



FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

“COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN LOCAL COMERCIAL DE TRES NIVELES CON SISTEMA SEMI-COLGANTE, EN LA CIUDAD DE TRUJILLO-PERU, 2020,”

Tesis para optar el título profesional de:

INGENIERO(A) CIVIL

Autores:

Ing. Elvis Guzman Geronimo

Ing. María Estefany Méndez Aguirre

Asesor:

Mg. Ing. Ricardo Daniel Avalos Alayo

Trujillo - Perú

2020

DEDICATORIA

A mi querido hijo, Elvis Gabriel, porque siempre me superaré y daré todo de mí para darte lo mejor, llegaste a mi vida en el momento preciso para darme fuerza y hacerme entender que no hay nada más maravilloso que el amor de padre e hijo.

A mi papá, Elvis Guzman, me enseñaste a que todo en la vida se puede con humildad, sencillez y mucha perseverancia.

A mi mamá, Mercedes Geronimo, con mucho agradecimiento por ayudarme hasta el último momento y porque sé que siempre estarás a mi lado.

DEDICATORIA

A mis padre Enrique
Méndez porque siempre
deseó lo mejor para mí,
por sus consejos y
enseñanzas y su gran
amor hacia sus hijos.

A mi madre Lilia Aguirre
por ser la principal
promotora de mis sueños,
por su amor, sacrificio y
compresión durante toda
mi vida.

A mis familiares que hoy
en día no están físicamente
connmigo, Abuelito Felipe
y Tío Mendo por siempre
sentirse orgullosos y creer
en mí.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por estar siempre pendiente de mí, cuidándome y guiándome por el buen camino.

A mi maestro y gran amigo Mg. Ing. Ricardo Daniel Avalos Alayo, quien me enseñó todo lo que hoy en día sé de esta hermosa carrera de ingeniería civil, quien sin dudar aceptó ser mi asesor y constantemente me impulsa a ser mejor cada día.

A mi mejor amiga y compañera de tesis María Estefany Mendez, por estar siempre en los buenos y malos momentos a mi lado, apoyándome y aconsejándome en todo momento, demostrándome que sigue existiendo hoy en día la amistad verdadera.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios
primeramente por guiar
mi camino y ayudarme a
superar y levantarme de
cada tropiezo para
continuar con más fuerza.

Agradezco a mis padres por su gran
esfuerzo y sacrificio de darme la
oportunidad de estudiar la carrera
de Ingeniería Civil y seguir
apoyándome a alcanzar cada uno de
mis sueños.

A Elvis Guzmán compañero de
tesis y mi mejor amigo por su
amistad sincera, por su apoyo
incondicional a lo largo de todos
estos años y por compartir cada
logro y uno de ellos es esta tesis
que con gran esfuerzo logramos
culminarla.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTO.....	III
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
RESUMEN.....	X
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	1
1.1.1. ANTECEDENTES.....	7
1.1.2. BASES TEÓRICAS.....	12
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	30
1.3. OBJETIVOS.....	30
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	30
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	31
CAPÍTULO II. METODOLOGÍA	31
2.1. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	31
2.1.1. CONCEPTO DE LA VARIABLE	31
2.1.2. OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE.....	32
2.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	34
2.3. UNIDAD DE ESTUDIO	34
2.4. POBLACION	34
2.5. MUESTRA.....	34
2.6.1. VALIDES Y CONFIABILIDAD DE LOS INSTRUMENTOS	36
2.6.2. ESQUEMA DEL PROCEDIMIENTO USADO PARA LA RECOLECCION DE DATOS	37
2.7. MÉTODOS, INSTRUMENTOS Y PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS DE DATOS	38
2.8. PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN	40
2.8.1. DISEÑO DE ARQUITECTURA DEL LOCAL COMERCIAL PARA OFICINAS	42
2.8.2. PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI COLGANTE.....	42
2.8.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS EN EL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI-COLGANTE.....	45
2.8.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA COLABORANTE PARA EL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI-COLGANTE	46
2.8.5. MODELAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL PROGRAMA ETABS DEL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI-COLGANTE	49
2.8.6. ANALISIS SISMICO ESTÁTICO DEL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI-COLGANTE.....	51
2.8.7. ANALISIS SISMICO DINAMICO DEL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI-COLGANTE.....	51
2.8.8. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	51
CAPÍTULO III. RESULTADOS.....	55
3.1. DESCRIPCION BREVE DE LA EDIFICACION	55
3.2. MODELAMIENTO EN EL PROGRAMA ESTRUCTURAL ETABS	65

3.2.1.	<i>MODELAMIENTO DEL SISTEMA APORTICADO</i>	65
3.2.2.	<i>MODELAMIENTO DEL SISTEMA SEMI COLGANTE</i>	67
3.3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION.....	70
3.3.1.	<i>ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION CON SISTEMA APORTICADO</i>	70
3.3.2.	<i>ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION CON SISTEMA SEMI-COLGANTE</i>	75
3.4.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION.....	85
3.4.1.	<i>DISEÑO DE VIGAS A FLEXION</i>	85
3.4.2.	<i>DISEÑO DE VIGAS A CORTANTE</i>	94
3.4.3.	<i>DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESION</i>	101
3.5.	RESULTADOS.....	110
3.5.1.	<i>PERIODOS DE VIBRACION Y MASA PARTICIPATIVA</i>	110
3.5.2.	<i>CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA</i>	112
3.5.3.	<i>DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE ENTREPISO DE LAS ESTRUCTURAS</i>	113
CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES		115
REFERENCIAS		119
3.	Referencias	119
ANEXOS		120

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Clasificación de la variable.....	31
Tabla 2: Operacionalización de la variable.....	32
Tabla 3: Guía de observación Estructural.....	36
Tabla 4: Factores de modificación para el predimensionamiento de columnas.....	43
Tabla 5: Factores de modificación para el predimensionamiento de columnas.....	45
Tabla 6: Coeficiente para la determinación del peralte preliminar en vigas.....	45
Tabla 7: Propiedades de la sección de acero.....	47
Tabla 8: Propiedades del concreto ($f'c=210$ Kg/cm ²).....	48
Tabla 9: Sobre carga admisible (Kg/m ²) con concreto ($f'c=210$ Kg/cm ²).....	48
Tabla 10: Propiedades de los materiales empleados para el modelo estructural.....	65
Tabla 11: Cargas por unidad de área consideradas para el modelo estructural.....	66
Tabla 12: Cargas lineales empleadas en el modelo estructural.....	67
Tabla 13: Propiedades de los materiales empleados para el modelo estructural.....	68
Tabla 14: Cargas por unidad de área consideradas para el modelo estructural.....	69
Tabla 15: Cargas lineales empleadas en el modelo estructural.....	69
Tabla 16: Cálculo de espectro de diseño.....	71
Tabla 17: Reacciones en la base en el análisis estructural en sistema aporticado.....	73
Tabla 18: Desplazamientos Máximos en el análisis estructural en sistema aporticado.....	74
Tabla 19: Cálculo de espectro de diseño.....	76
Tabla 20: Reacciones en la base en el análisis estructural en sistema semi-colgante, del pórtico externo.....	77
Tabla 21: Desplazamientos Máximos en el análisis estructural en sistema semi-colgante, del pórtico externo.....	78
Tabla 22: Reacciones en la base en el análisis estructural en sistema semi-colgante, del pórtico del área extrema.....	80
Tabla 23: Desplazamientos Máximos en el análisis estructural en sistema semi-colgante del área extrema.....	80
Tabla 24: Reacciones en la base en el análisis estructural en sistema semi-colgante, del pórtico del área intermedia.....	82
Tabla 25: Desplazamientos Máximos en el análisis estructural en sistema semi-colgante del área intermedia.....	82
Tabla 26: Reacciones en la base en el análisis estructural en sistema semi-colgante, del pórtico del área con escalera.....	84
Tabla 27: Desplazamientos Máximos en el análisis estructural en sistema semi-colgante del área con escalera.....	84
Tabla 28: Periodos de vibración y % de masa participativa de la estructura aporticada y semi-colgante.....	110
Tabla 29: Cortante basal para los diferentes tipos de sismos empleados tanto para la estructura aporticada como para el sistema semi-colgante.....	112
Tabla 30: Resumen de distorsiones de entrepiso para el sistema aporticado con el sistema semi-colgante.....	113
Tabla 31: Cuadro resumen de presupuesto para el sistema aporticado con el sistema semi-colgante.....	114

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Vista en diagonal del edificio de 10 niveles de con sistema semi-colgante en la ciudad Alcántara, Chile, donde se aprecian los 6 pilares que resisten parte de todo el peso de la estructura.	2
Figura 2: Vista Lateral del edificio de 10 niveles con sistema semi-colgante en la ciudad Alcántara, Chile, donde se aprecia la unión de las vigas peraltadas a las columnas externas edificio.....	2
Figura 3: Vista Lateral del museo de arte de dos niveles de con sistema semi-colgante en la ciudad Sao Paulo, Brasil, donde se aprecia las columnas en el extremo del museo de arte.	3
Figura 4: Vista en planta del museo de arte de dos niveles con sistema semi-colgante en la ciudad de Sao Paulo, Brasil, donde se aprecia las vigas peraltadas unidas a las columnas extremas.....	3
Figura 5: Edificio de concreto armado de 20 pisos ubicado en Jesús María-Lima.	12
Figura 6: Idealización de pórticos en 2D, mostrando desplazamientos debido a fuerzas externas.	13
Figura 7: Sistema Dual (placas y columnas) para una edificación de 7 niveles.	14
Figura 8: Sistema estructural con perfiles de acero.....	15
Figura 9: Sistema estructural con perfiles de acero.....	16
Figura 10: Perfiles de acero más conocidos y utilizados en estructuras metálicas	18
Figura 11: Diseño de una edificación (vivienda) mediante el sistema drywall.	19
Figura 12: Perfil de losa colaborante.....	20
Figura 13: Proceso de remachado.....	21
Figura 14: Partes de un tornillo.....	22
Figura 15: Tipos de tornillos.....	22
Figura 16: soldadura de filete	23
Figura 17: soldadura acanalda (vista lateral)	24
Figura 18: Tipo de investigación.	34
Figura 19: Técnicas e instrumentos de recolección de datos.	35
Figura 20: Esquema de recolección de datos.	37
Figura 21: Derivas para la dirección transversal X-X	39
Figura 22: Espectro de sismo de Diseño.	39
Figura 23: Diagrama de Esfuerzo vs. Deformación del concreto de vigas.....	40
Figura 24: Esquema del procedimiento de la investigación.	41
Figura 25: Clasificación del tipo de columnas para el predimensionamiento de sistema aporticado.	43
Figura 26: Clasificación del tipo de columnas para el predimensionamiento del sistema semi.-colgante.	44
Figura 27: Losa colaborante con armado de acero y concreto.	47
Figura 28: Figura de sección de Losa colaborante.....	48
Figura 29: Cargas de gravedad y cargas sísmicas.....	50
Figura 30:Distribución arquitectónica del 1° nivel de la edificación del sistema a porticado.	57
Figura 31: Distribución arquitectónica del 2° y 3° nivel de la edificación del sistema aporticado.	58
Figura 32:Corte B-B de la edificación con sistema aporticado.....	59
Figura 33:Distribución arquitectónica del 1° nivel de la edificación del sistema semi-colgante.	60
Figura 34: Distribución arquitectónica del 2° y 3° nivel de la edificación del sistema semi colgante.	61
Figura 35:Corte B-B de la edificación con sistema semi-colgante.	62
Figura 36: Esquema estructural de la edificación con sistema aporticado.	63
Figura 37: Esquema estructural de la edificación con sistema semi-colgante.....	64
Figura 38: Secciones de vigas y columnas usadas para el modelado estructural del sistema Aporticado.	65
Figura 39: Secciones de vigas y columnas usadas para el modelado estructural del sistema Semi-colgante.	67
Figura 40: Modelo estructural de la edificación con sistema aporticado.	71
Figura 41: Grafica de cálculo de espectro de diseño.	72
Figura 42: Modelo estructural de la edificación con sistema semi-colgante.	75
Figura 43: Grafica de cálculo de espectro de diseño.	76
Figura 44: vista de perfil (extremos) del modelo estructural con sistema semi-colgante.....	79
Figura 45: vista de perfil (internos) del modelo estructural con sistema semi-colgante.	81
Figura 46: vista de perfil del modelo estructural con sistema semi-colgante en el área con escalera.	83
Figura 47: Diagrama del momento flector más desfavorable del eje 3 para el sistema aporticado.....	86
Figura 48: Diagrama del momento flector más desfavorable del eje H para el sistema aporticado.	87
Figura 49: Acero requerido (en cm ²) calculado por el programa de análisis estructural etabs para el pórtico del eje 3.....	88

Figura 50: Acero requerido (en cm ²) calculado por el programa de análisis estructural etabs para el pórtico del eje H.....	89
Figura 51: Detalle del acero de refuerzo de la viga principal del 1° nivel de los pórticos transversales, comprendidos desde el eje A hasta el eje E.....	90
Figura 52: Detalle del acero de refuerzo de la viga secundaria del 1° nivel de los pórticos, comprendidos desde el eje 1 hasta el eje 3.	91
Figura 53: Diagrama del momento flector más desfavorable de las vigas interiores y exteriores.	92
Figura 54: Acero requerido (en cm ²) calculado por el programa de análisis estructural etabs para el pórtico del eje H.....	93
Figura 55: Acero requerido (en cm ²) calculado por el programa de análisis estructural etabs para el pórtico del eje D.....	93
Figura 56: Detalle del acero de refuerzo de la viga exterior del 1° nivel de los pórticos, comprendidos desde el eje 1 hasta el eje 3.	94
Figura 57: Detalle del acero de refuerzo de la viga interior del 1° nivel de los pórticos, comprendidos desde el eje 1 hasta el eje 3.....	94
Figura 58: Diagrama de la fuerza cortante más desfavorable del tramo más corto.....	95
Figura 59: fuerza cortante máxima del primer piso entre los ejes 1-3.....	95
Figura 60: Diagrama de la fuerza cortante más desfavorable de la viga exterior del tramo más largo.....	96
Figura 61: fuerza cortante máxima del primer piso entre los ejes 1-3 de la viga exterior.	96
Figura 62: Diagrama de la fuerza cortante más desfavorable de la viga interior del tramo más largo.	97
Figura 63: fuerza cortante máxima del primer piso entre los ejes 1-3 de la viga interior.	97
Figura 64: Diagrama de la fuerza cortante más desfavorable de la viga exterior del sistema semicolgante...	98
Figura 65: fuerza cortante máxima del primer piso de la viga exterior de los ejes A y G.....	99
Figura 66: Diagrama de la fuerza cortante más desfavorable de la viga interior del sistema semi-colgante.	100
Figura 67: fuerza cortante máxima del primer piso de la viga interior de los ejes C y E.....	100
Figura 68: Detalle del acero de refuerzo de la sección de las columnas empleadas en el sistema aporticado.	101
Figura 69: Acero de refuerzo calculado en (cm ²) por el programa estructural ETABS para el sistema aporticado.....	102
Figura 70: Diagrama de interacción de la columna más crítica del sistema aporticado ubicada en la intersección de los ejes “F” y “2.”.....	103
Figura 71: Ratios de demanda de capacidad para todas las columnas en el sistema aporticado. Se puede apreciar que las columnas están trabajando a menos del 100% de capacidad maxima.	104
Figura 72: Detalle del acero de refuerzo de la sección de las columnas empleadas en el sistema semi-colgante.	105
Figura 73: Acero de refuerzo calculado en (cm ²) por el programa estructural ETABS para el sistema semi-colgante.	106
Figura 74: Diagrama de interacción de la columna más crítica del sistema semi-colgante en el extremo. ...	107
Figura 75: Diagrama de interacción de la columna más crítica del sistema semi-colgante en los internos..	108
Figura 76: Ratios de demanda de capacidad para todas las columnas en el sistema semi-colgante. Se puede apreciar que las columnas están trabajando a menos del 100% de capacidad máxima.	109

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo principal determinar el comportamiento sísmico de una edificación de concreto armado de un local comercial de tres niveles con sistema semi colgante.

El estudio se desarrolló en la ciudad de Trujillo, región la Libertad en el año 2020, con el propósito de desarrollar nuevas tecnologías constructivas y sistemas estructurales capaces de soportar lo máximo posible durante un sismo. La importancia de la presente investigación reside en la posibilidad que brinda de predecir el comportamiento de una estructura con sistema semi-colgante frente a las consideraciones mínimas de la norma E0.30 “Diseño Sismorresistente” que, en comparación con el sistema aporticado, este sistema aísla los diafragmas rígidos, teniendo menos daño al momento de ocurrir un sismo. Este sistema permite a los ingenieros diseñadores de estructuras tener mayores luces libres y menos daños estructurales, ayudando de esta manera a cumplir con el objetivo de salvaguardar la integridad física de las personas y disminuir las pérdidas económicas producto de un sismo.

El resultado principal que se obtuvo de la investigación fue que el comportamiento sísmico de la estructura semi-colgante para un local comercial de tres niveles, en cual se determinó que tiene un desempeño sísmico operacional funcional, dando seguridad a los ocupantes de la edificación y que no se verán afectados si existiera un sismo en este tipo de sistema.

ABSTRACT

The main objective of this research work is to determine the seismic behavior of a reinforced concrete building of a three-level commercial premises with a semi-hanging system.

The study was carried out in the city of Trujillo, La Libertad region in the year 2020, with the purpose of developing new construction technologies and structural systems capable of supporting as much as possible during an earthquake. The importance of this research lies in the possibility of predicting the behavior of a structure with a semi-hanging system against the minimal considerations of the E0.30 “Seismic-resistant Design” standard which, in comparison with the system provided, this system insulates rigid diagrams, having less damage at the time of an earthquake. This system allows structural design engineers to have greater free lights and less structural damage, thus helping to meet the objective of safeguarding the physical integrity of people and reducing economic losses resulting from an earthquake.

The main result that was obtained from the investigation was that the seismic behavior of the semi-hanging structure for a three-level commercial premises, in which it was determined that it has a functional operational seismic performance, giving security to the occupants of the building and that They will not be affected if there is an earthquake in this type of system.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA

El comportamiento sísmico de una estructura de concreto armado es una de las partes más importantes del diseño estructural de una edificación ya que mediante él nos aseguramos de que nuestra estructura resistirá las cargas y movimientos sísmicos a las que estará sometida en su vida útil. Además, debido a que nuestro país está ubicado en una zona de alta actividad sísmica, el análisis sísmico de las estructuras de concreto armado, es de carácter obligatorio para proyectar estructuras sismo-resistentes capaces de mantener su estructura con menor daño posible y así poder salvaguardar la vida de todas las personas, después de soportar una actividad sísmica. Las edificaciones con un óptimo análisis sísmico de sus estructuras deberán ser lo suficientemente fuerte y dúctil como para soportar los esfuerzos generados por las deformaciones internas. (Cabrera Cabrera, 2003)

El primer edificio semi-colgante en Chile fue realizado para el banco BCI ubicado en Alcántara 99, culminado en el año 2016, con un área de 22 000 m², con un total 10 pisos y 5 subterráneos, libre sin muros interiores. La estructura posee 12 columnas exteriores de concreto armado a la vista, 6 columnas a cala lado conectadas por 6 vigas peraltadas de concreto armado, por el interior cuenta con 18 columnas de sección circular de concreto armado por cada piso denominas CPI o columnas postensadas invertida, al interior de cada pilar se encuentra los cables de acero tensados hacia arriba, llamados multitoron, los cuales se les inyecta lechada de cemento para aumentar la resistencia y permeabilidad. (Escalana, 2017)



Figura 1: Vista en diagonal del edificio de 10 niveles de con sistema semi-colgante en la ciudad Alcántara, Chile, donde se aprecian los 6 pilares que resisten parte de todo el peso de la estructura.

Fuente: (Escalana, 2017)



Figura 2: Vista Lateral del edificio de 10 niveles con sistema semi-colgante en la ciudad Alcántara, Chile, donde se aprecia la unión de las vigas peraltadas a las columnas externas edificio.

Fuente: (Escalana, 2017)

En Brasil desde el año 1958 se empezó a desarrollar el museo de Arte Contemporánea en Sao Paulo, a 8 metros del suelo y con 74 metros de luz entre los pilares, construido en 1968, tiene 10 000 m² de área, el cual tiene 4 pilares entrelazados por dos enormes vigas, las cuales funcionan como un exoesqueleto, que sostiene el edificio para permitir que los visitantes mantengan un recorrido fluido, sin interrupciones. (Duque, 2011)

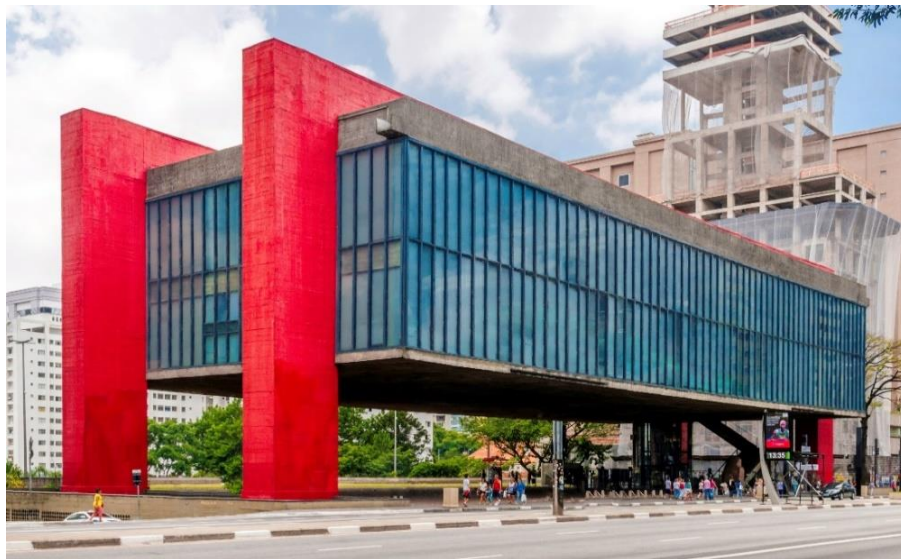


Figura 3: Vista Lateral del museo de arte de dos niveles de con sistema semi-colgante en la ciudad Sao Paulo, Brasil, donde se aprecia las columnas en el extremo del museo de arte.

Fuente : (Duque, 2011)



Figura 4: Vista en planta del museo de arte de dos niveles con sistema semi-colgante en la ciudad de Sao Paulo, Brasil, donde se aprecia las vigas peraltadas unidas a las columnas extremas.

Fuente : (Duque, 2011)

En nuestro país existen edificaciones con sistemas estructurales de concreto armado como los son las estructuras aporricados, placas y de albañilería confinada, sin embargo, este sistema estructural especial semi-colgante aún no se ha desarrollado, por ello se llegó a la conclusión que este tipo de estructura de concreto armado con sistema semi-colgante se desarrolle en los próximos años debido a que es una innovación al desarrollo constructivo como también resuelve los problemas a la distribución de espacios para las distintas arquitecturas modernas.

Debido a que el sistema estructural semi-colgante está aún en investigación en América Latina, más no se ha aplicado en nuestro país, no se han realizado obras con este tipo de sistema especial en nuestra ciudad de Trujillo, a pesar de que, sería una edificación óptima para varias empresas que requieran de la distribución especial para oficinas u cualquier tipo de uso donde requieran tener una arquitectura especial.

La entidad responsable es la NTP E030-2018 que cubre el diseño sismorresistente de las edificaciones de concreto armado, donde sea aplicable en otras construcciones. Dentro de los temas tratados se encuentran: análisis estático, análisis dinámico, excentricidades y el análisis de comportamiento lineal-elástico.

(Gonzales Toyco & Veli Segovia, 2016) en su tesis denominada “Evaluación del comportamiento sísmico de una edificación con sistema MDL aplicando la NTP E 030 y la norma chilena 433-2012” llega a la conclusión que “De acuerdo al control de distorsiones, la NTP E030-2018 cumple con el límite del control de distorsiones, teniendo un valor máximo 0.002717 menor que el límite de 0.005, la Nch 433-2012 también cumple con el control de distorsiones con un valor máximo de 0.0006 menor que el límite 0.002 por la altura de entrepiso”. La NTP E030-2016 es el 54 % y la Nch 433-2012 es el 30 % del control de distorsión por lo cual la Nch 433-2012 tendrá un mejor comportamiento sísmico, se acepta la hipótesis de investigación.

Se aprecia que con los requerimientos de la versión vigente de la Norma E.030, las estructuras pueden llegar a aumentar de forma considerable sus desplazamientos obtenidos del análisis. Esto obliga a aumentar la rigidez lateral del edificio, con el fin de controlar estos desplazamientos. (Muñoz Minoru, 2017)

(Guevara Dongo, 2013) en su tesis “Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un Hotel-Restaurant-ubicado en el Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia Santa” llega a la conclusión de que “La utilización de programas de diseño estructural como el Etabs para el cálculo de las estructuras mejora el diseño en concreto armado al darle mayor precisión y no sobredimensionando ni sobre reforzando los elementos resistentes”. El uso de estos programas de diseño también nos permite reflejar de manera más real los efectos de los sismos sobre la estructura. Sin embargo, se debe verificar en todo momento la veracidad de los resultados ya que la incorrecta utilización del programa podría tener consecuencias graves en el diseño. (Cruz Barreto & Dieguez Mendoza, 2015) afirman que el programa estructural Etabs es un programa utilizado por ingenieros estructurales, para el análisis y diseño estructural de edificios, ayudando al cálculo de estructuras con formas regulares, irregulares y complejas permitiendo trazar no solo rectas si no también curvas, tiene buena precisión y exactitud en sus cálculos al trabajar con elementos finitos.

VMB Ingeniería Estructural, es una empresa reconocida por su experiencia y calidad en el diseño de edificios, centros comerciales, hoteles, instalaciones industriales. Siendo uno de ellos el primer edificio semi-colgante en América latina de 11 pisos, 5 subterráneos y sin muros interiores. Esta empresa liderada actualmente por Rodrigo Mujica y Leopoldo Brescia, quienes junto a un equipo de experimentados profesionales forman un conjunto estable y homogéneo que realizan diseños estructurales para grandes proyectos de concreto armado.

El MASP, Museo de Arte Contemporáneo de Sao Paulo, fue diseñado por la importante arquitecta Lina Bo Bardi el año 1958, constituyendo un proyecto emblemático de la arquitectura moderna de Brasil, al ser parte de uno de los edificios más importantes de la renovación de la ciudad. Construido gracias a genial idea de Pietro María Bardi, marido de Lina, quien, junto a Assis Chateaubriand, decidieron crear un nuevo museo de arte en Sao Paulo.

