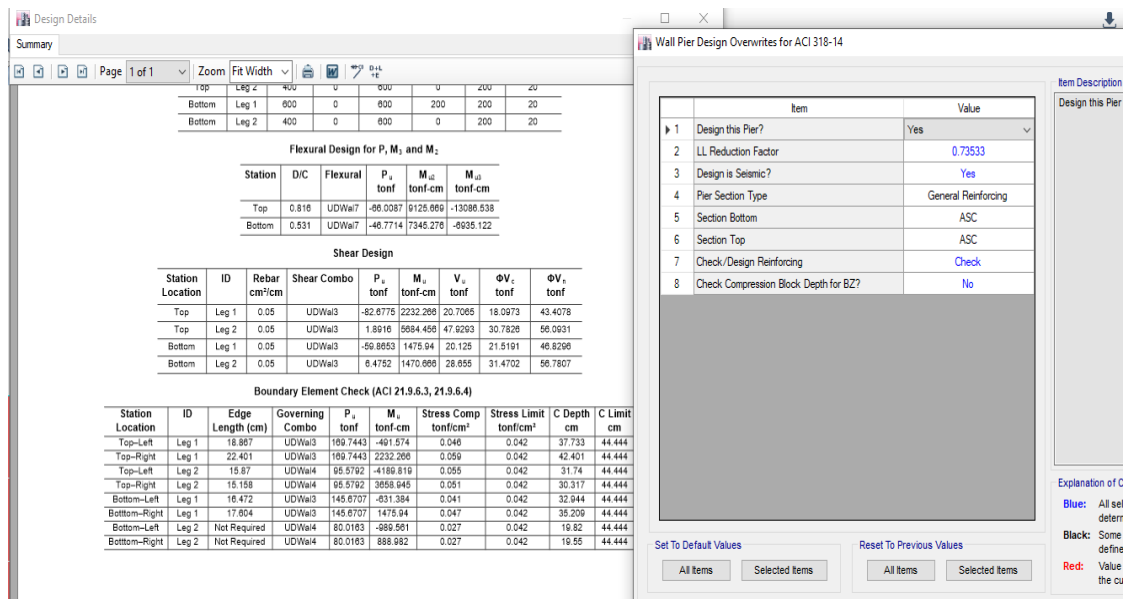


Figura 13-74A: Verificación de demanda capacidad para muros de contención. Fuente: elaboración propia.

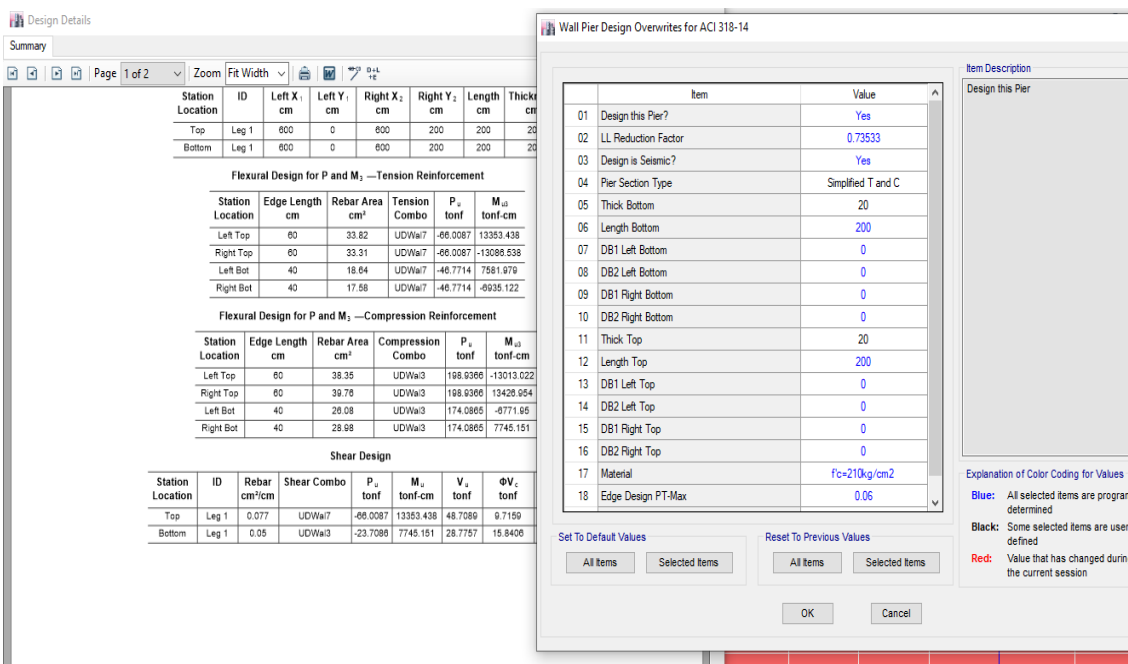


Figura 13-75A: Requerimiento de elementos de borde para muros de ascensor. Fuente: elaboración propia.

Los muros para el ascensor cumplen la demanda capacidad a flexión, sin embargo, necesita elementos de borde que son configurados de la misma sección, es decir 20cm, requiriendo 60cm con un área de acero de 39.76cm², es necesario considerar los elementos ya cargados a la sección inicial.