En el presente estudio se busca analizar, diseñar y verificar el comportamiento sísmico de una estructura de concreto armado de un local comercial de tres niveles con sistema semi-colgante para uso de oficinas, para ello se seguirán las recomendaciones proporcionadas en las normas del reglamento nacional de edificaciones E.030 para la metodología de comportamiento Sísmico para diversos niveles de peligro y durabilidad de la estructura.

Esta investigación tiene como propósito evidenciar la importancia y la eficacia del comportamiento sísmico de una estructura de concreto armado en particular la de un local comercial de tres 3 niveles con sistema semi-colgante para uso de oficinas, para confirmar la resistencia, operatividad y durabilidad de este sistema especial luego de resistir un sismo. El acontecimiento de un sismo cualquiera que fuese su magnitud no puede predecirse con una gran precisión, por lo que es trascendental que diseñemos de manera acertada y con investigaciones continuas con el fin de que los efectos del sismo causen los mínimos daños posibles.

1.1.1. ANTECEDENTES

ANTECEDENTE N° 01

“EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE UNA EDIFICACION CON SISTEMA MDL APLICANDO LA N.T.P. E030-2016 Y LA NORMA CHILENA 433-2012”

(Gonzales Toyco & Veli Segovia, 2016) Evaluar las normas de diseño sismorresistente en estudio para determinar el que ofrece mejor comportamiento sísmico en las edificaciones con sistema MDL mediante el control de distorsiones. Con el apoyo del programa ETABS 2015 se realizó la modelación del edificio “Ciudad del Sol de Collique”, colocando las fuerzas sísmicas en el centro de masa por cada piso, y así obtener los desplazamientos en cada nivel. Las normas de diseño sismorresistente proporcionan un método de cálculo del coeficiente de amplificación sísmica para cada norma, en el caso de la NTP E030-2016 el coeficiente amplificación sísmica nos salió 2.5 y en la NCH 433-2012 nos salió un valor de 0.253, esto significa que la cortante basal será menor en la NCH 433-2012. De acuerdo al control de distorsiones, la NTP E030-2016 cumple con el control de distorsiones, teniendo un valor máximo 0.002717 menos que el 0.005, la NCH 433-2012 también cumple con el control de distorsiones con un valor máximo de 0.0006 menor que el limite 0.002 por la altura de entrepiso. La NTP E030-2016 es el 54% y la NCH 433-2012 es el 30% del control de distorsión por lo cual la NCH 433-2012 tendrá un mejor comportamiento sísmico, se acepta la hipótesis de investigación.

Este estudio aportara un mejor entendimiento a las distorsiones de acuerdo a nuestra norma E030-2016, la cual nos indica que nuestros elementos estructurales tendrán que tener mayor rigidez en comparación al país de Chile.

ANTECEDENTE N° 02

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO PISOS Y TRES SÓTANOS UBICADO EN EL DISTRITO DE BARRANCO”

(Muñoz Minoru, 2017) Como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado con tres sótanos y cinco pisos. Se realizó el modelamiento 3D del edificio con la ayuda del programa de computación ETABS con la finalidad de realizar el análisis sísmico para verificar que se cumplan los requerimientos de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones y para obtener las cargas sísmicas de los elementos. El uso de programas de computadora, como SAP2000 y ETABS facilita, de manera considerable, el análisis estructural del edificio. Se puede realizar un modelo 3D del edificio para realizar el análisis sísmico y usar el 2D de los pórticos para análisis de gravedad. Estos resultados fueron verificados, con el fin de que sean coherentes con los resultados estimados, según el buen criterio del diseñador. Se aprecia que con los requerimientos de la versión vigente de la Norma E0.30, las estructuras pueden llegar a aumentar de forma considerable sus desplazamientos obtenidos del análisis. Esto obliga a aumentar la rigidez lateral del edificio, con el fin de controlar estos desplazamientos.

Este estudio aporta la confiabilidad de utilizar los programas estructurales tales como el SAP2000 y ETABS para el análisis estructural de las edificaciones y a la vez nos aporta que para para controlar los desplazamientos de acuerdo a la norma E.030 se tiene que aumentar la rigidez de los elementos.

ANTECEDENTES N° 03

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”

(Arapa Álvarez, 2017) Analizar y diseñar el sistema estructural en concreto armado del edificio multifamiliar de siete niveles en el centro poblado Jayllihuaya. Que permita ofrecer una infraestructura adecuada, segura y funcional y cumpla con las exigencias de una infraestructura que brinde seguridad apropiada. Se realizó el análisis estructural de la infraestructura, donde se desarrolló satisfactoriamente mediante las normas vigentes peruanas (E-0.20, E-0.30, E-0.50 y E-0.60), ofreciendo una infraestructura adecuada, segura y funcional, en base a las normas. Para satisfacer los parámetros de la funcionalidad de la infraestructura como es evidente se recurrió a las teorías del análisis y diseño estructural, para obtener un edificio bien estructurado, utilizar las dimensiones adecuadas y de tal manera garantizar la distribución de ambientes más cómodos.

Este estudio aporta que para cumplir un diseño adecuado, seguro y funcional no es solo requerir la norma E-0.30 Diseño Sismorresistente, se requiere también ir de la mano con las normas E-0.20 Cargas, E-0.50 Suelos y Cimentaciones y la E-0.60 Concreto Armado con el fin de garantizar un óptimo diseño estructural.

ANTECEDENTES N° 04

“ANÁLISIS COMPARATIVOS ENTRE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL (APORTICADAS Y CUBIERTAS)”

(Perozo Cedeño & Almánzar Luciano, 2016) Realizar el análisis comparativo estructural y económico entre las estructuras de hormigón armado y metálico (aporticadas y con cubiertas). Se realizó el uso de los programas tomando en cuenta las normativas de nuestro país y algunas internacionales, entre las que citamos el R-001, R-033, R-0.28 y la ACI318-08, cumpliendo así con requerimientos como, aceleraciones, derivas, torsiones excesivas, coeficiente de cortante basal y efecto de piso suave, De los modelos desarrollados en cuanto a lo estructural, tales como el polideportivo el cual arrojó como resultado que en estructura de hormigón armado fue posible llegar hasta el último rango de ratios (relación entre la carga que recibe el elemento / la capacidad de soporte ≤ 1), propuesto (0.75 – 1), cumpliendo así con todos los requerimientos establecidos por las normativas, en cuanto al caso del polideportivo de la metálica, se comenzaron a presentar falla al momento de alcanzar los dos últimos rangos de ratio (0.50-0.5, 0.75-1), de dichos rango en adelante la estructura comenzó a presentar fallas por desplazamientos laterales excesivos superando esto el admisible (0.008/Cd). Para el caso del Edificio multifamiliar de 5 niveles tanto el hormigón armado como para la metálica lograron alcanzar ambos el mismo rango de ratios (relación entre la carga que recibe el elemento/la capacidad de soporte ≤ 1), pero su falla se debieron a razones distinta, para el caso de hormigón su falla se debió a torsión excesiva y para el

caso de la metálica su falla fue producto de la derivas; Por último el hospital al igual que los otros fue analizado para hormigón, fallando este en su último ratio (0.75-1) por piso suave y relación 6/5 viga/columna y para el caso de la metálica su falla se produjo a partir del tercer rango en adelante (0.50-075, 0.75-1) debido a la torsión excesiva. Las estructuras metálicas son siempre más baratas que las estructuras en hormigón armado, siempre y cuando el tiempo de ejecución de la estructura menor que la misma construida en hormigón armado, la cual multiplicada por el uso que tendrá la estructura por la productividad de la misma, supere con creces la diferencia de costos de la misma, siempre tomando en consideraciones el uso que tendrá la estructura.

El estudio aporta que las estructuras metálicas son más livianas comparadas con los elementos de concreto armado, las cuales generaran menos pesos al momento de diseñar la estructura interna, la cual estará colgando de la viga principal en cada pórtico independiente y además más rápido el proceso de construcción (montaje y armado), las cuales favorecerán en temas de costos al momento de comparar con una estructura de concreto armado.

1.1.2. BASES TEÓRICAS

1.1.2.1. Estructuras de Concreto Armado

Las estructuras de concreto armado son muy rígidas, requieren de poco mantenimiento, comparado con otros materiales tiene una larga vida de servicio. Bajo condiciones apropiadas, las estructuras de concreto armado pueden usarse indefinidamente sin reducción en sus capacidades de carga. Esto puede explicarse por el hecho de que la resistencia no disminuye con el tiempo, sino que en realidad aumenta con los años debido al largo proceso de solidificación de la pasta de cemento. (McCormac & Brown, 2013).

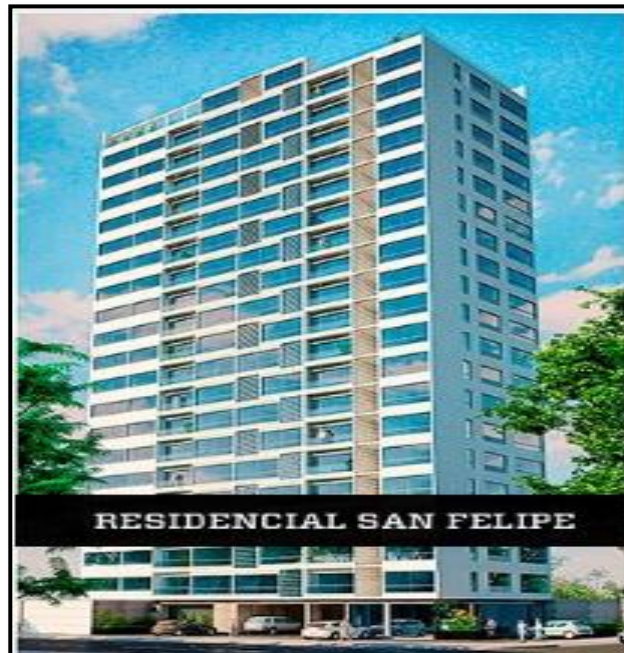


Figura 5: Edificio de concreto armado de 20 pisos ubicado en Jesús María-Lima.

1.1.2.1.1. Sistema Aporticado

Son otras estructuras cuyo comportamiento está gobernado por la flexión. Están conformados por la unión rígida de vigas y columnas. Es una de las formas más populares en la construcción de estructuras de concreto reforzado y acero estructural para edificaciones de vivienda multifamiliar u oficinas.

Según (Merchan, 2008) nos describe que un pórtico tiene no solo dimensiones longitudinales, sino transversales, como el ancho y la altura de la sección transversal y estos valores influyen en el análisis de la estructura; sin embargo, la determinación definitiva de las dimensiones de los elementos es el objetivo final del denominado «diseño estructural». Este «círculo vicioso» lo rompe el diseñador suponiendo inicialmente unas dimensiones, de acuerdo al tipo de estructura y a su conocimiento basado en la experiencia que ha tenido con esas estructuras. Una vez supuestas unas dimensiones, el análisis se hace con modelos matemáticos pertinentes, previas algunas simplificaciones. La simplificación más común, es analizar una estructura de dimensiones teóricas en que los elementos no tienen secciones físicas, sino parámetros asociados a ellas como el área, el momento de inercia.

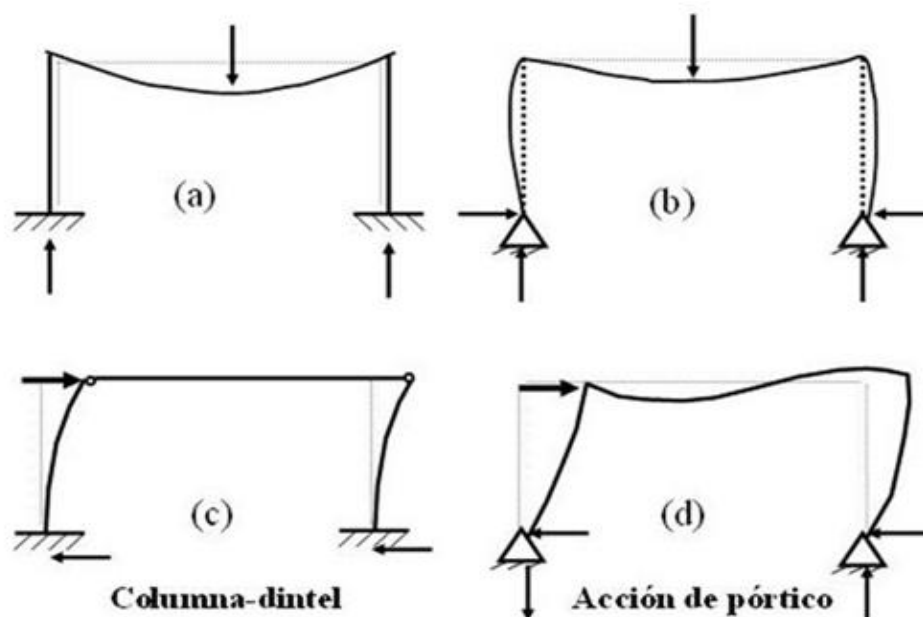


Figura 6: Idealización de pórticos en 2D, mostrando desplazamientos debido a fuerzas externas.

Fuente: (Merchan, 2008)

1.1.2.1.2. PLACAS

Según (Ospina Larrea, 2011) señala que los muros estructurales generalmente van escondidos en paredes y son elementos que contienen un enorme potencial de rigidez y resistencia ante fuerzas laterales que se activa una vez empieza un terremoto. El objetivo de este sistema combinado de pórtico espacial combinado con muros de corte que el Código Ecuatoriano de la Construcción del 2011 ha definido como “dual”, es distribuir la totalidad de la energía sísmica transmitida a la estructura en la siguiente proporción: los muros de corte deben tomar el 75% del Cortante Basal y el 25% restante debe ser tomado por el pórtico espacial compuesto de vigas y columnas con sus nudos flexo-resistentes.



Figura 7: Sistema Dual (placas y columnas) para una edificación de 7 niveles.

1.1.2.2. Estructuras de Acero

En el desarrollo de la NEC-2015, capítulo NEC-SE-AC se ha considerado la filosofía de diseño en la que un edificio de acero, generalmente se lo divide en dos: la parte que resiste las cargas gravitacionales y la que resiste las cargas laterales, En tal sentido, sólo ciertas partes de la estructura están diseñadas para resistir las cargas sísmicas, mientras que una buena parte de elementos están dimensionados para resistir sólo las cargas verticales. (Secretaría de Gestión de Riesgos; Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Programa de las Naciones Unidas para el desarrollo, 2016)



Figura 8: Sistema estructural con perfiles de acero.

1.1.2.2.1 Perfiles de Acero

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas.

Los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales. Sin embargo, hay una clara distinción entre las vigas estándar americanas (llamadas vigas

S) y las vigas de patín ancho (llamadas vigas W). La superficie interna del patín de una sección W es casi paralela a la superficie externa con una pendiente máxima de 1 a 20 en el interior; mientras que la viga S tienen una pendiente de 1 a 6 en el interior de sus patines.

Los espesores constantes o casi constantes de la viga W a diferencia de los patines de la viga S, facilitan las conexiones. (McCormac & Nelson, 2011).

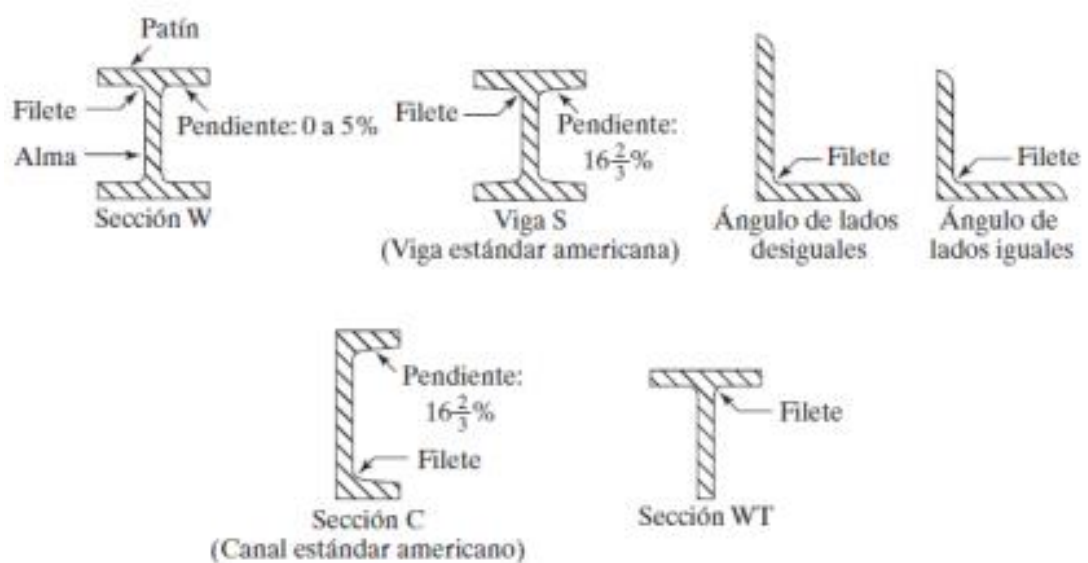


Figura 9: Sistema estructural con perfiles de acero.

Fuente: McCormac 2011: 9

De acuerdo a (Urbán Brotóns, 2006) nos indica los tipos de perfiles más utilizados en estructuras son los siguientes:

PERFIL IPN. - Su sección tiene forma de I (doble T). Caras exteriores de las alas normales al alma. Caras interiores inclinadas un 14%. Bordes redondeados interiormente. Dimensiones desde 80 hasta 600mm.

Forma de trabajo: resiste perfectamente a flexión, no mucho a compresión.

PERFIL IPE. - Sección en forma de doble T. Caras exteriores e interiores de las alas paralelas y normales al alma. Espesor constante. Dimensiones desde 80 hasta 600mm
Forma de trabajo: resiste muy bien a flexión. Soporta pequeñas compresiones.

PERFIL HE.- Su sección semejante a la del perfil IPE, pero la relación en b/h es mayor en el HE que en el IPE. Dimensiones desde 100 hasta 600 mm. Existen tres series: normal (HEB), ligera (HEA) y pesada (HEM), forma de trabajo: muy bien a flexión y a compresión.

PERFIL UPN. - Sección en forma de U, caras interiores con inclinación del 8%. Dimensiones desde 80 hasta 300 mm. Forma de trabajo: unido a otro perfil igual, trabaja muy bien a compresión. Individualmente soporta tracciones y pequeñas compresiones.

PERFIL L.- Sección en forma de Angulo recto, con las alas de igual longitud. Dimensiones desde el 25-3 hasta 200-20. Forma de trabajo: soporta tracciones y pequeñas compresiones.

PERFIL LD.- Sección en ángulo recto. Alas de distinta de distinta longitud. Dimensiones desde 80.50.8 hasta 150.90.13. Forma de trabajo: soporta tracciones, flexiones no muy grandes y pequeñas compresiones.

PERFIL T.- Sección en forma de T simple. Tiene un camto igual al ancho del ala ($a=b$). Dimensiones desde 30.30.4 hasta 100.100.11 mm, forma de trabajo: soporta tracciones, flexiones no muy grandes y pequeñas compresiones.

A continuación, se detallan las secciones de los mencionados perfiles:

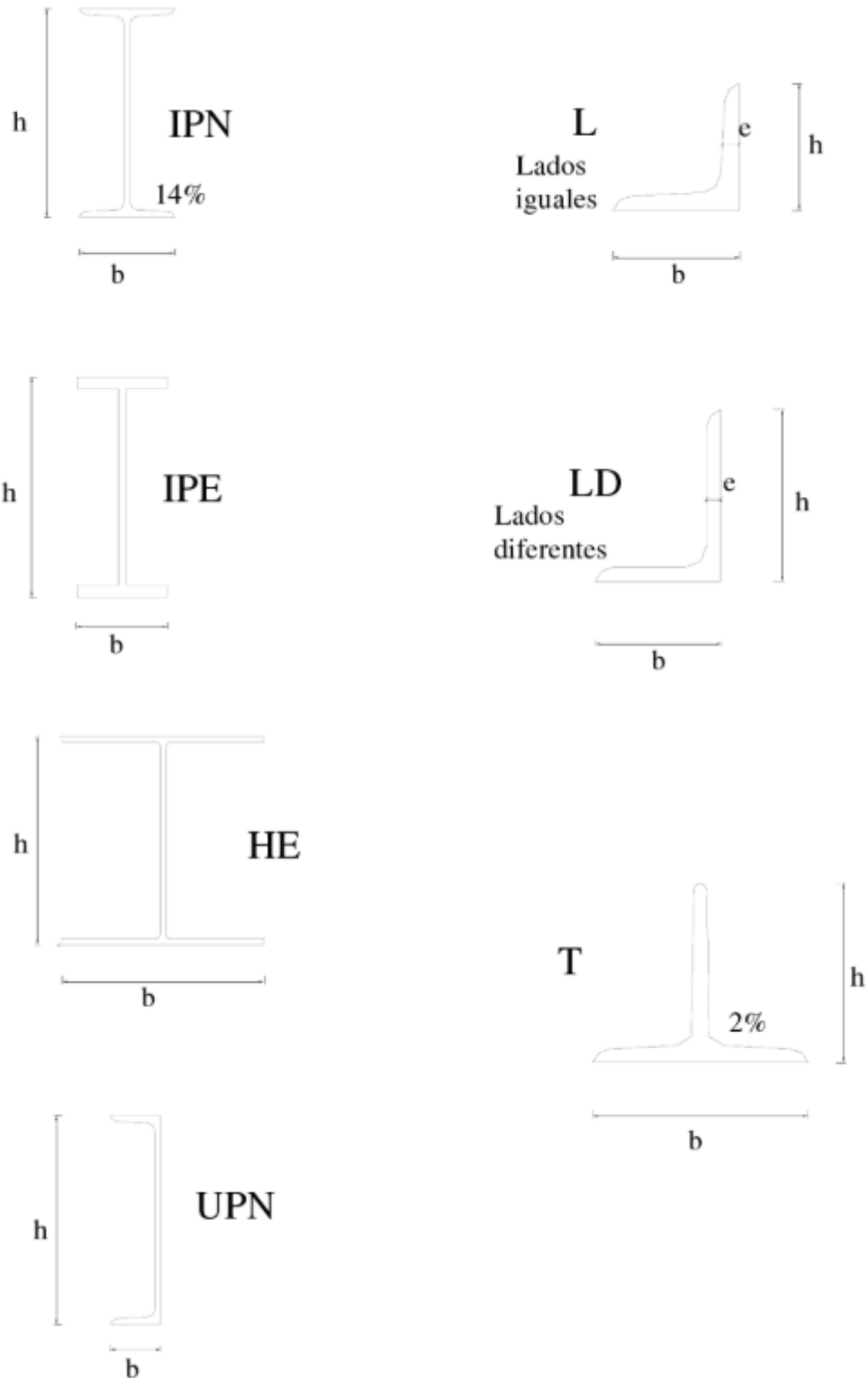


Figura 10: Perfiles de acero más conocidos y utilizados en estructuras metálicas

Fuente: (Urbán Brotóns, 2006)

1.1.2.3. Sistemas Constructivos

1.1.2.3.1 Drywall

El Sistema de construcción en Drywall puede ser utilizado en toda clase de proyectos, tanto residenciales, comerciales, industriales e institucionales, ya sea en obras nuevas, remodelaciones o ampliaciones. Se puede hacer toda una casa prefabricada en drywall. (Quesquen Alcantara, 2019)

Proporciona gran flexibilidad al diseñador en cuanto a formas y diseños. Se adapta a cualquier forma o dimensión.

Las remodelaciones y los cambios son mucho más fáciles que en sistemas tradicionales, especialmente en tiempo y costo.



Figura 11: Diseño de una edificación (vivienda) mediante el sistema drywall.

1.1.2.3.2 Losa Colaborante

Las láminas colaborantes conforman el refuerzo positivo de la losa. Una vez endurecido, el concreto y las láminas actúan en forma compuesta para resistir las cargas. La interacción se forma a partir de una combinación de adherencia superficial entre concreto y acero; de igual manera, existe otra interacción generada por medios mecánicos mediante la restricción impuesta por la forma de la lámina a través de resaltes en la superficie, hendiduras o dispositivos para la transferencia de cortante, tales como pernos o alambres transversales uniformemente espaciados. Adicionalmente, la losa en construcción compuesta y la viga de acero o concreto reforzado que sirve de apoyo a la misma deben interconectarse convenientemente mediante conectores de cortante para producir una sola unidad estructural a flexión. (Ramos Rugel, 2002)

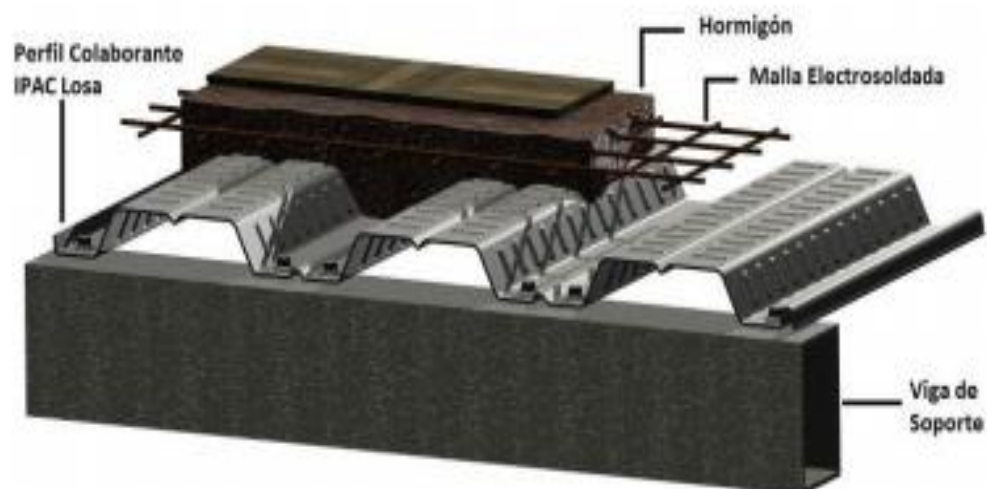


Figura 12: Perfil de losa colaborante.

Fuente (Ramos Rugel, 2002).

1.1.2.3.3 Tipos de Uniones

Según (Takeuchi Tiam, 2002) nos indica que se pueden unir dos piezas diferentes ya sea con conectores, con pasadores o con soldadura.

a. CONECTORES

Los conectores usados en las construcciones metálicas son los remaches, los tornillos y espárragos soldados.

- **Remaches:** Los remaches, son piezas fabricadas, que constan de una parte cilíndrica (vástago) y una cabeza en uno de sus extremos. Una vez instalados en la perforación se forma la cabeza en el otro extremo ya sea con un proceso en caliente o en frío.

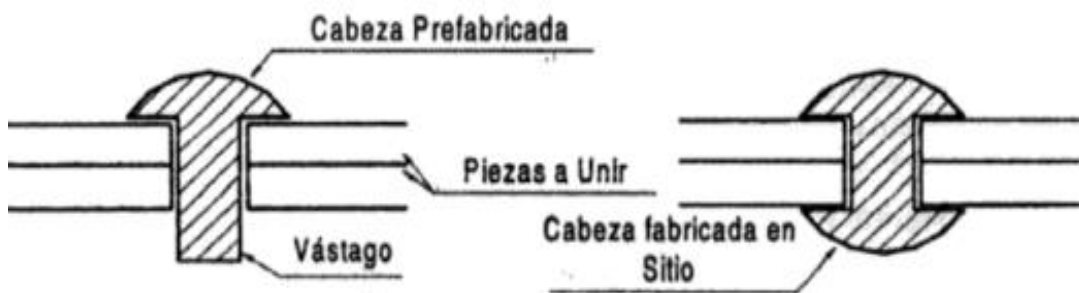


Figura 13: Proceso de remachado

Fuente (Takeuchi Tiam, 2002)

- **Tornillos:** Los tornillos son pasadores formados por una cabeza de forma cuadrada o hexagonal y un vástago parcial o totalmente roscado para que una vez instalado el tornillo en la perforación (que tiene un diámetro mayor a tornillo) se sujete mediante una tuerca.

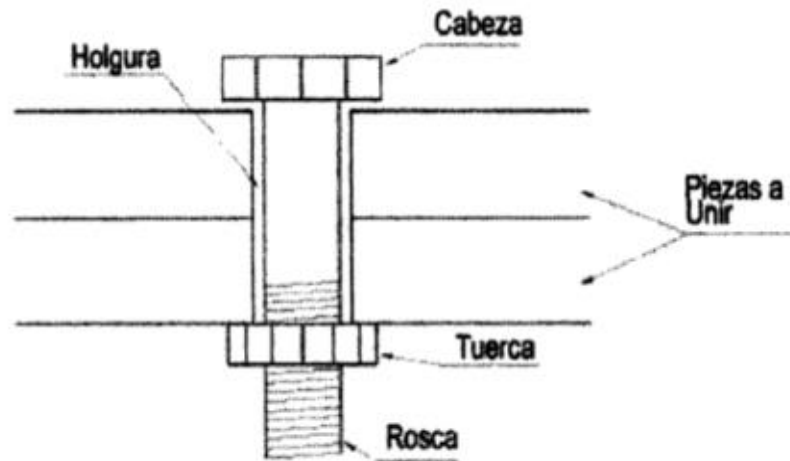


Figura 14: Partes de un tornillo
 Fuente (Takeuchi Tiam, 2002)

Estructuralmente se puede trabajar con torillos ordinarios y tornillos de alta resistencia.

- Los **tornillos ordinarios** (según la norma ASTM A 307) se fabrican con aceros al carbono y tienen una resistencia ultima a la tensión mínima de 42 k/mm². Su uso está limitado a estructuras livianas que no estén solicitadas a cargas vivas que producen impacto o inversión de esfuerzos o también, para elementos secundarios.
- Los **tornillos de alta resistencia** son fabricados con aceros al carbono tratado y tienen una resistencia mucho mayor a la de los tornillos ordinarios. Se trabaja con tornillos ASTM A325, fabricados con aceros al carbón tratado técnicamente cuya resistencia ultima a la tensión varia entre 84 y 4 kg/mm² y los tornillos ASTM 490, tornillos aleados tratados térmicamente con resistencia ultima a la tensión 105 kg/mm².



Figura 15: Tipos de tornillos
 Fuente (Takeuchi Tiam, 2002)

b. SOLDADURAS

La soldadura es el proceso en el cual se unen dos piezas mediante el calentamiento de estas. El calentamiento de las piezas puede llegar hasta que se fusionen mezclándose entre sí y con otro material que se puede o no introducir durante el proceso y que al enfriarse crean una continuidad; o puede ocurrir que las piezas se calienten a temperatura inferior a su punto de fusión y se unan con un metal fundido como relleno. Los tipos de soldadura más usados son:

- Las soldaduras de filete** tienen una sección transversal teóricamente triangular y se pueden encontrar en juntas traslapadas, en tee y en esquina. En una soldadura de filete, el lado de la soldadura en contacto con el material a unir es conocido como tamaño de la soldadura, la unión de los dos lados es la raíz y la línea perpendicular a la base del triángulo (en contacto con el aire) y que pasa por la raíz es la garganta de la soldadura. La longitud efectiva es la distancia entre los extremos inicial y final de la soldadura medidos sobre una recta paralela a la línea raíz. El cuadrilátero cuyos lados son las gargantas extremas y la línea raíz es lo que se conoce como área efectiva.

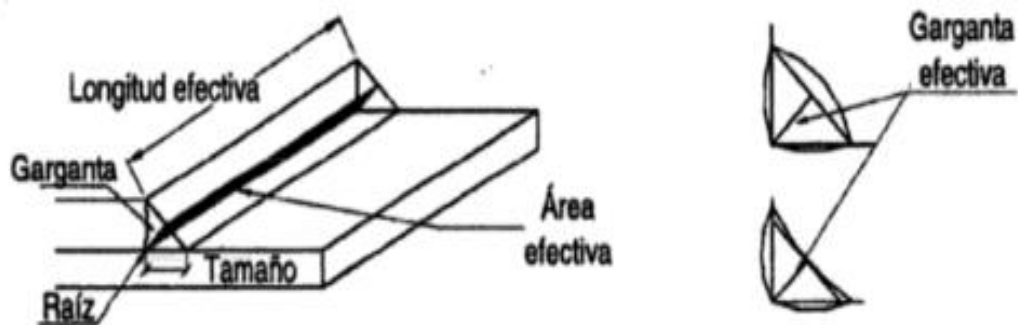


Figura 16: soldadura de filete

- Las soldaduras acanaladas** o de ranura se usan para uniones a tope, es decir, cuando las dos piezas a unir están alineadas. Aun cuando tienen mayor resistencia que las soldaduras de filete, requieren mayor precisión razón por la cual, mientras sea posible, se prefiere utilizar la soldadura de filete, que da mayor tolerancia.

Existen diferentes formas de aplicar las soldaduras acanaladas, dependiendo de la preparación del material a unir, de si se aplica a ambos lados y de si necesita platina de respaldo. Este tipo de soldadura se puede encontrar con los elementos sin separación y bordes sin preparación, soldados por un lado o por el otro lado (figura 16, a); bordes rectos y separados, soldados por uno o dos lados (fig. 16, b); con bisel en V (los extremos de las dos piezas cortadas en angulo) soldados con o sin platina de respaldo (fig. 16,c); bisel en V doble (fig. 16,d); bisel en solo uno de los extremos (fig. 16,e) bisel en U doble o sencillo (fig. 16,f).

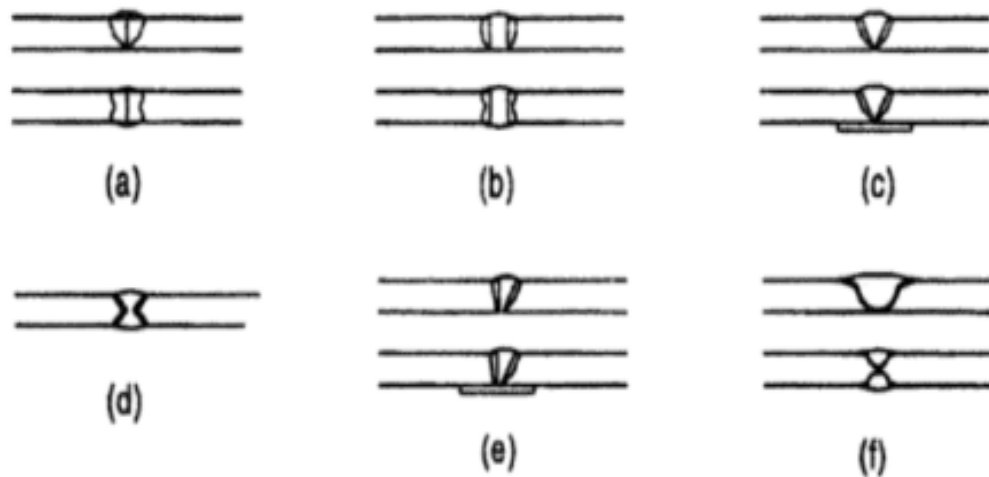


Figura 17: soldadura acanalada (vista lateral)

Fuente (Takeuchi Tiam, 2002)

1.1.2.4. Demanda Sísmica

El código ATC-40 establece 3 niveles de peligro sísmico para definir la intensidad del movimiento del suelo: el sismo de servicio, el sismo de diseño y el sismo máximo. A continuación, se detalla cada uno de estos tres niveles de sismicidad. (ATC-40, 1996)

➤ **Sismo de Servicio**

El sismo de servicio está definido probabilísticamente como el nivel de movimiento del suelo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel del movimiento del suelo es típicamente es 0.5 veces el nivel del movimiento del suelo del sismo de diseño.

➤ **Sismo de Diseño**

El sismo de diseño está definido probabilísticamente como el nivel del movimiento del suelo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de sismicidad es usado para el diseño de estructuras convencionales.

➤ **Sismo máximo**

El sismo máximo es definido deterministamente como el máximo nivel del movimiento del suelo que se espera en el sitio donde se encuentra la edificación. Tiene una probabilidad del 5% de ser excedido en un periodo de 50 años. Convencionalmente se considera que el nivel de sismicidad es entre 1.2 y 1.5 veces el nivel de sismicidad del sismo de diseño.

1.1.2.5. Análisis sísmico

De acuerdo a la norma E030 Diseño Sismorresistente nos dice que la Concepción Estructural Sismorresistente Debe tomarse en cuenta la:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos. - Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.

- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

1.1.2.5.1 Análisis Estático

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

➤ Fuerza Cortante en la Base

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot P}{R} \quad (Ec.01)$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$C/R \geq 0,125 \quad (Ec.02)$$

➤ Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (Ec.03)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_1)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k} \quad (E04)$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.

b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

➤ **Período Fundamental de Vibración**

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{c_T} \quad (Ec.05)$$

Dónde: $c_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente: a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte. b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento. $c_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean: a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras. b) Pórticos de acero arriostrados. $c_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

➤ **Excentricidad Accidental**

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i * e_i \quad (Ec.06)$$

- b) Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.
- c) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

1.1.2.5.2 Análisis Dinámico

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

➤ Modos de Vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

➤ **Aceleración Espectral**

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} * g \quad (Ec.07)$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

➤ **Criterios de Combinación**

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso. La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \quad (Ec.08)$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1-\lambda)^2} \quad (Ec.09)$$

$$\lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (Ec.10)$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05

ω_i , ω_j son las frecuencias angulares de los modos i , j

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0.25 * \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 * \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (Ec.11)$$

➤ **Fuerza Cortante Mínima**

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

➤ **Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)**

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es el comportamiento sísmico de un local comercial de tres niveles de concreto armado con sistema semi-colgante para la ciudad de Trujillo, La Libertad 2020?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar el comportamiento sísmico de una estructura de concreto armado de un local comercial de tres niveles con sistema semi-colgante para la ciudad de Trujillo –La Libertad, 2020.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el pre dimensionamiento de la estructura principal del sistema semi-colgante y sistema aporticado.
- Realizar el diseño sismorresistente en el programa estructural etabs de ambos sistemas.
- Verificar el análisis sísmico estático cumpla con lo estipulado en la norma técnica peruana E.030 de diseño sismorresistente de ambos sistemas.
- Verificar el análisis sísmico dinámico cumpla con lo estipulado en la norma técnica peruana E.030 de diseño sismorresistente de ambos sistemas.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales mediante la norma E0.60 concreto armado de ambos sistemas.
- Realizar una comparación de costos entre ambos sistemas.

CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

2.1. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

2.1.1. CONCEPTO DE LA VARIABLE

Comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado.

Una revisión del comportamiento sísmico de estructuras durante terremotos, así como en laboratorio, proporciona evidencias de sobrerresistencias importantes que evitan daños o colapsos en las estructuras. (Bertero , 1986)

Tabla 1: Clasificación de la variable.

CLASIFICACION DE LA VARIABLE		
Por su relación	Independiente	Solo existe una variable
Por su naturaleza	Cualitativas	Forma de comportamiento
Por su escala de medición	Ordinal	Se evalúan categorías
Por sus dimensiones	Multidimensional	Diversas dimensiones

2.1.2. OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE

Tabla 2: Operacionalización de la variable

OPERACIONALIZACION DE VARIABLE						
VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	MEDICION
COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN LOCAL COMERCIAL DE TRES NIVELES DE CONCRETO ARMADO CON SISTEMA SEMI-COLGANTE	El comportamiento sísmico representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel. El análisis dinámico es la suma del Análisis Modal y el Análisis Espectral ,esté análisis nos va determinar el periodo de vibración,porcentaje de masa participativa,desplazamiento lateral y fuerzas de diseño por sismo.	El comportamiento sísmico estudia las fuerzas de inercia generadas al producirse una aceleración en la cimentación de la estructura (Cruz y Dieguez, 2015)	ANALISIS ESTATICO	CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE	Cuantitativo	TABLAS E0.30
				DETERMINAR LA DISTRIBUCION EN LA ALTURA DE LA FUERZA SISMICA EN CADA DIRECCION	Cuantitativo	TABLAS E0.30
				APLICACIÓN DE LAS FUERZAS OBTENIDAS EN EL CENTRO DE MASA	Cuantitativo	TABLAS E0.30
			ANALISIS DINAMICO	DETERMINACION DE LOS MODOS DE VIBRACION	Cuantitativo	TABLAS E0.30
				CALCULO DEL ESPECTRO	Cuantitativo	TABLAS E0.30
				CONSIDERACION DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL	Cuantitativo	TABLAS E0.30

				DERIVADA ENTRE PISO	Distorsión de entrepiso	TABLAS E0.30
--	--	--	--	---------------------	----------------------------	--------------

2.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación es del tipo descriptiva puesto que existe solo una variable, a la cual se estudiará sin modificaciones en ella. Por otro lado, el diseño de la investigación es del tipo no experimental, ya que solo se cuenta con una variable y se clasifica en tipo transversal, debido a que se estudiara a la unidad de estudio en un solo periodo de tiempo.

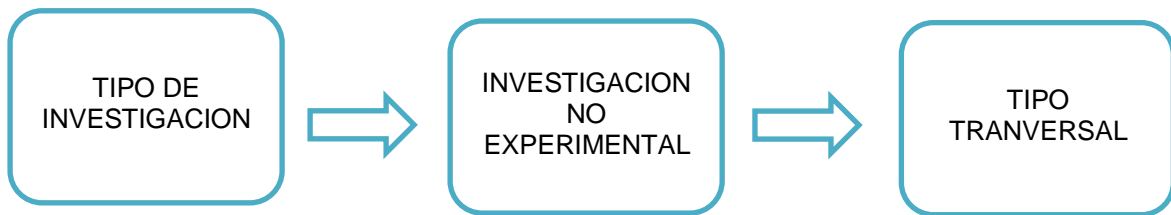


Figura 18: Tipo de investigación.

2.3. UNIDAD DE ESTUDIO

La unidad de estudio es una estructura típica de un local comercial de sistema mixto concreto armado y perfiles de acero con sistema semi-colgante proyectada en la ciudad de Trujillo.

2.4. POBLACION

La población es un local comercial de tres niveles en la ciudad de Trujillo, La Libertad categorizado para un uso común según la norma E.030 de diseño sismorresistente, la zona sísmica a la cual pertenece la muestra es la zona 4. El trabajo de investigación se centrará en determinar el comportamiento sísmico de la estructura teniendo en cuenta que se realizará con el sistema semi colgante.

2.5. MUESTRA

La muestra es una edificación de categoría de tipo común porque se trata de un local comercial para uso de oficinas de tres niveles con un área promedio de 300m² en la ciudad de Trujillo, La Libertad, la zona sísmica a la cual pertenece la muestra es la zona 4.

2.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS

En el presente trabajo de investigación se utilizará la técnica de revisión documental debido al carácter teórico de la investigación. Para ello se recolectará información de diversas normas tales como la RNE - E.020 (Cargas), RNE - E.030 del 2016 (Diseño Sismorresistente) RNE - E.050 del 2016 (Suelos y Cimentaciones), RNE - E.060 (Diseño de Concreto Armado) Posteriormente usando la información recabada en las normas anteriormente mencionadas se realizará el análisis sísmico con la finalidad de recabar información sobre el comportamiento de la estructura con el sistema semi colgante.

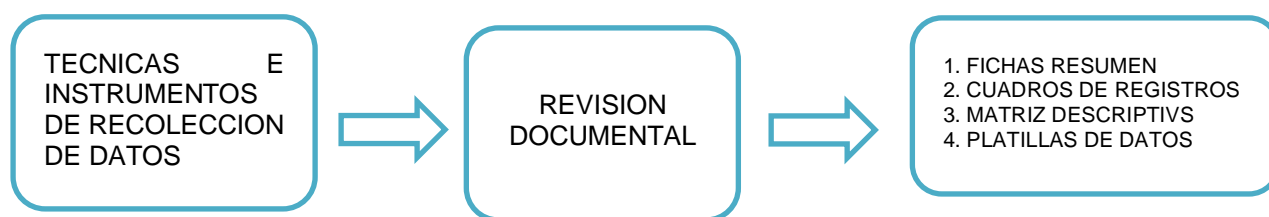


Figura 19: Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

Los instrumentos que se usarán para la recolección de datos serán las fichas de resumen, los cuadros de registro de información, las matrices descriptivas y las plantillas de datos. Mediante estos instrumentos se procesará la información obtenida de la revisión documental de normas, códigos de diseño, trabajos de investigación, fichas técnicas y los resultados numéricos que se obtenga del programa estructural Etabs.

2.6.1. VALIDES Y CONFIABILIDAD DE LOS INSTRUMENTOS

INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS – GUIA DE OBSERVACION ESTRUCTURAL

Tesis : " Comportamiento Sísmico de un local comercial de tres niveles con sistema semi-colgante, en la ciudad de Trujillo-Perú 2019"

Tabla 3:Guia de observación Estructural.

DESCRIPCIÓN	SISTEMA APORTICADO	SISTEMA SEMI-COLGANTE
CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES		
Tipo de edificación		
Uso de la edificación - U		
Sistema Estructural		
Coefficiente de reducción sísmica - R		
Tipo de suelo - S		
Zona sísmica - Z		
ANÁLISIS ESTRUCTURAL ESTÁTICO		
Fuerza cortante en la Base		
Período Fundamental de Vibración		
Excentricidad Accidental		
Fuerzas Sísmicas Verticales		
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DINÁMICO		
Modos de Vibración		
Aceleración Espectral		
Fuerza Cortante		
Excentricidad Accidental		
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero por flexión en Vigas		
Acero por cortante		
Ductilidad de la viga		
Acero por Flexión en Columnas		
Ductilidad de las columnas		

2.6.2. ESQUEMA DEL PROCEDIMIENTO USADO PARA LA RECOLECCION DE DATOS

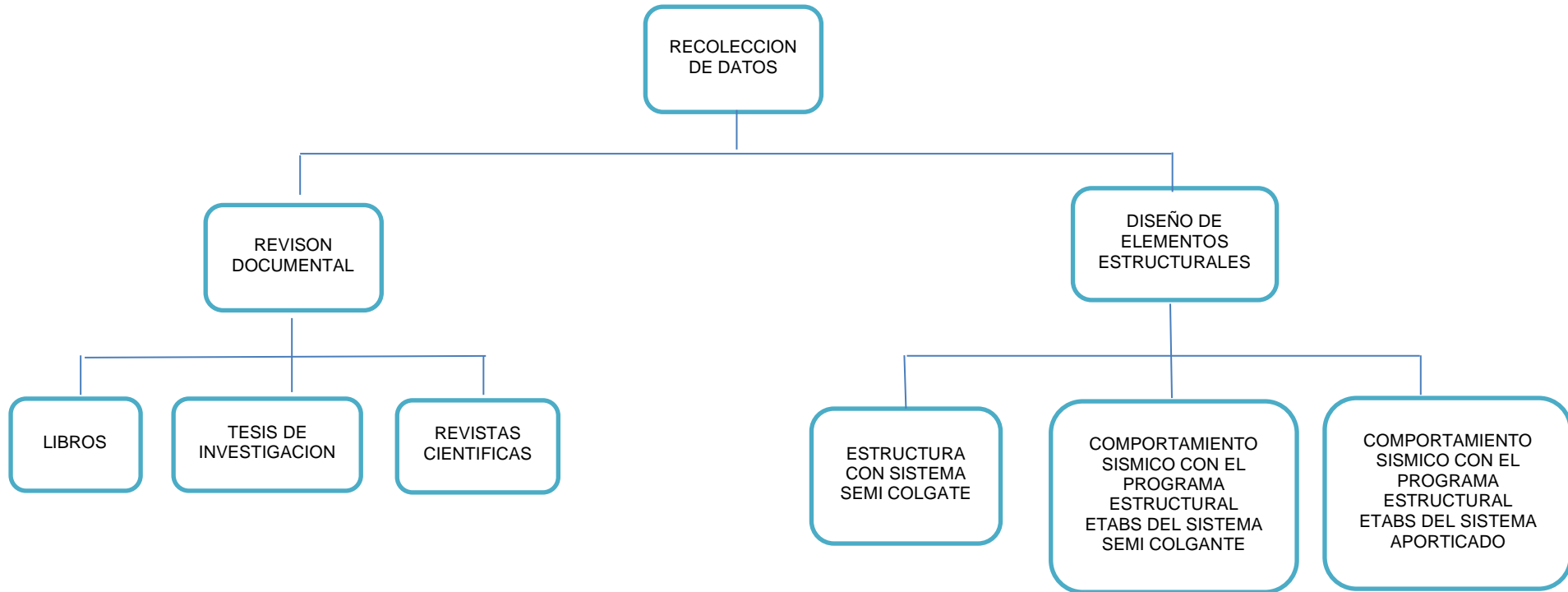


Figura 20: Esquema de recolección de datos.

Para la recolección de datos se usarán las fichas de resumen, los cuadros de registro de información, las matrices descriptivas y las plantillas de datos, en las cuales se empezará con un pre dimensionamiento de los elementos estructurales, tanto como en el sistema semi colgante como en el sistema aporticado, las cuales serán indispensables al momento de realizar el comportamiento sísmico del local comercial de tres niveles con sistema semi-colgante y el sistema aporticado, las cuales para el análisis estático se procederá a verificar la cortante basal, la determinación de la distribución en altura de la fuerza sísmica en cada dirección, los modos de vibración, para el análisis dinámico se procederá a realizar el espectro de diseño, excentricidad accidental, desplazamientos máximos en ambos sistema ya mencionados.

Mediante estos instrumentos se procesará la información obtenida de la revisión documental de normas, códigos de diseño, trabajos de investigación, fichas técnicas y los resultados numéricos que se obtenga del programa estructural Etabs, las cuales se comprobará de acuerdo a la norma técnica peruana E0.30 – Diseño Sismorresistente.

La cual para tener una mejor apreciación de costos se realizará el presupuesto de cada sistema (Semi colgante, Aporticado), para su comparación beneficio-costos.

2.7. MÉTODOS, INSTRUMENTOS Y PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS DE DATOS

La metodología a usarse para el análisis e interpretación de los resultados de la investigación, será la aplicación de la estadística descriptiva, debido a que esta es una investigación descriptiva.

Los instrumentos comprendidos para el análisis de los resultados son los gráficos estadísticos, como los gráficos lineales, los cuales se emplearán para representar la distribución de derivas entre piso en la edificación, la capacidad estructural, los espectros de respuesta sísmica.

Para la construcción de estos gráficos lineales se debe tener la información numérica de ambos ejes locales que compondrán las curvas lineales, es decir los valores para el eje “X” y el eje “Y”, la Figura 20, la Figura 21 y la Figura 22 muestran los gráficos típicos que se usaran para representar los resultados obtenidos en la investigación.

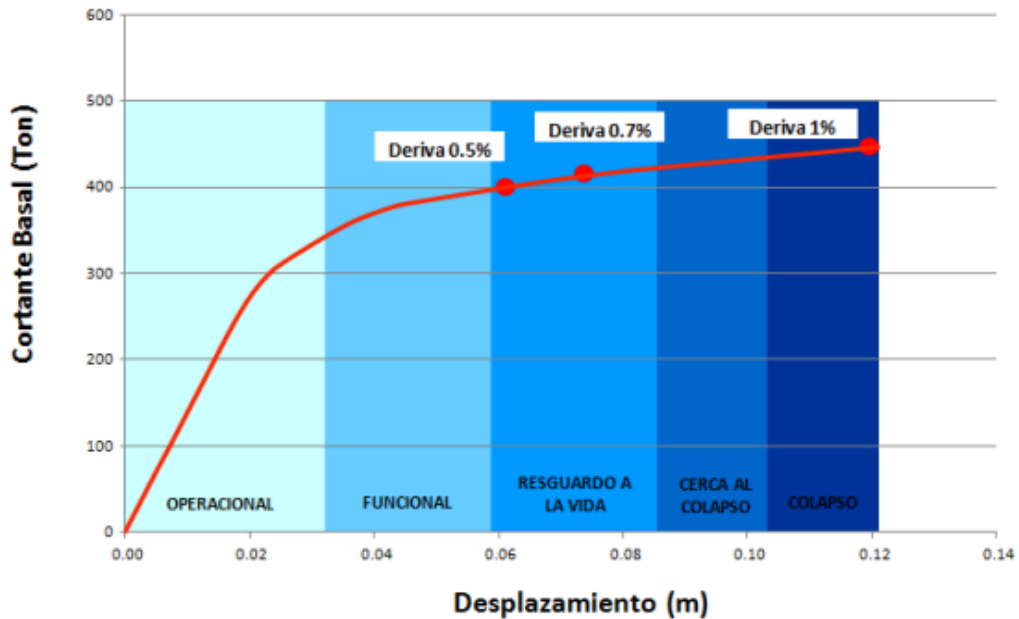


Figura 21: Derivas para la dirección transversal X-X

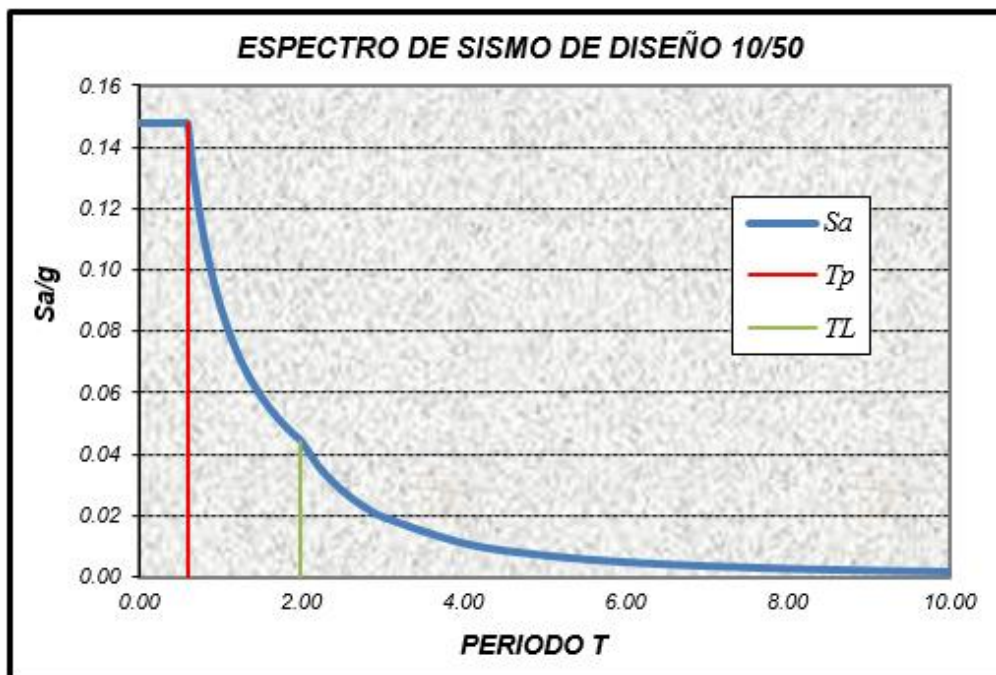


Figura 22: Espectro de sismo de Diseño.

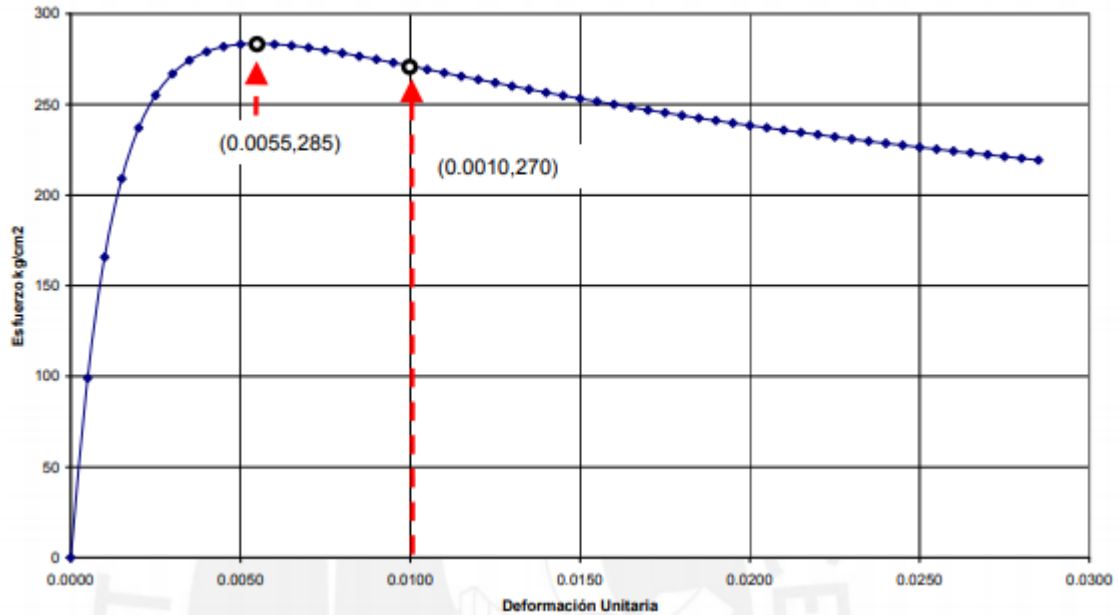


Figura 23: Diagrama de Esfuerzo vs. Deformación del concreto de vigas.

2.8. PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

La Figura 23 muestra el procedimiento que se siguió para el desarrollo de la presente investigación. Se inició el diseño arquitectónico de la edificación la cual se estudió, siendo para un local comercial de uso oficinas tanto en el sistema aporticado, como el sistema semi-colgante, posteriormente se pre dimensionaron los elementos estructurales de la edificación tanto en el sistema aporticado, como en el sistema semi-colgante, seguidamente se realizó el modelamiento de los elementos estructurales de ambos sistemas estructurales en el programa estructural ETABS, siguiendo con el análisis sísmico estático tanto para el sistema aporticado como para el sistema semi-colgante, para continuar con el análisis sísmico dinámico del sistema aporticado y del sistema semi-colgante. Luego se realizó el diseño de los elementos estructurales tales como las columnas y vigas de ambos sistemas de la edificación.

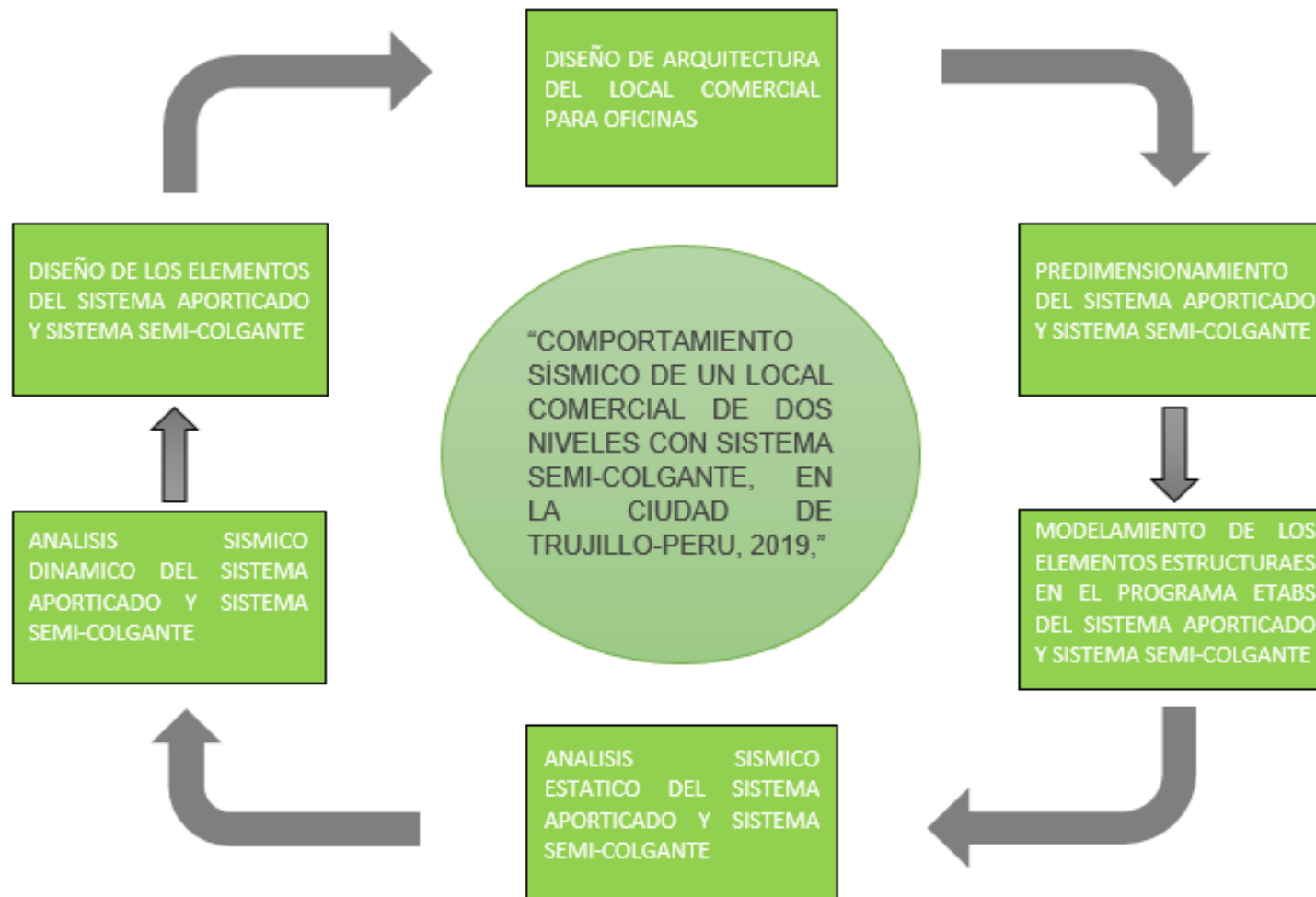


Figura 24: Esquema del procedimiento de la investigación.

2.8.1. DISEÑO DE ARQUITECTURA DEL LOCAL COMERCIAL PARA OFICINAS

Para el diseño de arquitectura del local comercial para oficinas se tomó en consideración la distribución de ambientes necesarias para nuestro medio, además se diseñó los ambientes cumpliendo con parámetros de iluminación, ventilación, seguridad de evacuación. Además, se debe asegurar que desde el diseño de arquitectura la edificación presente una distribución regular de los ambientes tanto en planta como en altura.

El diseño de arquitectura será el mismo tanto para el sistema aporticado como para el sistema semi-colgante.

2.8.2. PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI COLGANTE

2.8.2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS EN EL SISTEMA APORTICADO

Para el predimensionamiento de las columnas se toman procedimientos de ingenieros reconocidos del medio, como es el ingeniero Roberto Morales Morales, el cual recomienda que para predimensionar columnas se haga el uso de la siguiente ecuación:

- El área de la columna está propuesta por la siguiente expresión:

$$\text{Area} = \frac{P}{f'c * n} \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde:

P: Carga total que soporta la columna

f'c: Resistencia a la compresión requerida del concreto

n: Factor de corrección, en función del tipo de columna.

- La determinación de la carga axial por sismo (P) y el factor n se calcula como en la siguiente tabla:

Tabla 4:: Factores de modificación para el predimensionamiento de columnas.

Tipo C1 (Para los primeros pisos)	Columna Interior N < 3 pisos	$P=1.10 * PG$ $n= 0.30$
Tipo C1 (Para los cuatro últimos pisos)	Columna Interior N > 4 pisos	$P=1.10 * PG$ $n= 0.25$
Tipo C2, C3	Columnas Extremas de Pórticos interiores	$P=1.25 * PG$ $n= 0.25$
Tipo C4	Columnas de esquina	$P=1.50 * PG$ $n= 0.20$

Fuente: Adaptado de (Morales Morales, 2006)

Donde:

PG: Carga por gravedad de la estructura

P: Carga Total debido a sismo

- Los tipos de columna se presentan en la figura 24

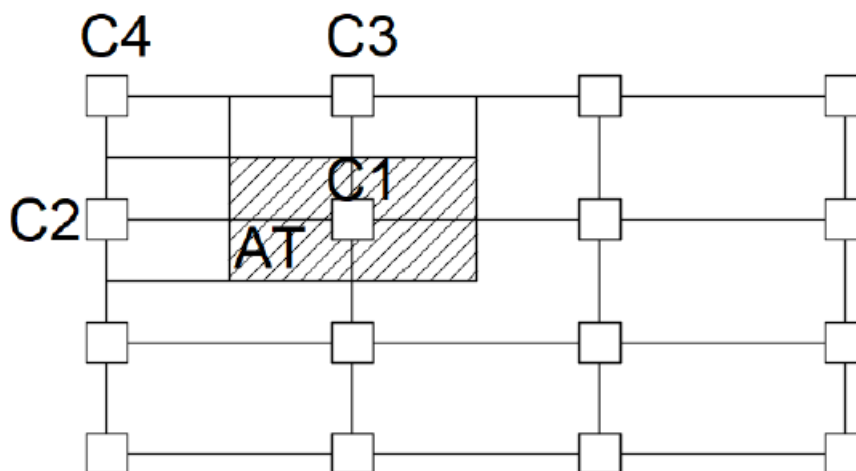


Figura 25: Clasificación del tipo de columnas para el predimensionamiento de sistema aporticado.

Fuente: Adaptado de (Morales Morales, 2006)

Donde:

C1: Columna Central.

C2 y C3: Columnas Extremas de pórticos interiores.

C4: Columna en esquinas.

AT: Área tributaria de una columna.

2.8.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS EN EL SISTEMA SEMI-COLGANTE

Es el mismo procedimiento especificado para el sistema aporticado, con la única variación que, en el momento de definir el área tributaria, se realiza como en la siguiente figura 25.

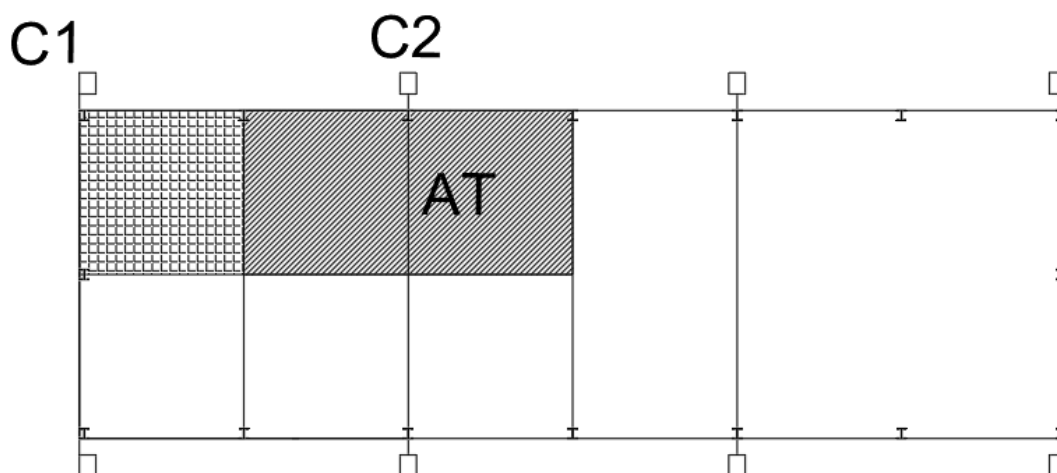


Figura 26: Clasificación del tipo de columnas para el predimensionamiento del sistema semi.-colgante.

Fuente: Propia, adaptado del sistema aporticado (Morales Morales, 2006)

2.8.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE PERFILES ESTRUCTURALES EN COLUMNAS PARA EL SISTEMA SEMI-COLGANTE

Para el predimensionamiento de estructuras metálicas se obtiene mediante un método que se basa a partir de una regresión sobre modelos estructurales de diferentes alturas y luces, esto implica utilizar una fórmula del tipo:

$$A = k * P \quad (Ec.13)$$

Donde:

A= Área de la columna en cm²

K= Factor de cálculo dimensional que relaciona los otros dos valores.

P= Carga de la columna expresada en Toneladas.

Tabla 5: Factores de modificación para el predimensionamiento de columnas.

Posición	Valor de k
Central	8
Lateral	15
Esquina	21

Fuente: Adaptado de (Giraldo, 2015)

2.8.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS EN EL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI-COLGANTE

Para el predimensionamiento de las vigas se usa la siguiente metodología:

- El peralte de las vigas principales se determina mediante la siguiente ecuación (Ec. 14)

$$h = \frac{Ln}{\alpha} \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

H: Peralte de la viga

Ln: Longitud libre de la viga

α : Factor en función de la sobrecarga de la estructura

- El factor α se determinó usando la Tabla 06

Tabla 6: Coeficiente para la determinación del peralte preliminar en vigas

CARGA VIVA (Kg/m ²)	COEFICIENTE α	COEFICIENTE β
200	12	13
250	11	12
500	10	11
750	9	10
1000	8	9

Fuente: Adaptado de (Morales Morales, 2006)

- Para la determinación del peralte en vigas secundarias se recomienda utilizar la ecuación (Ec. 14) puesto que la edificación se encuentra en una zona altamente sísmica y es recomendable proporcionar a las vigas secundarias el mismo peralte efectivo que las principales para que sean capaces de resistir adecuadamente las fuerzas laterales impuestas por el sismo. Sin embargo, serán las fuerzas actuantes en los elementos estructurales los que finalmente determinen las dimensiones finales.
- Para el cálculo del ancho de la base de las vigas, tanto para las principales como para las secundarias, se considera la siguiente expresión.

$$b = \frac{\text{Luz menor del paño}}{20} \quad (\text{Ec.15})$$

2.8.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA COLABORANTE PARA EL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI-COLGANTE

- Para predimensionar el sistema STEEL DECK, el cual es conocido y denominado como el sistema de placa colaborante Acero Deck, serán necesarias las características de los diferentes tipos de láminas que existen en el mercado, con la finalidad de elegir el más óptimo.

Para la presente investigación se elaboró el predimensionamiento de acuerdo a la empresa Acero Procesados S. A.

La arquitectura a estudiar, está propuesta para oficinas, en este caso según la norma peruana E.020 “Cargas”, la sobrecarga establecida es de 250 Kg/m². Ahora de acuerdo a las sobrecargas utilizaremos una lámina del tipo AD-900, el cual presenta las siguientes propiedades de acuerdo a los fabricantes:

Tipo	: AD-900
Peralte	: 38.8 mm
Ancho Total	: 920 mm
Ancho Util	: 900 mm
Calibre	: gage 22, gage 20
Acabado	: Galvanizado
Longitud	: A medida

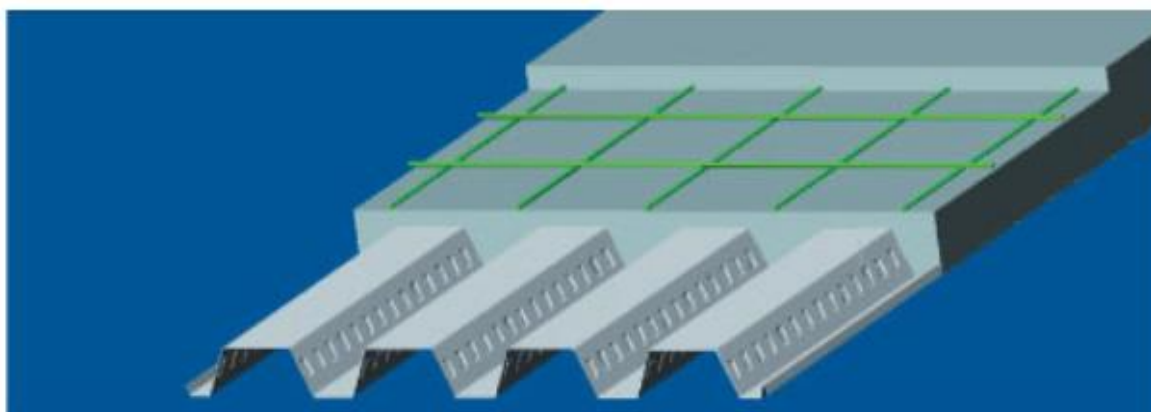


Figura 27: Losa colaborante con armado de acero y concreto.

Fuente: Manual de Acero Deck

Tabla 7: Propiedades de la sección de acero.

Calibre gage	Peso/Área kg/m ²	I CM ⁴ /m	Ssup cm ³ /m	Sinf cm ³ /m
22	9.16	25.01	16.42	10.99
20	10.93	30.36	19.92	13.34

Fuente: Manual de Acero Deck

Tabla 8: Propiedades del concreto ($f'c=210$ Kg/cm²)

Altura de losa (cm)	Volumen concreto m ³ /m ²	Carga muerta Kg/m ²
9	0.067	161.3
10	0.077	185.3
11	0.087	209.3
12	0.097	233.3
13	0.107	257.3
14	0.117	281.3

Fuente: Manual de Acero Deck

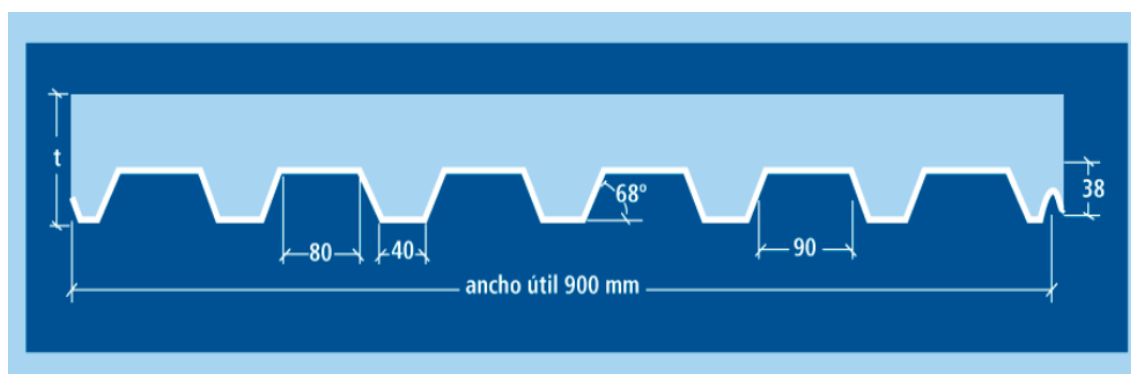


Figura 28: Figura de sección de Losa colaborante.

Fuente: Manual de Acero Deck

Tabla 9: Sobre carga admisible (Kg/m²) con concreto ($f'c=210$ Kg/cm²)

Calibre Gage	L metros	Espesor de Losa (cm)					
		t = 9	t = 10	t = 11	t = 12	t = 13	t = 14
22	1.25	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	1552	1837	2000	2000	2000	2000
	2.00	1126	1339	1553	1766	1979	2000
	2.25	834	998	1163	1327	1491	1655
	2.50	625	755	884	1013	1142	1271
	2.75	471	574	677	781	884	987
	3.00	353	437	521	604	681	771

	3.25	262	330	398	467	535	603
	3.50	189	245	301	358	414	470
20	1.25	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	1866	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1366	1626	1886	2000	2000	2000
	2.25	1024	1225	1426	1627	1828	2000
	2.50	779	938	1097	1256	1415	1574
	2.75	597	725	853	981	1109	1237
	3.00	459	564	668	772	877	981
	3.25	352	438	524	610	696	782
	3.50	267	334	397	461	527	595
	3.75	176	222	270	320	371	425

Fuente: Manual de Acero Deck

De acuerdo a los datos tenemos:

Sobrecarga : 250 Kg/m²

F'c : 210 Kg/cm²

Luz Libre : 3.50 m

Tipo de apoyo : Tres tramos

Por lo tanto, Elegiremos: Placa del tipo AD-900, calibre 22 con un espesor de 12 cm y una luz libre de 3.50 m

2.8.5. MODELAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL PROGRAMA ETABS DEL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI-COLGANTE

Para el modelamiento de ambos sistemas se realizó en el programa estructural ETABS, el cual una vez especificado dentro del programa la geometría y propiedades de todos los elementos estructurales, se dibuja en el programa todos los elementos estructurales, para luego ingresar las condiciones de apoyo en la base de cada estructura, el cual en ambos casos son empotrados.

Es importante ingresar las cargas de gravedad y las cargas sísmicas que representara el cortante estático en la base de cada sistema, la cual lo calcula de forma automática, las cuales son especificadas a continuación:

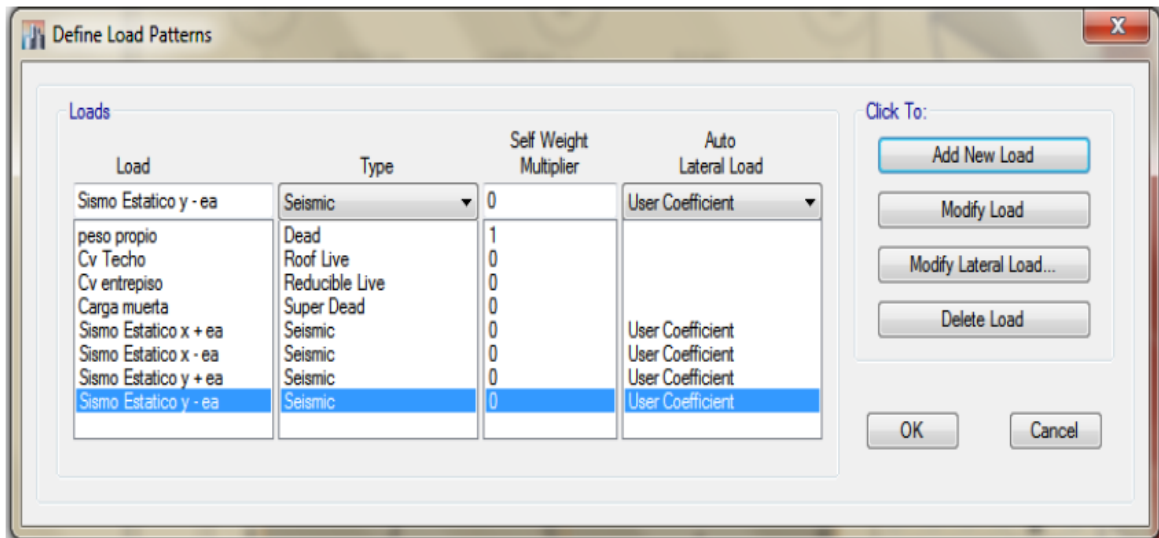


Figura 29: Cargas de gravedad y cargas sísmicas.

Fuente: Elaboración propia de diseños de análisis

Hay que especificar al programa que el patrón de cargas sísmicas creado en la dirección X e Y, considerando una excentricidad accidental de acuerdo a la norma E0.30 Diseño Sismorresistente, por lo tanto, modificaremos cada patrón de carga de acuerdo a la cortante estática y su dirección, el número a modificar será el coeficiente de cortante basal el cual dependerá a los parámetros especificados en la norma E0.30 Diseño Sismorresistente.

El paso siguiente es la asignación total de la estructura para ingresarle los brazos rígidos en los elementos estructurales a un 70% de rigidez, con el conocimiento de la arquitectura definida es posible realizar el metrado de todas las cargas que no son ingresadas en el programa, puestas en la losa y en las vigas, para luego ingresar la asignación de diafragmas rígidos entre los pisos y definir las masas en el programa, con el cual con eso ya se puede realizar el modelamiento para la verificación del análisis estático.

El siguiente paso del modelamiento es ingresar el espectro de diseño y definir los modos de vibración de acuerdo a la norma E0.30 Diseño sismorresistente. Es importante ingresar los estados de carga dinámicos tanto para el sentido en “X” como en el sentido “Y”. para verificar los desplazamientos máximos de cada estructura y si es que es necesario amplificar la gravedad del modelamiento.

2.8.6. ANALISIS SISMICO ESTÁTICO DEL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI-COLGANTE

Inicialmente se realizó el metrado de las cargas muertas y cargas vivas en cada sistema, las cuales no están consideradas en el dibujo dentro del programa estructural Etabs (peso propio), las cuales se aplicaron en cada paño de las losas colaborantes tanto en sistema aporticado como en el sistema semi-colgante, las cuales nos sirvieron para realizar el análisis en el programa estructural Etabs y verificar la cortante basal en el sistema porticado y sistema semi-colgante. Se verifico la determinación en cada piso la fuerza sísmica en cada dirección y como punto final la verificación de los 3 primeros periodos fundamentales.

2.8.7. ANALISIS SISMICO DINAMICO DEL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI-COLGANTE

Para el sistema dinámico se empezó calculando el espectro de diseño, el cual dependió de la multiplicación de la zonificación (Z), el factor de suelo (S), la categoría de la edificación y su factor (U), el factor de amplificación sísmica (C), los cuales se dividieron con el coeficiente básico de reducción (Ro), en caso de la estructura aporticada y la estructura semi-colgante, no existió irregularidad estructural en planta, ni irregularidad en altura, los cuales una vez calculados fueron ingresados para cada sistema estructural, se verificó los modos de vibración de cada estructura, para luego verificar que la cortante en el primer entrepiso del edificio no sea menor que el 80% del valor calculado según el numeral 4.5 de la norma E.030 Diseño Sismorresistente para estructuras regulares, se verificó la excentricidad accidental de ambas estructuras. Como último punto se verificó que los desplazamientos laterales de cada entrepiso tanto del sistema aporticado como el sistema semi-colgante sea menor de acuerdo a los máximos permitidos por la norma E.030 Diseño Sismorresistente.

2.8.8. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A.1. Fuerzas de Diseño.

- Las fuerzas a usar para el diseño de vigas se obtienen de la condición más desfavorable de las siguientes combinaciones de carga dada por la norma E.060-2019 (Diseño en concreto armado).

$$Wu = 1.4CM + 1.7CV \quad (Ec.16)$$

$$Wu = 1.25(CM + CV \mp SISMO) \quad (Ec. 17)$$

$$Wu = 0.9CM \mp 1.25 SISMO \quad (Ec. 18)$$

Donde

Wu: Carga ultima.

CM: Carga muerta.

CV: Carga viva.

A.2. Diseño a flexión.

- El objetivo del diseño es dotar a los elementos estructurales, de manera tal que cumplan con la siguiente condición.

$$\phi * Mn \geq Mu \quad (EC. 19)$$

Esta expresión nos indica que la resistencia de una sección de la viga no debe ser menor que el momento las fuerzas internas actuantes afectadas por los factores de reducción. Para el caso del diseño por flexion, la norma E-060 indica que se debe usar un factor de reducción $\phi = 0.9$.

- Para el cálculo del acero de refuerzo se calcula teniendo en cuenta el momento flector actuante en la sección, la resistencia a la compresión del concreto, el esfuerzo de fluencia y las dimensiones de la sección, tal como se muestra a continuación.

$$As = \frac{0.85 * f'c * bw}{fy} * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{4 * Mu}{1.7 * \phi * f'c * bw}} \right) \quad (Ec.20)$$

Donde:

F'c: Resistencia del concreto.

bw: Ancho de la viga.

fy: Esfuerzo de fluencia del acero.

d: Peralte efectivo de la sección.

Mu: Momento ultimo actuante en la sección.

ϕ : Factor de reducción de capacidad.

- Para la cuantía mínima se tomó el mayor de los tres valores mostrados a continuación.

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{1.4}{f_y} \quad (\text{Ec.21})$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.8 * \frac{f'_c}{f_y} \quad (\text{Ec.22})$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0033 \quad (\text{Ec.23})$$

- Posteriormente se determina la profundidad del bloque de compresiones (c), mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b * w * \beta_1} \quad (\text{Ec.24})$$

Donde:

β_1 : Factor relacionado con la resistencia a la compresión del concreto, el cual se toma como 0.85 para valores menores a 28 MPa y decrece en 0.05 por cada 70 MPa que aumenta la resistencia a la compresión del concreto.

- Finalmente se verifico que la relación entre la profundidad del bloque de compresiones y el peralte efectivo sea menor que 0.42 para aceros de refuerzo con esfuerzos de fluencia de 420 MPa, para asegurar que falla de la sección sea dúctil.

$$\frac{c}{d} \leq 0.42 \quad (\text{Ec.25})$$

Donde:

c: profundidad del bloque de compresiones.

d: Altura del peralte efectivo de la sección de la viga.

A.3. Diseño de vigas por fuerza cortante.

- Según la norma E.060 (2009) el diseño por fuerza cortante debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ec.26})$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec.27})$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal de la sección.

V_u : Cortante actuante amplificada.

V_c : Resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

V_s : Resistencia al cortante que proporciona el acero de refuerzo.

ϕ : Factor de reducción de capacidad.

- La resistencia del concreto a cortante se determinó, en función a la resistencia del concreto, el ancho de la sección y el peralte efectivo, tal como sigue:

$$V_c = 0.17 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (Ec.28)$$

- La resistencia cortante del acero se determina en función de:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \quad (Ec.29)$$

Donde:

A_v : Área transversal de los elementos de refuerzo a cortante, tomando en cuenta el número de ramas del refuerzo.

f_{yt} : Esfuerzo de fluencia del acero usado como refuerzo a cortante.

s : Espaciamiento del refuerzo por corte.

A.4. Diseño de columnas.

Para el diseño de las columnas se asignó una determinada cantidad de acero de refuerzo a la sección de acuerdo ACI 318, donde nos recomienda utilizar un 1% la cuantía para un diseño preliminar.

Posteriormente a este predimensionamiento preliminar se elaboró un diagrama de iteración de la sección y se verificó que los pares formados por las fuerzas axiales y momentos para todas las combinaciones de carga que se indicaron en las ecuaciones (Ec. 16), (Ec. 17) y (Ec. 18) estén contenidos dentro del diagrama de iteración.

CAPÍTULO III. RESULTADOS

3.1. DESCRIPCION BREVE DE LA EDIFICACION

Para el desenvolvimiento del trabajo de investigación se asumió que la edificación es un local comercial ubicado en la ciudad de Trujillo en la región La Libertad. Además, se asumió que esta edificación cuenta con tres niveles de entresijos, cada uno con una altura de 3.08 m y con dimensiones en planta de 30.00 m en la dirección más larga y 10.00m en la dirección más corta, los sistemas estructurales considerados para este tipo arquitectura son 2, el primero es de pórtico de concreto en ambas direcciones y el segundo es de sistema semi-colgante en ambas direcciones, debido a que se requiere hacer un comparativo de resistencia al sismo.

La Figura 29 muestra el primer nivel de la edificación y la figura 30 muestra el segundo y tercer nivel de la edificación del sistema aporticado, los cuales están proyectados para funcionar como ambientes de local comercial, teniendo cada una de los ambientes un área aproximada de 8.00 m². Esta disposición generó que se modifique las sobrecargas en el tercer nivel, es decir la distribución de sobrecargas la misma para todos los ambientes en dicho nivel. La figura 31 muestra el corte vertical B-B, en el cual se observa la vista en elevación de los ambientes del primer nivel, segundo nivel y en el tercer nivel.

La Figura 32 muestra el primer nivel de la edificación y la figura 33 muestra el segundo y tercer nivel de la edificación del sistema semi colgante, los cuales están proyectados para funcionar como ambientes de local comercial, teniendo cada una de los ambientes un área aproximada de 8.00 m². Esta disposición generó que se modifique las sobrecargas en el tercer nivel, es decir la distribución de sobrecargas la misma para todos los ambientes en dicho nivel. La figura 34

muestra el corte vertical B-B, en el cual se observa la vista en elevación de los ambientes del primer nivel, segundo nivel y en el tercer nivel.

Los tres niveles de la edificación tienen losas colaborantes horizontales como techo, sin embargo, el último nivel de la edificación presenta la colocación de ladrillo pastelero con la finalidad de evitar la filtración de agua en épocas de lluvia, para el modelado estructural de ambos sistemas estructurales se consideró las losas colaborantes como diafragmas rígidos.

Los planos de arquitectura y estructuración de la edificación se muestran a continuación:

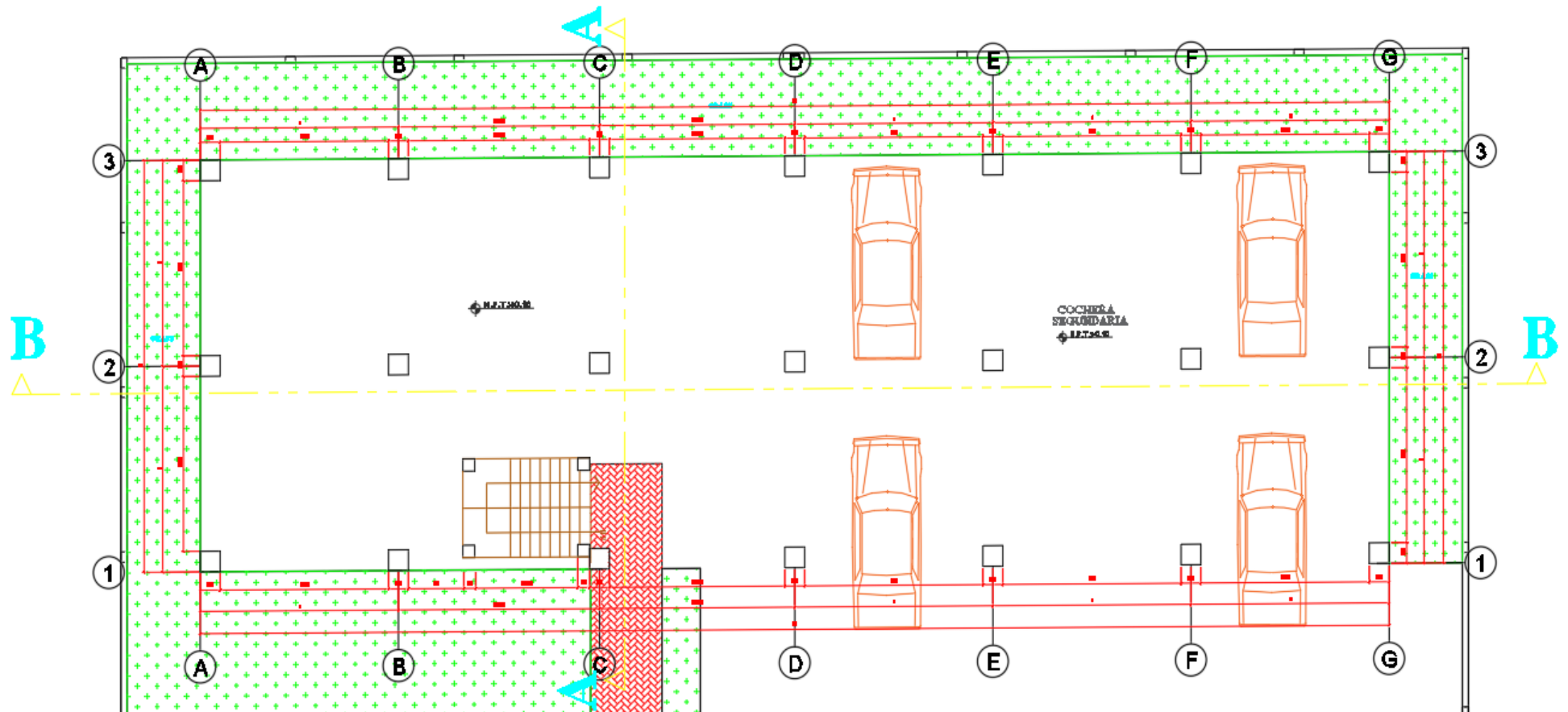


Figura 30: Distribución arquitectónica del 1° nivel de la edificación del sistema a porticado.

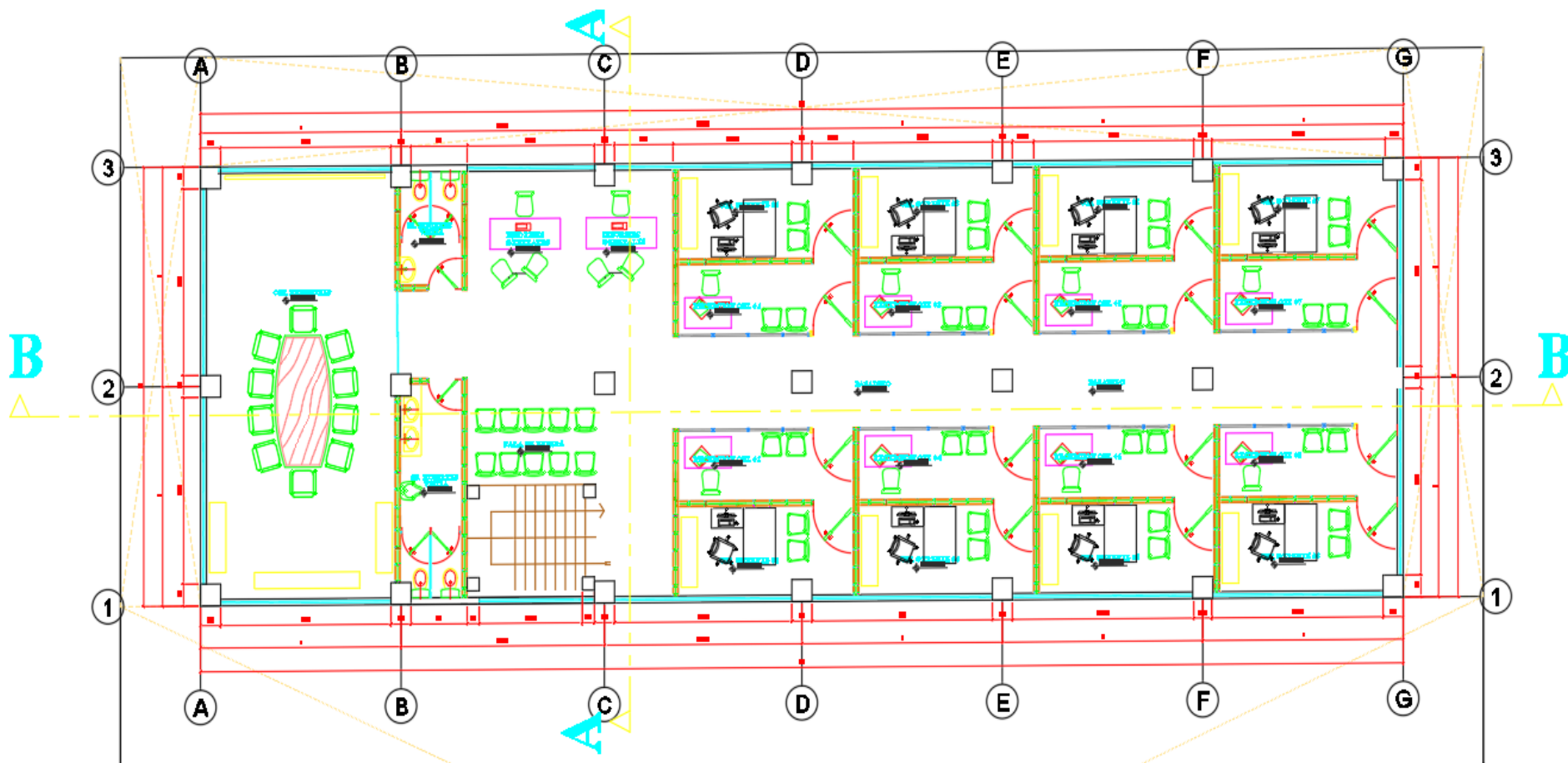
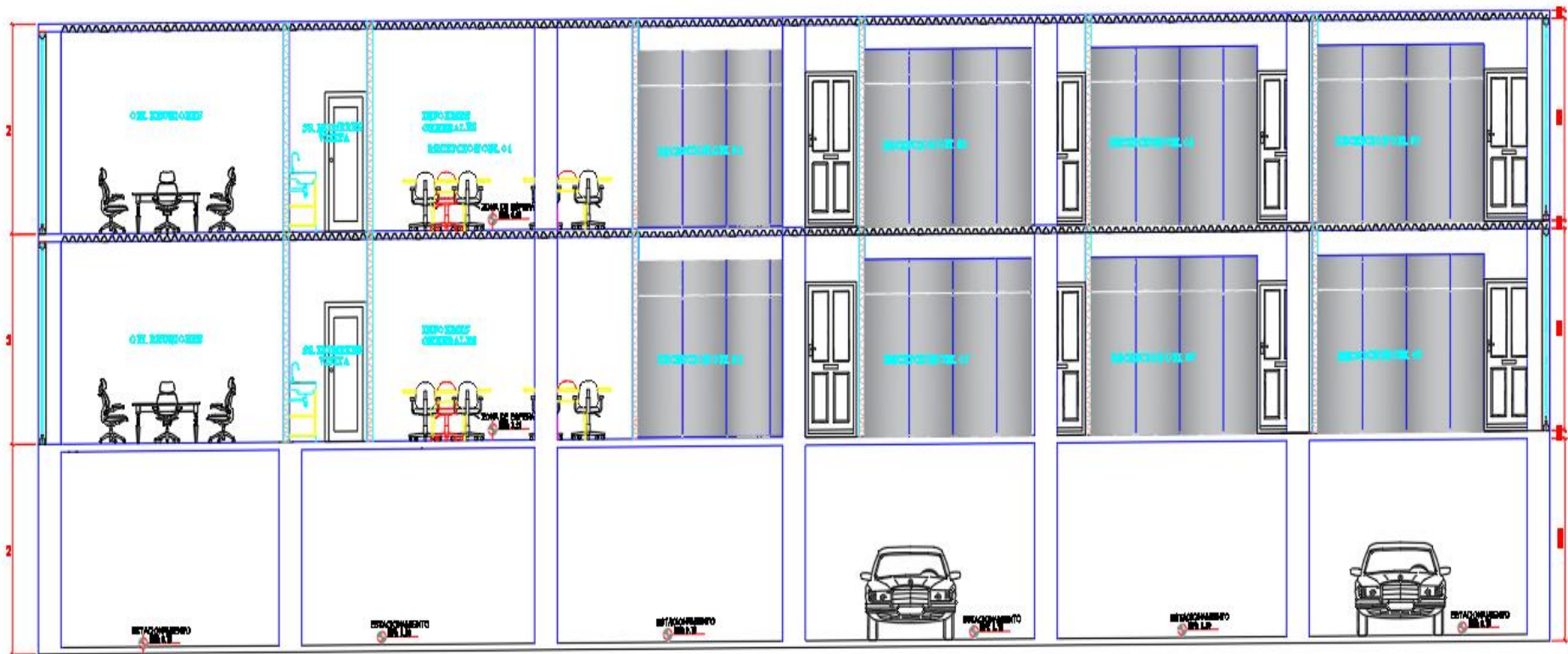


Figura 31: Distribución arquitectónica del 2° y 3° nivel de la edificación del sistema aporticado.



CORTE LONGITUDINAL B-B

Figura 32: Corte B-B de la edificación con sistema aporticado.

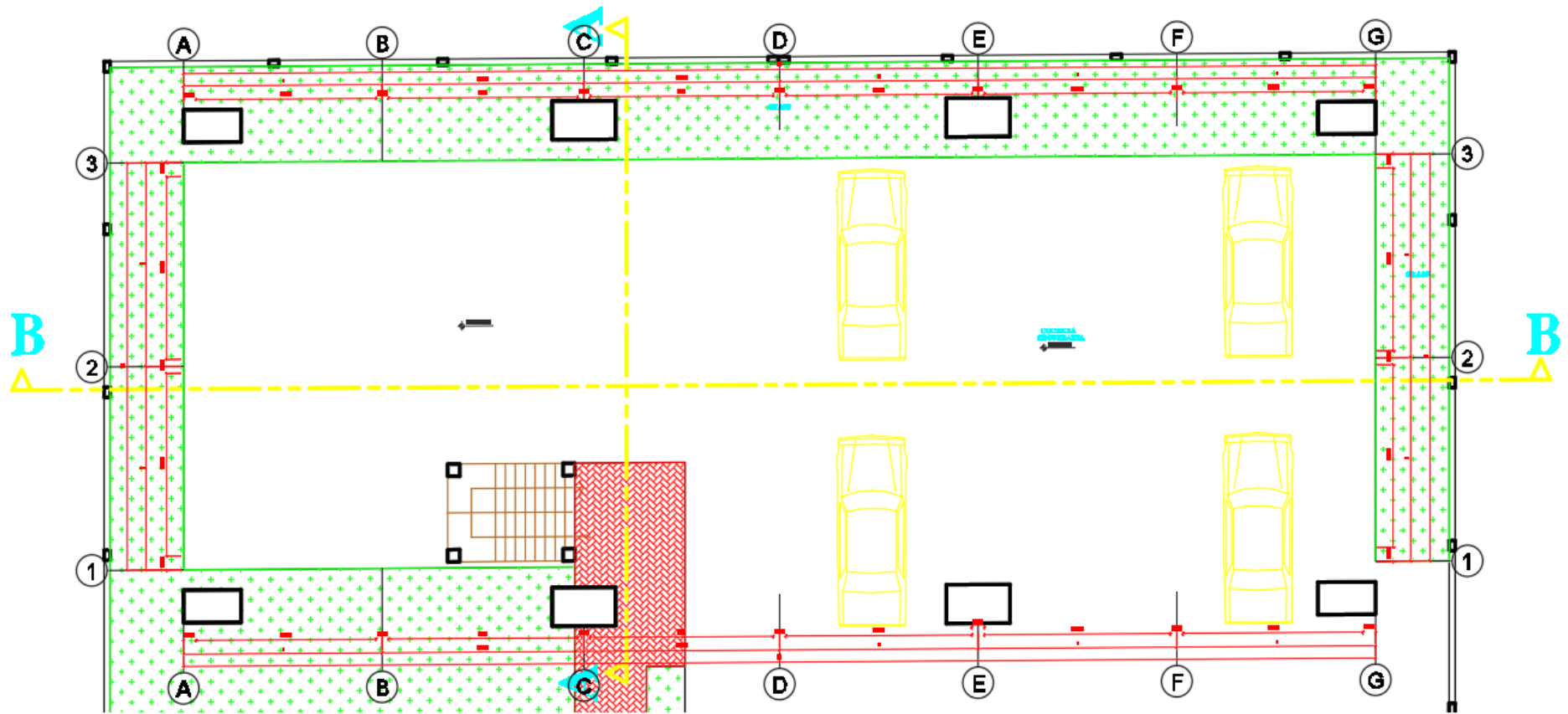


Figura 33: Distribución arquitectónica del 1º nivel de la edificación del sistema semi-colgante.

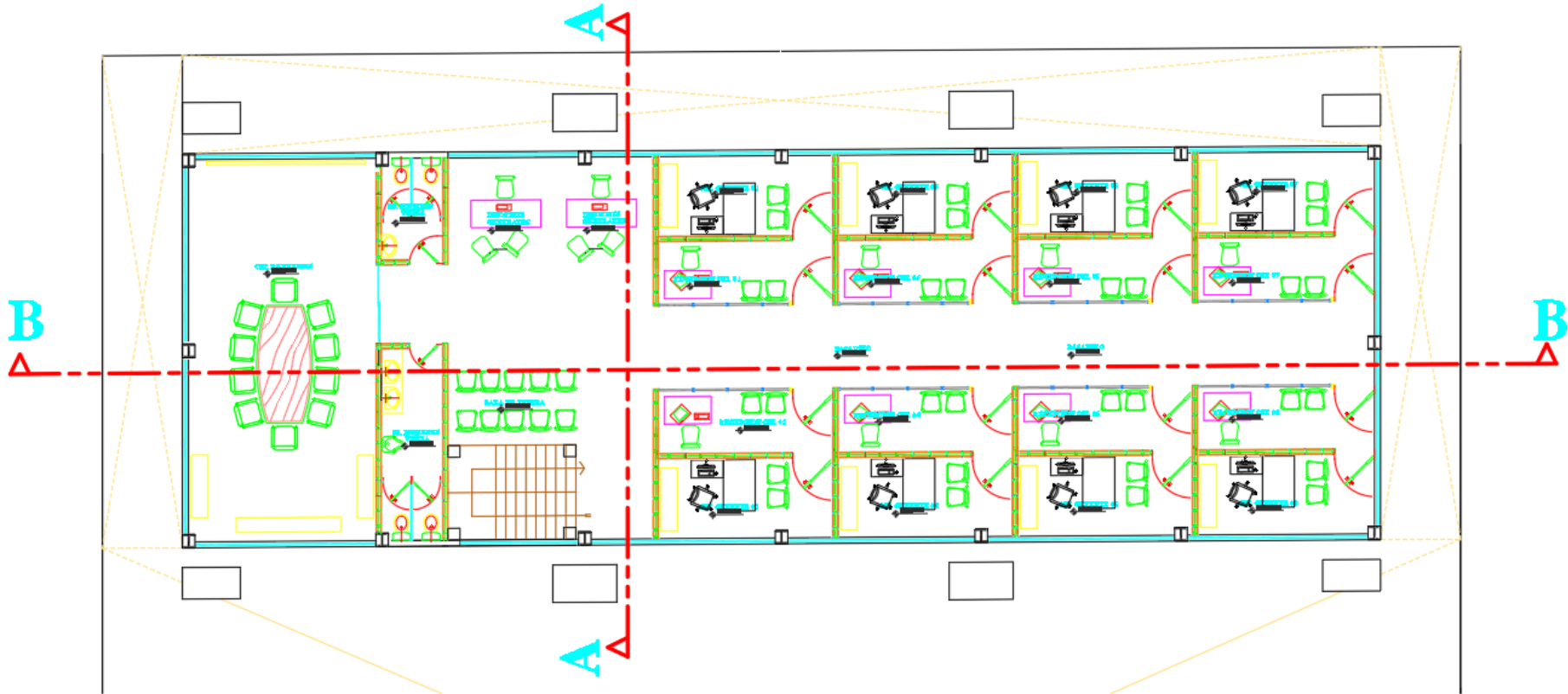


Figura 34: Distribución arquitectónica del 2° y 3° nivel de la edificación del sistema semi colgante.

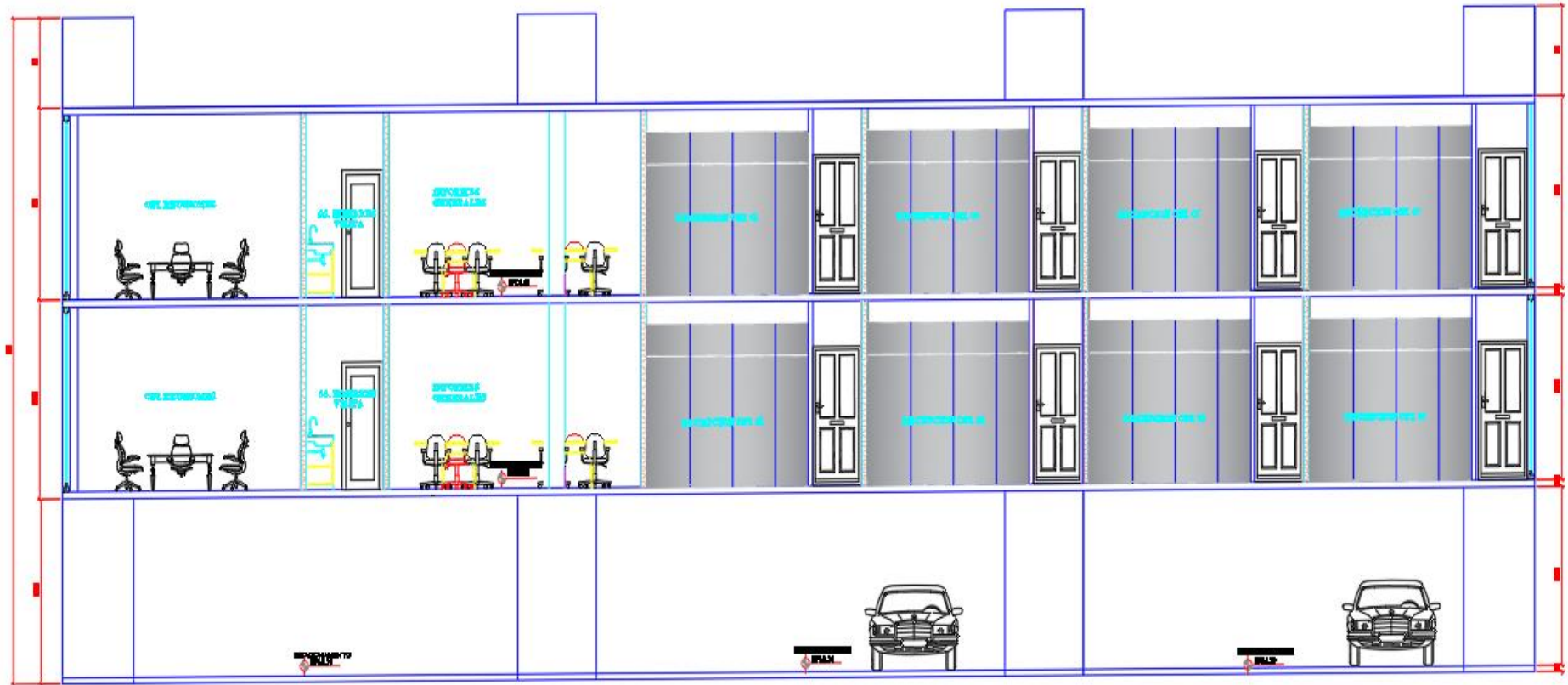
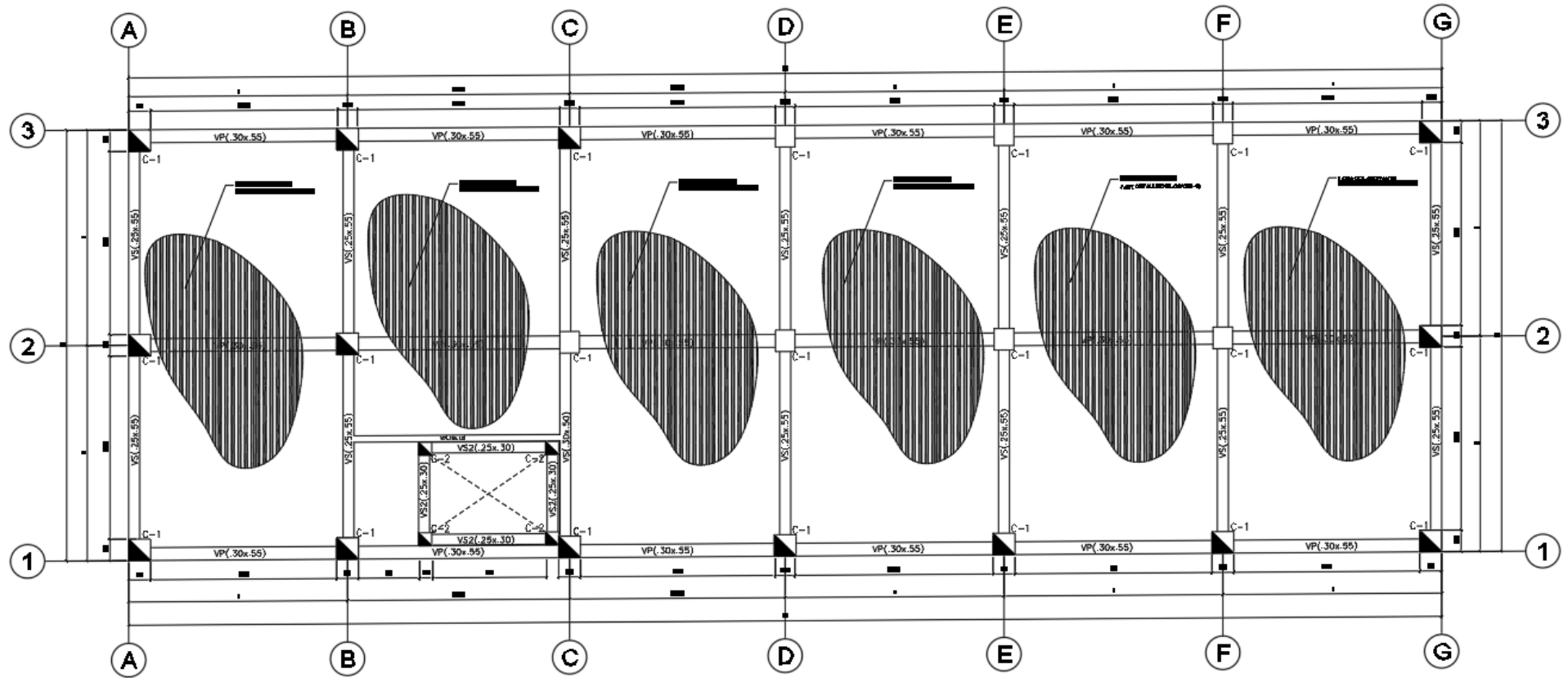
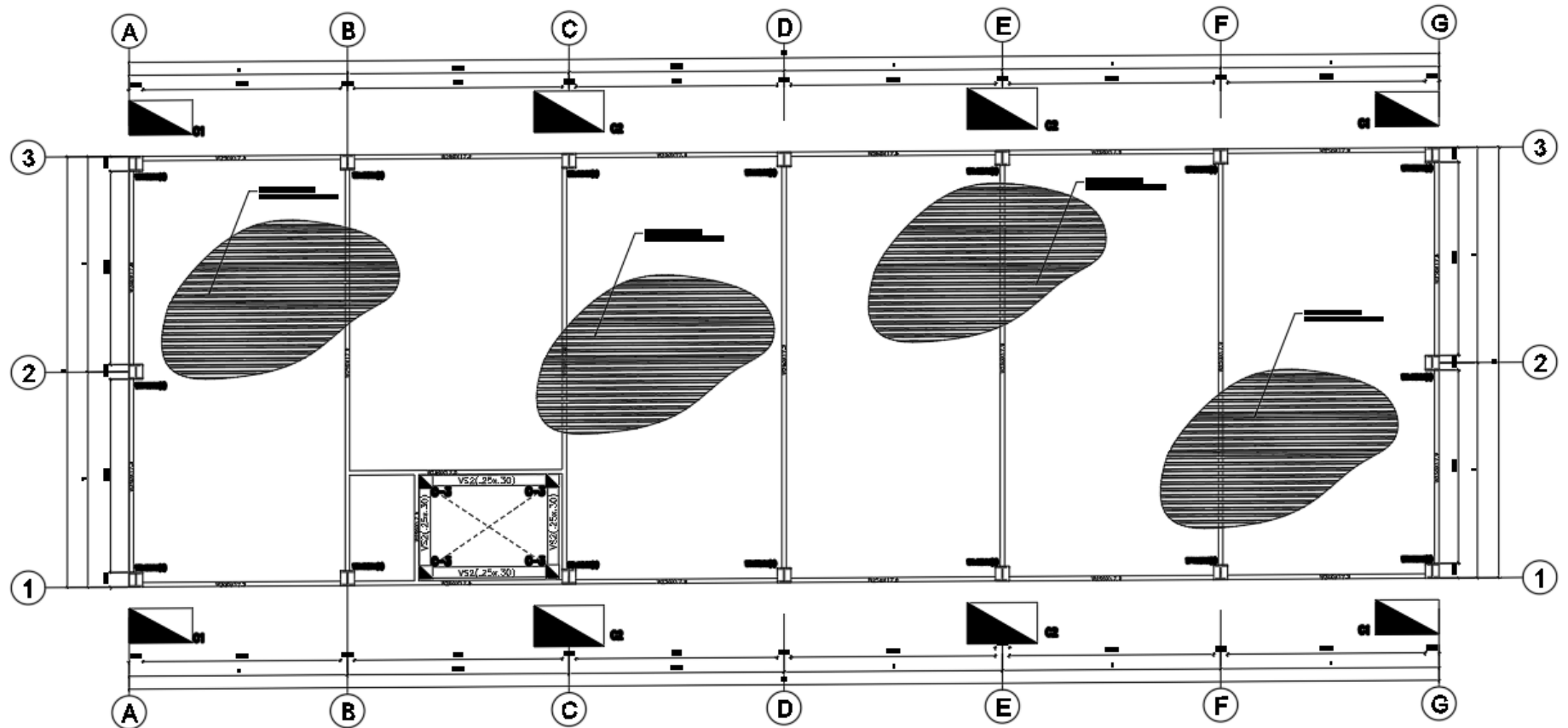


Figura 35: Corte B-B de la edificación con sistema semi-colgante.



ALIGERADO PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

Figura 36: Esquema estructural de la edificación con sistema aporticado.



ALIGERADO PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

Figura 37: Esquema estructural de la edificación con sistema semi-colgante.

3.2. MODELAMIENTO EN EL PROGRAMA ESTRUCTURAL ETABS

3.2.1. MODELAMIENTO DEL SISTEMA APORTICADO

El modelamiento se realizó en el programa estructural ETABS, en el cual solo se consideró el uso de columnas y vigas rectangulares de concreto armado, según se muestra en la Figura 38.

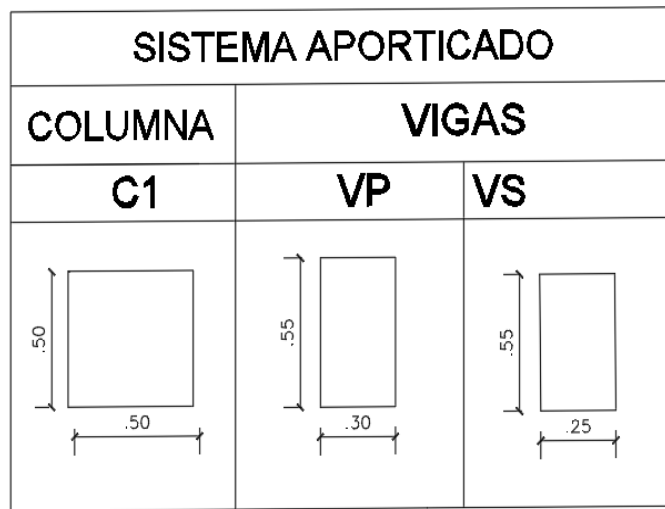


Figura 38: Secciones de vigas y columnas usadas para el modelado estructural del sistema Aporticado.

3.2.1.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Tabla 10: Propiedades de los materiales empleados para el modelo estructural.

PROPIEDADES DEL CONCRETO		
Resistencia a la compresión.	$f'c$	210 Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	E_c	217 370.65 Kg/cm ²
Peso Especifico	γ	2400 Kg/m ³
Módulo de Poisson	μ	0.2
PROPIEDADES DEL ACERO		
Esfuerzo de fluencia	F_y	4200 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad	E_s	2 000 000 Kg/cm ²

3.2.1.2. CARGAS DE DISEÑO:

Adicionalmente del peso propio de los elementos estructurales que se modelaron en el programa estructural también se consideró el peso de algunos elementos que se detallan en la Tabla 11. El cálculo de dichos elementos se realizó teniendo en consideración los pesos específicos dados en la norma E-020 de Cargas. Con respecto a los elementos de tabiquería, no se consideró un peso por unidad de área como generalmente se suele considerar, sino que se consideró una carga lineal uniformemente repartida en las posiciones de los muros de albañilería, esto con el propósito de asemejarse al comportamiento real de la estructura.

Tabla 11: Cargas por unidad de área consideradas para el modelo estructural.

CARGA VIVA		
OFICINAS	250 Kg/m ²	(1er al 3er piso)
CARGA MUERTA		
PESO LOSA COLABORANTE	242 Kg/m ²	(1er al 3er piso)
ACABADOS	100 Kg/m ²	(1er al 3er piso)
TABIQUERIA MOVIL	100 Kg/m ²	(1er al 3er piso)

Las cargas consideradas en la Tabla 12 representan la carga de los muros de tabiquería con vidrio que serán usados para todo el contorno de la estructura. De la misma forma sobre las cargas para cada uno de los ambientes de la edificación se tomaron de la norma técnica E-020, de cargas. La Tabla 11 muestra las cargas usadas para cada oficina para cada nivel de la edificación.

Tabla 12: Cargas lineales empleadas en el modelo estructural.

MATERIAL	PESO ESP. (KG/M3)	CANT	LONG (M)	ANCHO (M)	ALTURA (M)	PESO (KG/M)
MURO DE SOGA H=1.00m	1900	1.00	1.00	0.15	1.00	285.00
VIDRIO H=2.08m	2500	1.00	1.00	0.01	2.08	52.00

3.2.2. MODELAMIENTO DEL SISTEMA SEMI COLGANTE

El modelamiento se realizó en el programa estructural ETABS, en el cual solo se consideró el uso de columnas y vigas rectangulares de concreto armado, adicionalmente se agregó en la parte interna de la estructura con perfiles de acero, las columnas son de tipo “H” y las vigas son tipo “I”, según se muestra en la Figura 39.

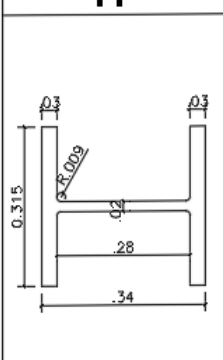
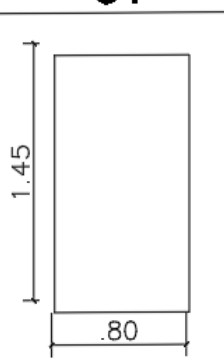
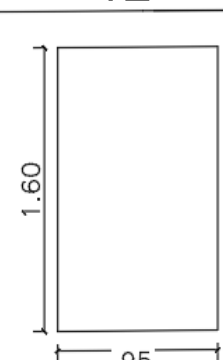
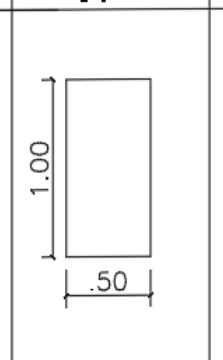
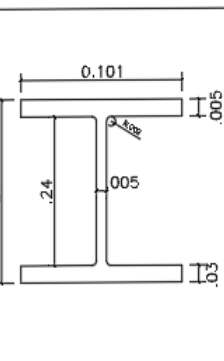
SISTEMA SEMI-COLGANTE				
COLUMNAS			VIGAS	
H	C1	C2	VP	I
				

Figura 39: Secciones de vigas y columnas usadas para el modelado estructural del sistema Semi-colgante

3.2.2.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Tabla 13: Propiedades de los materiales empleados para el modelo estructural.

PROPIEDADES DEL CONCRETO		
Resistencia a la compresión.	$f'c$	210 Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	E_c	217 370.65 Kg/cm ²
Peso Especifico	γ	2400 Kg/m ³
Módulo de Poisson	μ	0.2
PROPIEDADES DEL ACERO CORRUGADO		
Esfuerzo de fluencia	F_y	4200 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad	E_s	2 000 000 Kg/cm ²
PROPIEDADES DEL ACERO		
Esfuerzo de fluencia	F_y	3450 Kg/cm ²

3.2.2.2. CARGAS DE DISEÑO:

Adicionalmente del peso propio de los elementos estructurales que se modelaron en el programa estructural también se consideró el peso de algunos elementos que se detallan en la Tabla 14. El cálculo de dichos elementos se realizó teniendo en consideración los pesos específicos dados en la norma E-020 de Cargas. Con respecto a los elementos de tabiquería, no se consideró un peso por unidad de área como generalmente se suele considerar, sino que se consideró una carga lineal uniformemente repartida en las posiciones de los muros de albañilería, esto con el propósito de asemejarse al comportamiento real de la estructura.

Tabla

CARGA VIVA		
OFICINAS	250 Kg/m ²	(1er al 3er piso)
CARGA MUERTA		
PESO LOSA COLABORANTE	242 Kg/m ²	(1er al 3er piso)
ACABADOS	100 Kg/m ²	(1er al 3er piso)
TABIQUERIA MOVIL	100 Kg/m ²	(1er al 3er piso)

14: Cargas por unidad de área consideradas para el modelo estructural.

Las cargas consideradas en la Tabla 15 representan la carga de los muros de tabiquería con vidrio que serán usados para todo el contorno de la estructura. De la misma forma sobre las cargas para cada uno de los ambientes de la edificación se tomaron de la norma técnica E-020, de cargas. La Tabla 14 muestra las cargas usadas para cada oficina para cada nivel de la edificación.

Tabla 15: Cargas lineales empleadas en el modelo estructural

MATERIAL	PESO ESP. (KG/M3)	CANT	LONG (M)	ANCHO (M)	ALTURA (M)	PESO (KG/M)
MURO DE SOGA H=1.00m	1900	1.00	1.00	0.15	1.00	285.00

VIDRIO H=2.08m	2500	1.00	1.00	0.01	2.08	52.00
-------------------	------	------	------	------	------	-------

3.3. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION

3.3.1. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION CON SISTEMA APORTICADO

En la Figura 40 se muestra una vista tridimensional del modelo estructural de la edificación del local comercial con la base empotrada con sistema aporticado y compararla con la misma estructura con sistema semi-colgante.

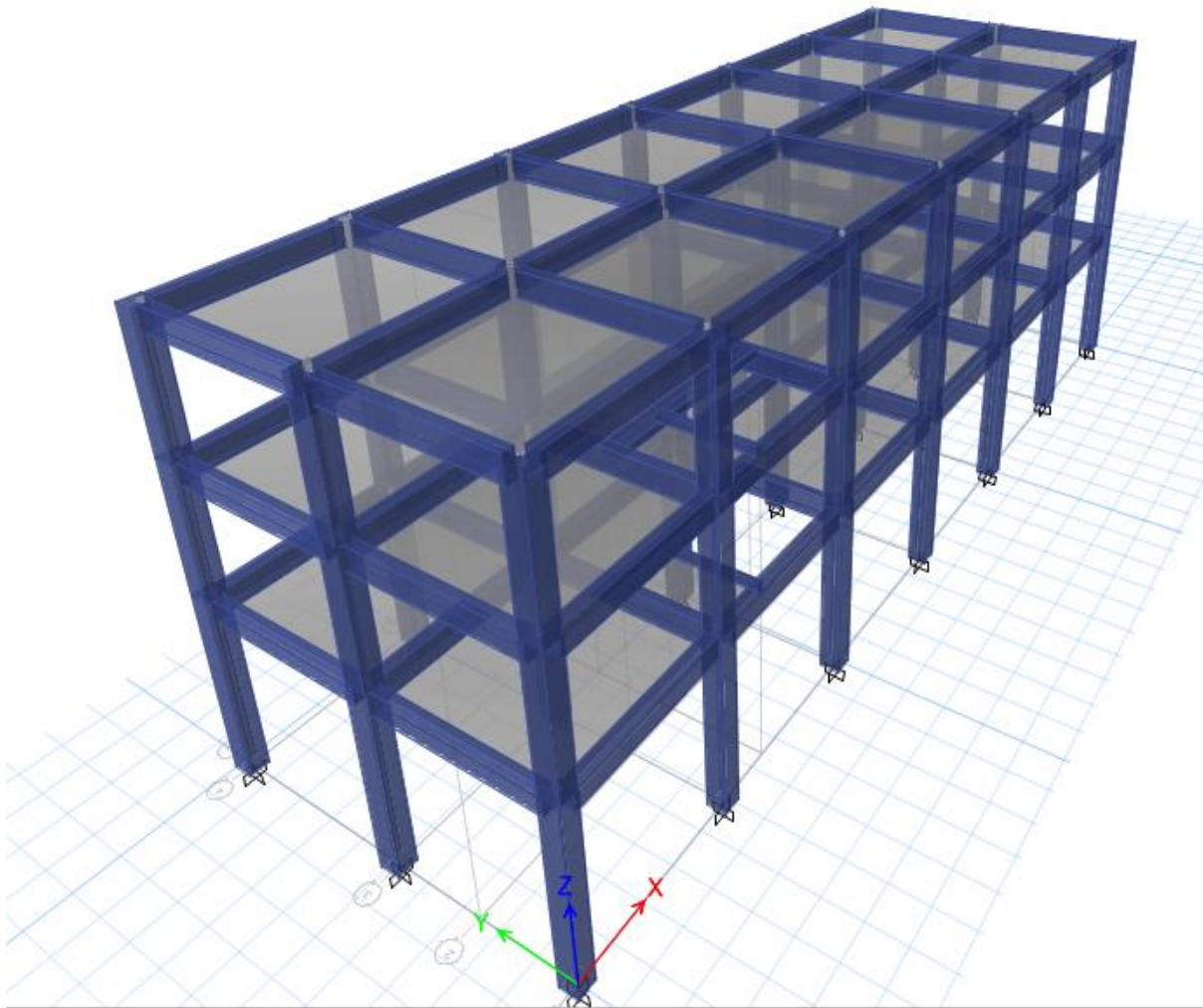


Figura 40: Modelo estructural de la edificación con sistema aporticado.

Tabla 16: Calculo de espectro de diseño

T (s)	Sa/g		
0.00	0.148	0.85	0.104
0.02	0.148	0.90	0.098
0.04	0.148	0.95	0.093
0.06	0.148	1.00	0.089
0.08	0.148	1.10	0.081
0.10	0.148	1.20	0.074
0.12	0.148	1.30	0.068
0.14	0.148	1.40	0.063
0.16	0.148	1.50	0.059
0.18	0.148	1.60	0.055
0.20	0.148	1.70	0.052
0.25	0.148	1.80	0.049
0.30	0.148	1.90	0.047
0.35	0.148	2.00	0.044
0.40	0.148	2.20	0.037
0.45	0.148	2.40	0.031
0.50	0.148	2.60	0.026
0.55	0.148	2.80	0.023
0.60	0.148	3.00	0.020
0.65	0.136	4.00	0.011
0.70	0.127	5.00	0.007
0.75	0.118	6.00	0.005
0.80	0.111	7.00	0.004
		8.00	0.003
		9.00	0.002
		10.00	0.002

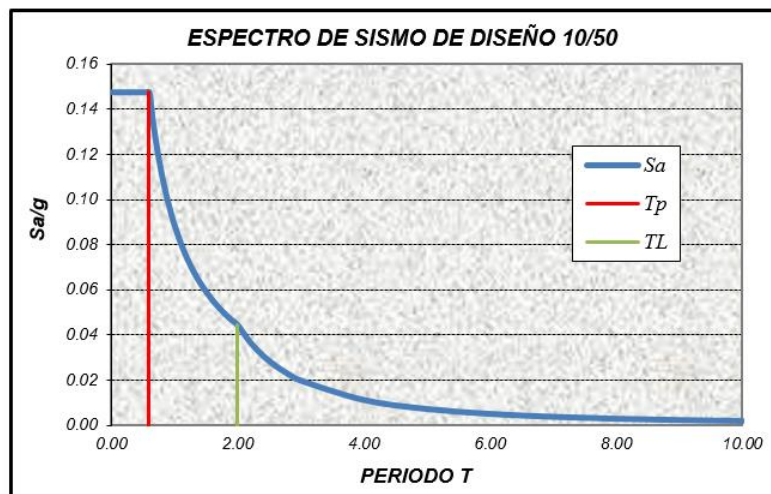


Figura 41: Grafica de cálculo de espectro de diseño.

Tabla 17: Reacciones en la base en el análisis estructural en sistema aporticado.

TABLE: Base Reactions									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
SISMO ESTATICO X+EA	-105.15	0.00	0.00	0.00	-867.42	615.00	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO X-EA	-105.15	0.00	0.00	0.00	-867.42	513.01	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO Y+EA	0.00	-105.15	0.00	867.42	0.00	-1878.43	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO Y-EA	0.00	-105.15	0.00	867.42	0.00	-1566.13	0.00	0.00	0.00
SISMODINX Max	96.15	86.46	0.00	693.63	764.49	1719.47	0.00	0.00	0.00
SISMODINY Max	96.15	86.46	0.00	693.63	764.49	1719.47	0.00	0.00	0.00

Vdin x	96.1488
V est x	-105.1499

Vdin y	86.4617
V est y	-105.1499

-0.9143974 >0.90

-0.8222709 >0.90

FACTOR ESCALA X	-0.98	FACTOR ESCALA Y	-1.09
------------------------	--------------	------------------------	--------------

Tabla 18: Desplazamientos Máximos en el análisis estructural en sistema aporticado.

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements									
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z
			m	m	rad		m	m	m
PISO 3	PISO3	SISMODINX Max	0.007425	0.008849	0.000431	85.00	16.335	5.34	11.00
PISO 3	PISO3	SISMODINY Max	0.008093	0.009646	0.000470	85.00	16.335	5.34	11.00
PISO 2	PISO2	SISMODINX Max	0.006332	0.007337	0.000360	86.00	16.4069	5.38	7.80
PISO 2	PISO2	SISMODINY Max	0.006902	0.007997	0.000392	86.00	16.4069	5.38	7.80
PISO 1	PISO1	SISMODINX Max	0.004187	0.004592	0.000228	91.00	16.4045	5.38	4.60
PISO 1	PISO1	SISMODINY Max	0.004564	0.005005	0.000249	91.00	16.4045	5.38	4.60

NIVEL	SDINX (DSPL ABSOLUTOS)	DESPL. RELATIVO	H ESTREPISO (cm)	DERIVA X Drel /h	DERIVA X final 0.75x1x8 (R=6.00)	OBSERVACIONES
3	0.7425	0.1093	320.00	0.0003	0.0020	
2	0.6332	0.2145	320.00	0.0007	0.0040	
1	0.4187	0.4187	460.00	0.0009	0.0055	
MAX 0.75R (R=6)					0.0055	
Limite E030 - CONCRETO ARMADO PORTICO					0.007	SI Cumple

NIVEL	SDINY (DSPL ABSOLUTOS)	DESPL. RELATIVO	H ESTREPISO (cm)	DERIVA Y Drel /h	DERIVA Y final 0.75x1x8 (R=6.00)	OBSERVACIONES
3	0.9646	0.1649	320.00	0.0005	0.0031	
2	0.7997	0.2992	320.00	0.0009	0.0056	
1	0.5005	0.5005	460.00	0.0011	0.0065	
MAX 0.75R (R=6)					0.0065	
Limite E030 - CONCRETO ARMADO PORTICO					0.007	SI Cumple

3.3.2. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION CON SISTEMA SEMI-COLGANTE

En la Figura 42 se muestra una vista tridimensional del modelo estructural de la edificación del local comercial con la base empotrada con sistema semi-colgante y compararla con la misma estructura con sistema aporticado.

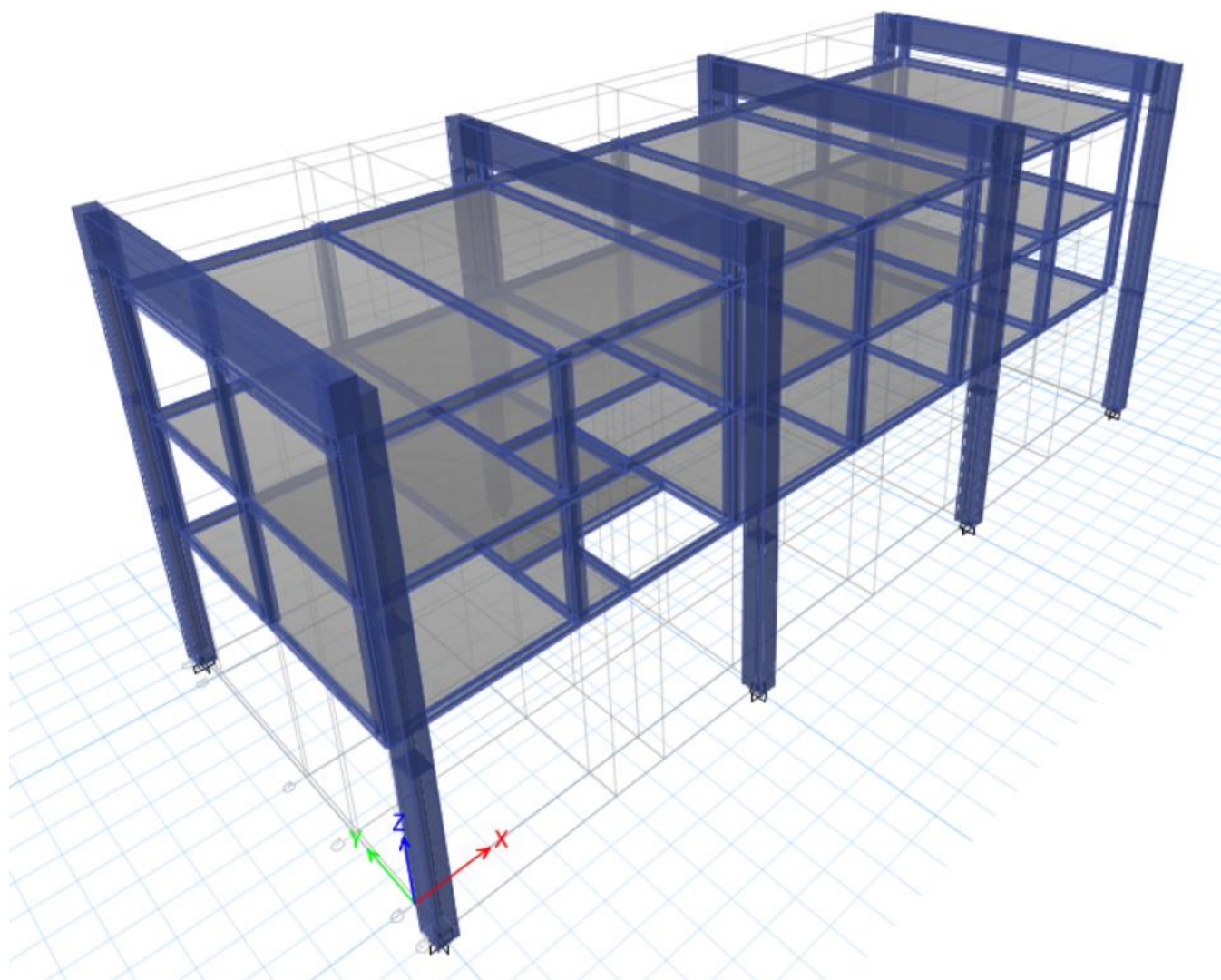


Figura 42: Modelo estructural de la edificación con sistema semi-colgante.

Tabla 19: Calculo de espectro de diseño

T (s)	Sa/g		
0.00	0.148	0.85	0.104
0.02	0.148	0.90	0.098
0.04	0.148	0.95	0.093
0.06	0.148	1.00	0.089
0.08	0.148	1.10	0.081
0.10	0.148	1.20	0.074
0.12	0.148	1.30	0.068
0.14	0.148	1.40	0.063
0.16	0.148	1.50	0.059
0.18	0.148	1.60	0.055
0.20	0.148	1.70	0.052
0.25	0.148	1.80	0.049
0.30	0.148	1.90	0.047
0.35	0.148	2.00	0.044
0.40	0.148	2.20	0.037
0.45	0.148	2.40	0.031
0.50	0.148	2.60	0.026
0.55	0.148	2.80	0.023
0.60	0.148	3.00	0.020
0.65	0.136	4.00	0.011
0.70	0.127	5.00	0.007
0.75	0.118	6.00	0.005
0.80	0.111	7.00	0.004
		8.00	0.003
		9.00	0.002
		10.00	0.002

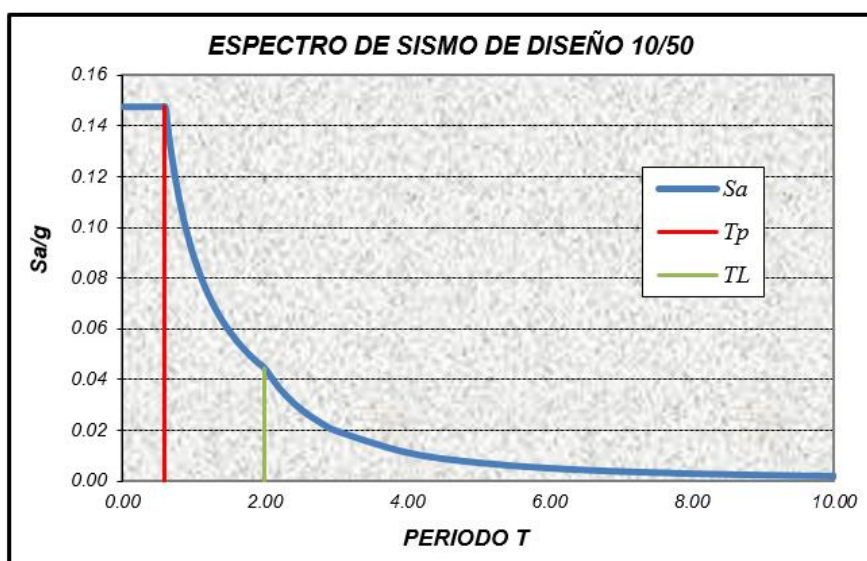


Figura 43: Gráfica de cálculo de espectro de diseño.

Tabla 20: Reacciones en la base en el análisis estructural en sistema semi-colgante, del pórtico externo

TABLE: Base Reactions									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
SISMO ESTATICO x+ea	-126.648	0.000	0.000	0.000	-1043.003	693.8776	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO x-ea	-126.648	0.000	0.000	0.000	-1043.003	617.2824	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO y+ea	0.000	-126.648	0.000	1043.003	0.000	-2120.104	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO y-ea	0.000	-126.648	0.000	1043.003	0.000	-1885.580	0.00	0.00	0.00
SISMODINX Max	93.799	90.708	0.000	715.333	742.514	1709.821	0.00	0.00	0.00
SISMODINY Max	93.799	90.708	0.000	715.333	742.514	1709.821	0.00	0.00	0.00

Vdin x	93.7989
V est x	-126.6481

Vdin y	90.708
V est y	-126.6481

	-0.7406262 >0.90		-0.7162208 >0.90
FACTOR ESCALA X	-1.22	FACTOR ESCALA Y	-1.26

Tabla 21: Desplazamientos Máximos en el análisis estructural en sistema semi-colgante, del pórtico externo

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements									
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z
			m	m	rad		m	m	m
PISO 3	PISO3	SISMODINX Max	0.011462	0.011048	0.000532	10.00	16.34	5.34	11.00
PISO 3	PISO3	SISMODINY Max	0.011462	0.011048	0.000532	10.00	16.34	5.34	11.00
PISO 2	PISO2	SISMODINX Max	0.016436	0.015108	0.000702	15.00	16.43	5.40	7.80
PISO 2	PISO2	SISMODINY Max	0.016436	0.015108	0.000702	15.00	16.43	5.40	7.80
PISO 1	PISO1	SISMODINX Max	0.019933	0.018670	0.000841	38.00	16.44	5.40	4.60
PISO 1	PISO1	SISMODINY Max	0.019933	0.018670	0.000841	38.00	16.44	5.40	4.60

NIVEL	SDINX (DSPL ABSOLUTOS)	DESPL. RELATIVO	H ESTREPISO (cm)	DERIVA X Drel /h	DERIVA X final 0.75x1x8 (R=6.00)	OBSERVACIONES	
3	1.1462	1.1462	1100.00	0.0010	0.0063		
					MAX 0.75R (R=6)	0.0063	
					Limite E030 - CONCRETO ARMADO SEMI COLGANTE	0.007	SI Cumple

NIVEL	SDINY (DSPL ABSOLUTOS)	DESPL. RELATIVO	H ESTREPISO (cm)	DERIVA Y Drel /h	DERIVA Y final 0.75x1x8 (R=6.00)	OBSERVACIONES	
3	1.1048	1.1048	1100.00	0.0010	0.0060		
					MAX 0.75R (R=6)	0.0060	
					Limite E030 - CONCRETO ARMADO SEMI COLGANTE	0.007	SI Cumple

Adicional a la parte global externa del sistema semi-colgante se ha verificado que los perfiles metálicos internos cumplan también los parámetros de la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, se han analizado en tres distintos casos que son área de extremos, área de intermedio y área con escalera.

En la Figura 44 se muestra una vista de perfil del modelo estructural de la edificación del local comercial con la base empotrada con sistema semi-colgante en el área de extremos.

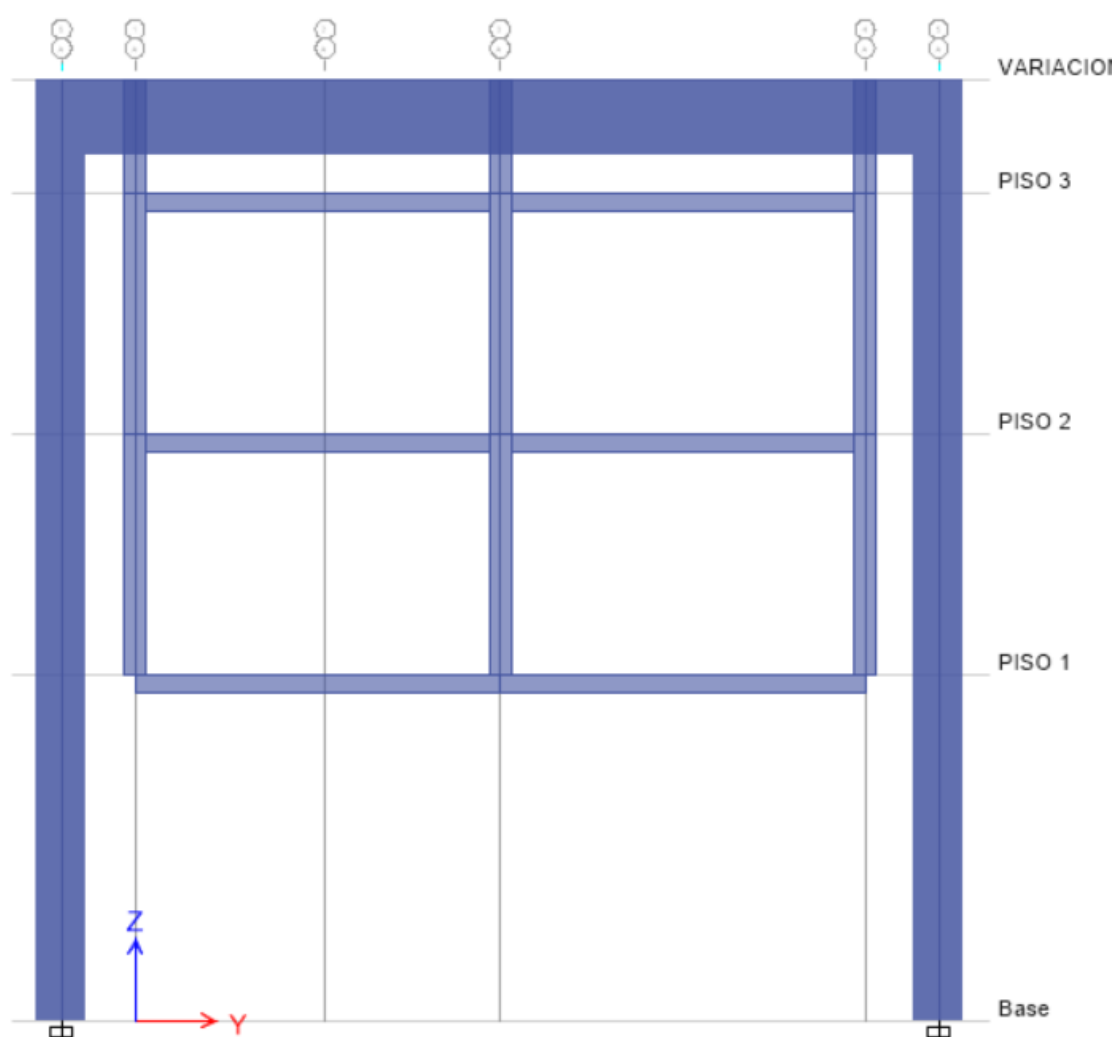


Figura 44: vista de perfil (extremos) del modelo estructural con sistema semi-colgante.

Tabla 22: Reacciones en la base en el análisis estructural en sistema semi-colgante, del pórtico del área extrema

TABLE: Base Reactions									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
SISMO ESTATICO X+EA	-7.9934	0.0000	0.00	0.0000	-68.3506	38.7681	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO X-EA	-7.9934	0.0000	0.00	0.0000	-68.3506	38.7681	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO Y+EA	0.0000	-7.9934	0.00	68.3506	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO Y-EA	0.0000	-7.9934	0.00	68.3506	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
SISMODINX Max	19.8763	21.0326	0.00	252.1575	242.1441	96.4001	0.00	0.00	0.00
SISMODINY Max	19.8763	21.0326	0.00	252.1575	242.1441	96.4001	0.00	0.00	0.00

Vdin x	19.8763	Vdin y	21.0326
V est x	-7.9934	V est y	-7.9934

2.48658894 >0.90 2.63124578 >0.90

FACTOR ESCALA X	-0.36	FACTOR ESCALA Y	-0.34
------------------------	--------------	------------------------	--------------

Tabla 23: Desplazamientos Máximos en el análisis estructural en sistema semi-colgante dell área extrema

DISTORSION EN Y					
0.014925	1.4925	1300	0.001	0.0069	CUMPLE
DESPLAZAMIENTO MAXIMO				0.007	

DISTORSION EN X					
0.015188	1.5188	1300	0.001	0.0070	CUMPLE
DESPLAZAMIENTO MAXIMO				0.007	

En la Figura 45 se muestra una vista de perfil del modelo estructural de la edificación del local comercial con la base empotrada con sistema semi-colgante en el área intermedia.

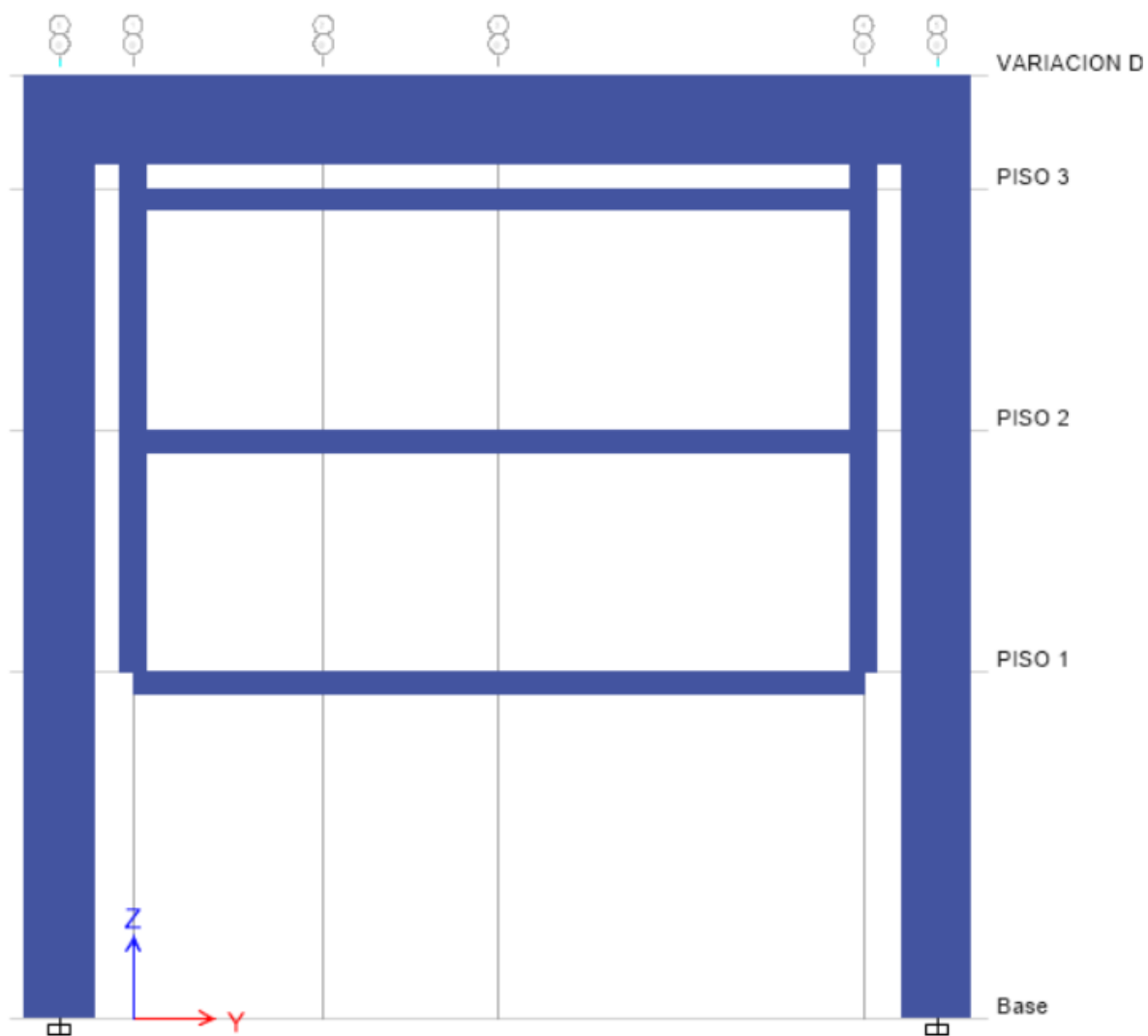


Figura 45: vista de perfil (internos) del modelo estructural con sistema semi-colgante.

Tabla 24: Reacciones en la base en el análisis estructural en sistema semi-colgante, del pórtico del área intermedia

TABLE: Base Reactions									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
SISMO ESTATICO X+EA	-10.4741	0.0000	0.00	0.0000	-89.5629	50.7996	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO X-EA	-10.4741	0.0000	0.00	0.0000	-89.5629	50.7996	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO Y+EA	0.0000	-10.4741	0.00	89.5629	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO Y-EA	0.0000	-10.4741	0.00	89.5629	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
SISMODINX Max	31.0856	32.5814	0.00	398.0812	383.8902	150.7654	0.00	0.00	0.00
SISMODINY Max	31.0856	32.5814	0.00	398.0812	383.8902	150.7654	0.00	0.00	0.00

Vdin x	31.0856
V est x	-10.4741

Vdin y	32.5814
V est y	-10.4741

Tabla 25: Desplazamientos Máximos en el análisis estructural en sistema semi-colgante del área intermedia

DISTORSION EN Y					
0.014957	1.4957	1300	0.001	0.0069	CUMPLE
DESPLAZAMIENTO MAXIMO				0.007	

DISTORSION EN X					
0.015195	1.5195	1300	0.001	0.0070	CUMPLE
DESPLAZAMIENTO MAXIMO				0.007	

En la Figura 46 se muestra una vista de perfil del modelo estructural de la edificación del local comercial con la base empotrada con sistema semi-colgante en el área con escalera.

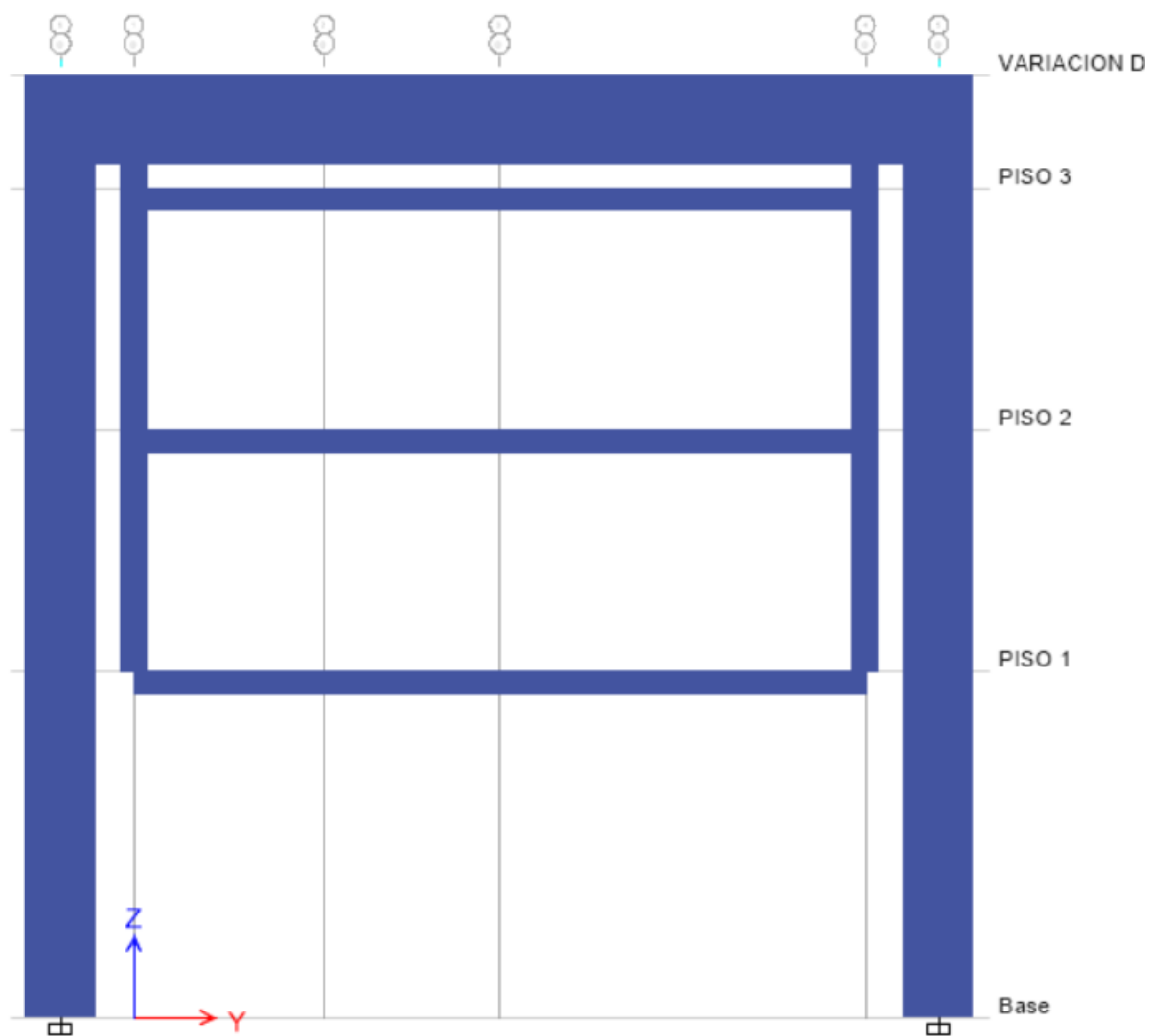


Figura 46: vista de perfil del modelo estructural con sistema semi-colgante en el área con escalera.

Tabla 26: Reacciones en la base en el análisis estructural en sistema semi-colgante, del pórtico del área con escalera

TABLE: Base Reactions									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
SISMO ESTATICO X+EA	-2.8364	0.0000	0.00	0.0000	-23.1679	13.7563	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO X-EA	-2.8364	0.0000	0.00	0.0000	-23.1679	13.7563	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO Y+EA	0.0000	-2.8364	0.00	23.1679	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
SISMO ESTATICO Y-EA	0.0000	-2.8364	0.00	23.1679	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
SISMODINX Max	4.6333	11.9819	0.00	146.4412	55.9442	21.441	0.00	0.00	0.00
SISMODINY Max	4.6333	11.9819	0.00	146.4412	55.9442	21.441	0.00	0.00	0.00

Vdin x	4.6333
V est x	-2.8364

Vdin y	11.9819
V est y	-2.8364

1.63351431 >0.90

4.22433366 >0.90

FACTOR ESCALA X	-0.55	FACTOR ESCALA Y	-0.21
------------------------	--------------	------------------------	--------------

Tabla 27: Desplazamientos Máximos en el análisis estructural en sistema semi-colgante del área con escalera

DISTORSION EN Y					
0.014794	1.4794	1300	0.001	0.0068	CUMPLE
DESPLAZAMIENTO MAXIMO				0.007	

DISTORSION EN X					
0.014463	1.4463	1300	0.001	0.0067	CUMPLE
DESPLAZAMIENTO MAXIMO				0.007	

3.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION

Para la recopilación de datos de las fuerzas internas de diseño de los elementos estructurales, se siguió los pasos expuestos en el capítulo correspondiente a la metodología de la tesis, en los que se indican los estados de carga y las combinaciones de dichos estados que deben emplear para el realizar el diseño estructural de las vigas, columnas y otros elementos estructurales, dependiendo del sistema empleado a la edificación.

3.4.1. DISEÑO DE VIGAS A FLEXION

Se diseñan las vigas para principalmente soportar los esfuerzos de flexión y la fuerza cortante obtenidos del análisis estructural, en la envolvente definida de las siguientes combinaciones de cargas:

$$1.4 \text{ CM} \mp 1.7 \text{ CV} \quad (\text{EC. 16})$$

$$0.9 \text{ CM} \mp \text{SISMO} \quad (\text{EC. 18})$$

$$1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + \text{SISMO} \quad (\text{EC. 17})$$

En la figura 47 y figura 48 se presentan los diagramas de momentos flectores de la viga más desfavorable de en el sistema aporticado. Es importante mencionar que para el diseño de las vigas se tomaron los valores más desfavorables y se unificaron los resultados para todas las vigas tanto longitudinal, como transversal.

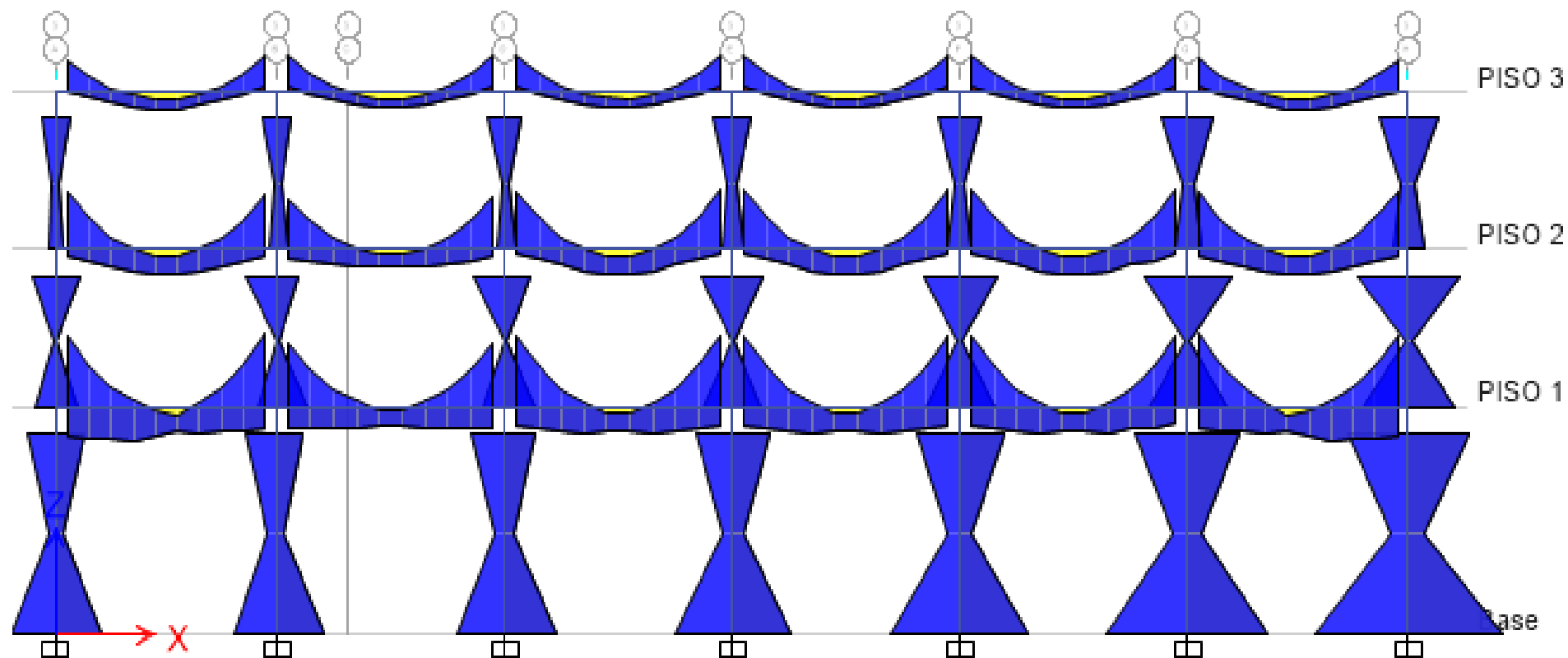


Figura 47: Diagrama del momento flector más desfavorable del eje 3 para el sistema aporticado.

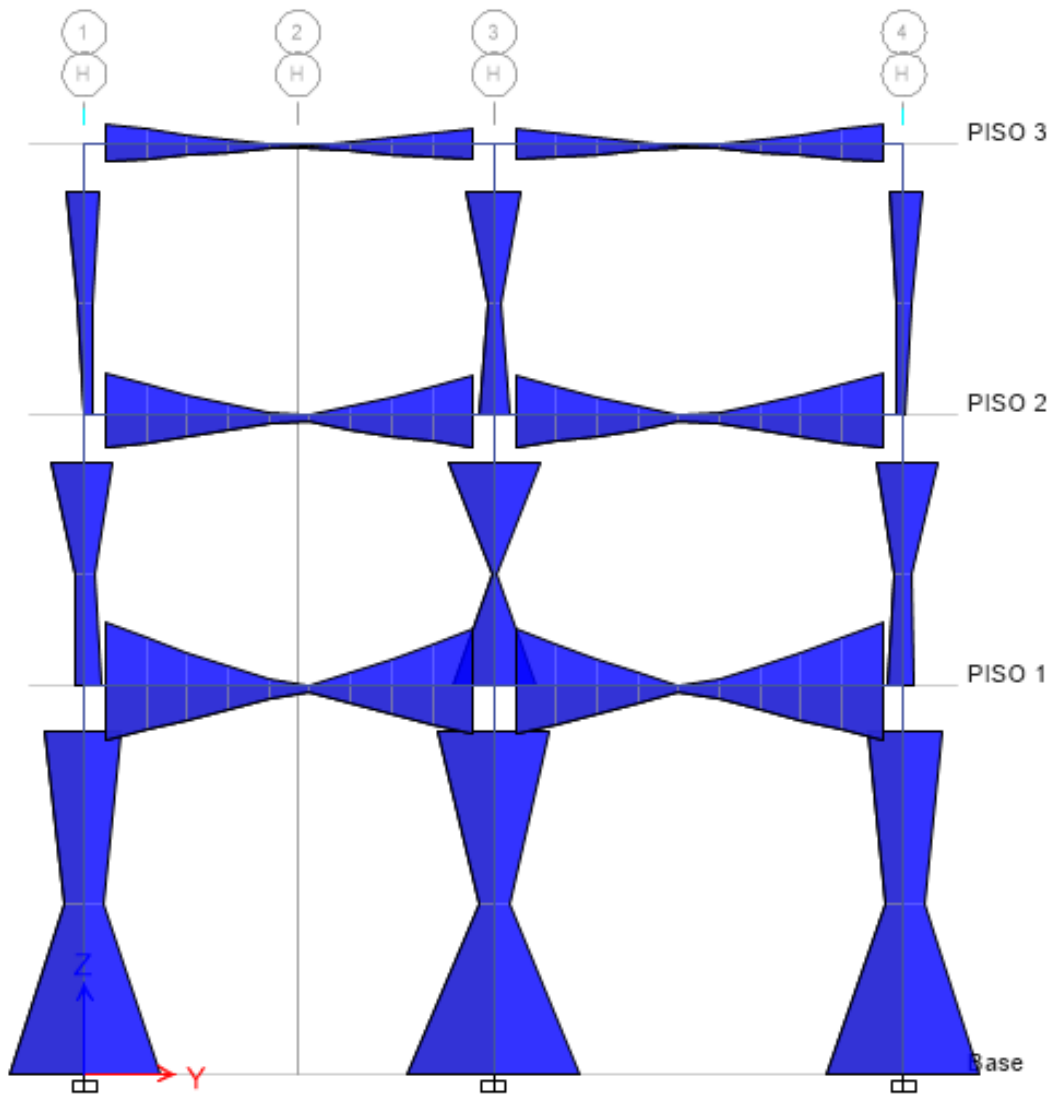


Figura 48: Diagrama del momento flector más desfavorable del eje H para el sistema aporricado.

En la figura 49 se muestra el acero requerido en las vigas en el tramo más largo obtenidas del programa estructural ETABS. En la figura 50 presente se muestra el acero requerido en las vigas en el tramo corto obtenidas del programa estructural ETABS. En la figura 51 se muestra el detalle de acero en el tramo más largo. En la figura 52 se muestra el detalle de acero en el tramo más corto.

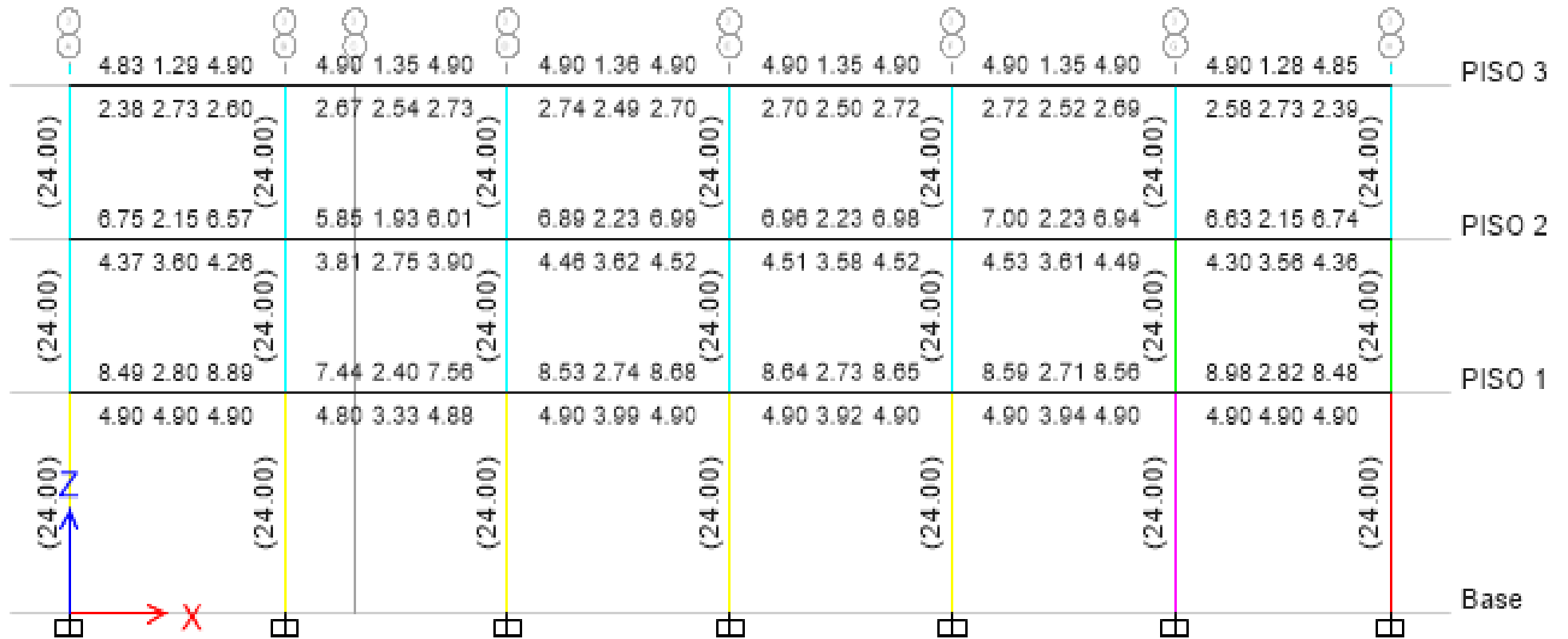


Figura 49: Acero requerido (en cm²) calculado por el programa de análisis estructural etabs para el pórtico del eje 3.

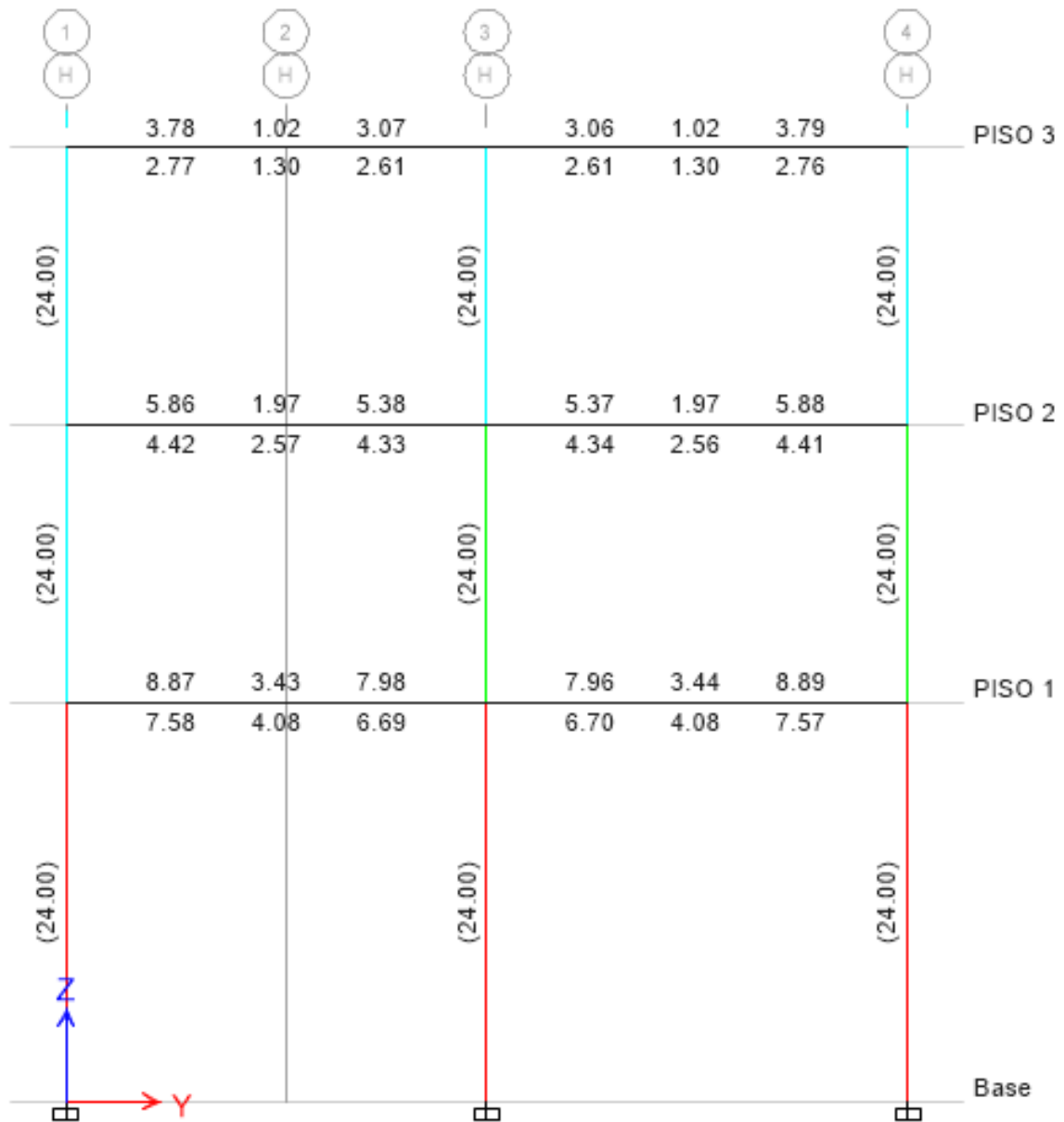
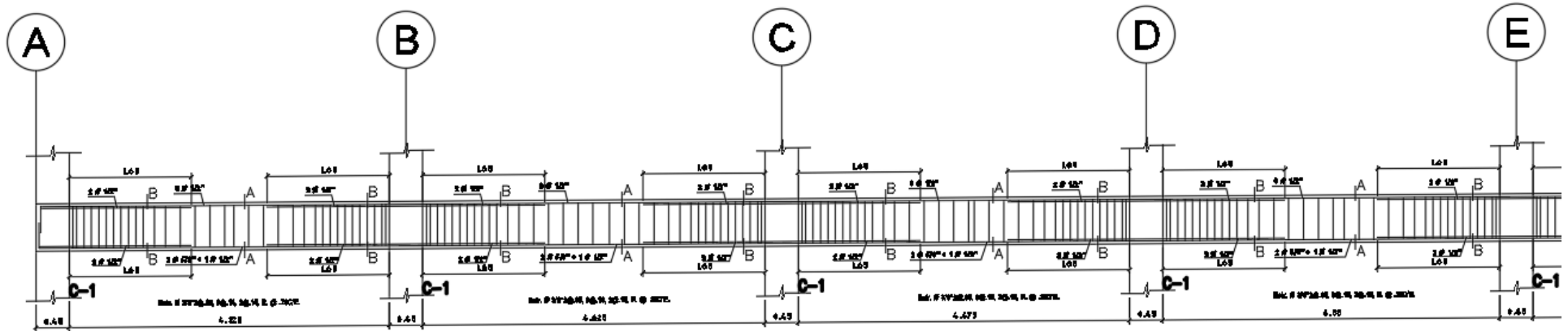
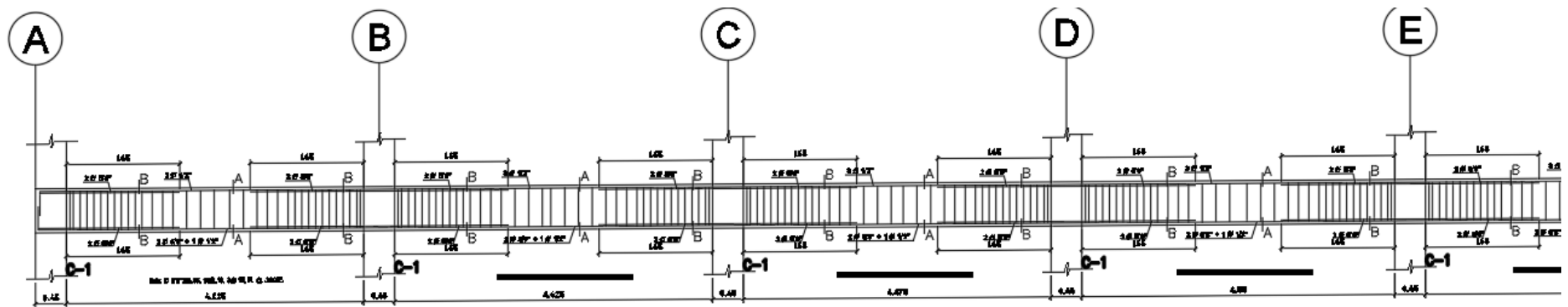


Figura 50: Acero requerido (en cm²) calculado por el programa de análisis estructural etabs para el pórtico del eje H.



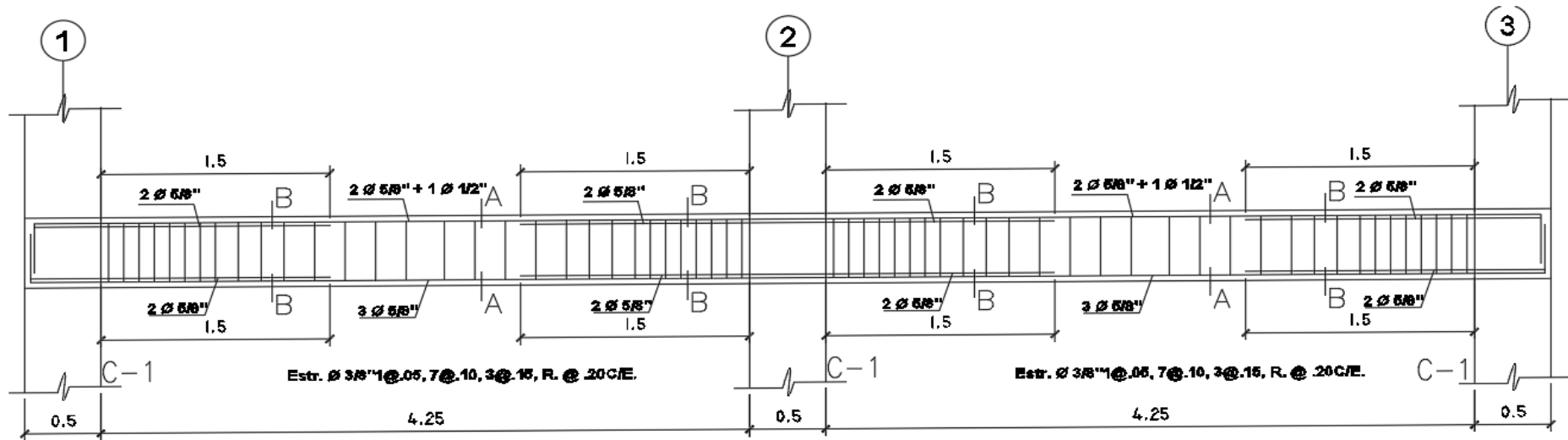
VIGA DEL 1º NIVEL, PORTICOS EJE 1-3 TRAMO A-C



EJE 2 ENTRE (A-G)

VIGA DEL 1º NIVEL, PORTICOS EJE 2 TRAMO A-C

Figura 51: Detalle del acero de refuerzo de la viga principal del 1º nivel de los pórticos transversales, comprendidos desde el eje A hasta el eje E.



VIGA DEL 1° NIVEL, PORTICOS EJE H TRAMO 1-3

Figura 52: Detalle del acero de refuerzo de la viga secundaria del 1° nivel de los pórticos, comprendidos desde el eje 1 hasta el eje 3.

En la figura 53 presentan los diagramas de momentos flectores de los más desfavorable en los extremos e internos en el sistema semi-colgante. Es importante mencionar que para el diseño de las vigas se tomaron dos tipos de vigas, extremas e internas.

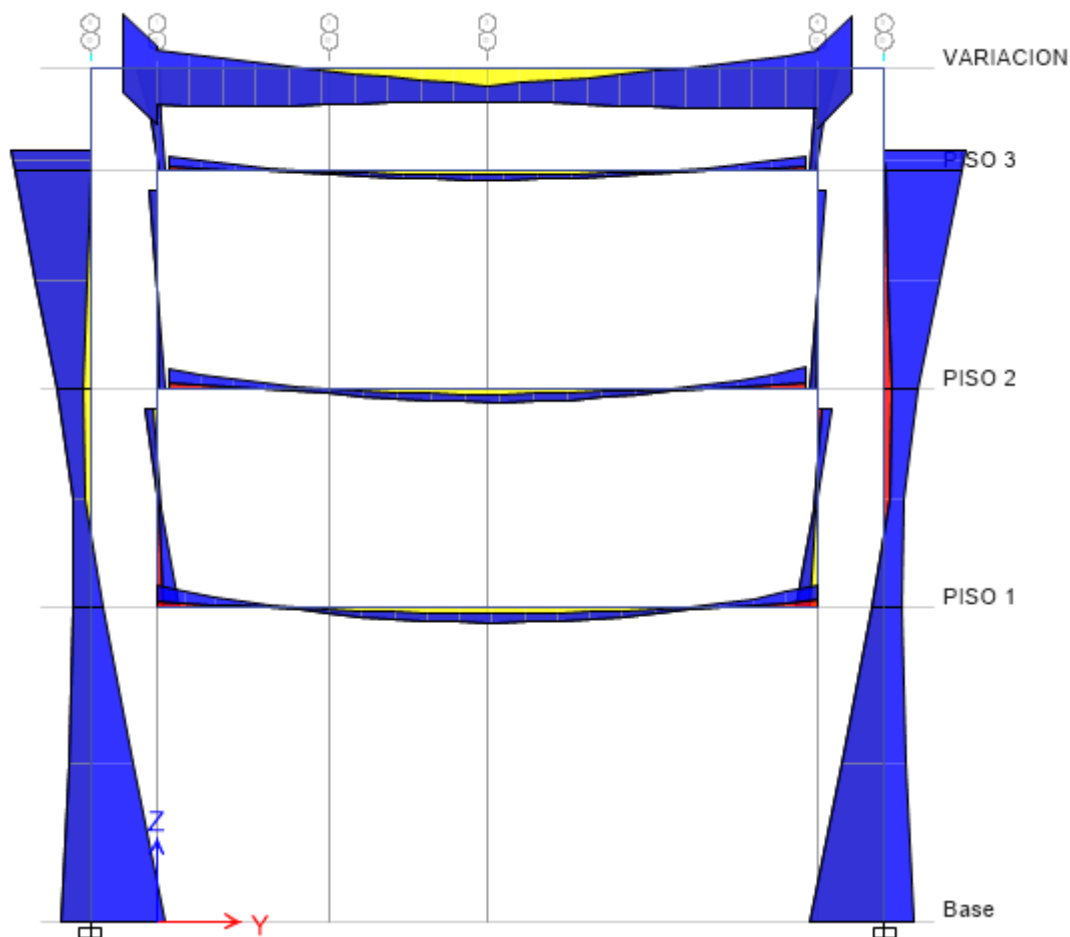


Figura 53: Diagrama del momento flector más desfavorable de las vigas interiores y exteriores.

En la figura 54 se muestra el acero requerido en las vigas del tramo extremo obtenidas del programa estructural ETABS. En la figura 55 presente se muestra el acero requerido en las vigas en el tramo interno del programa estructural ETABS. En la figura 56 se muestra el detalle de acero en el tramo extremo. En la figura 57 se muestra el detalle de acero en el tramo interno.

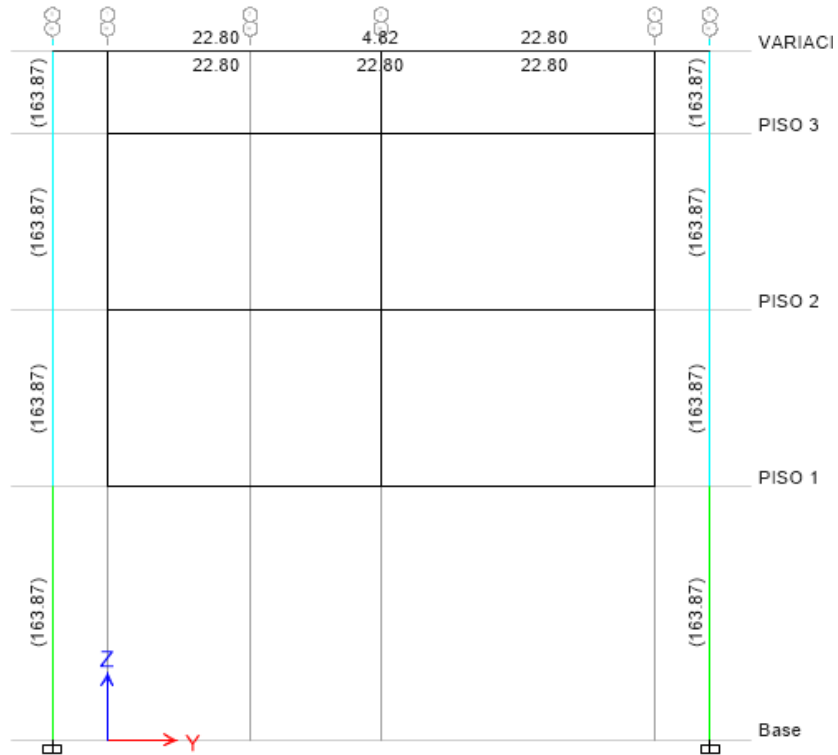


Figura 54: Acero requerido (en cm²) calculado por el programa de análisis estructural etabs para el pórtico del eje H.

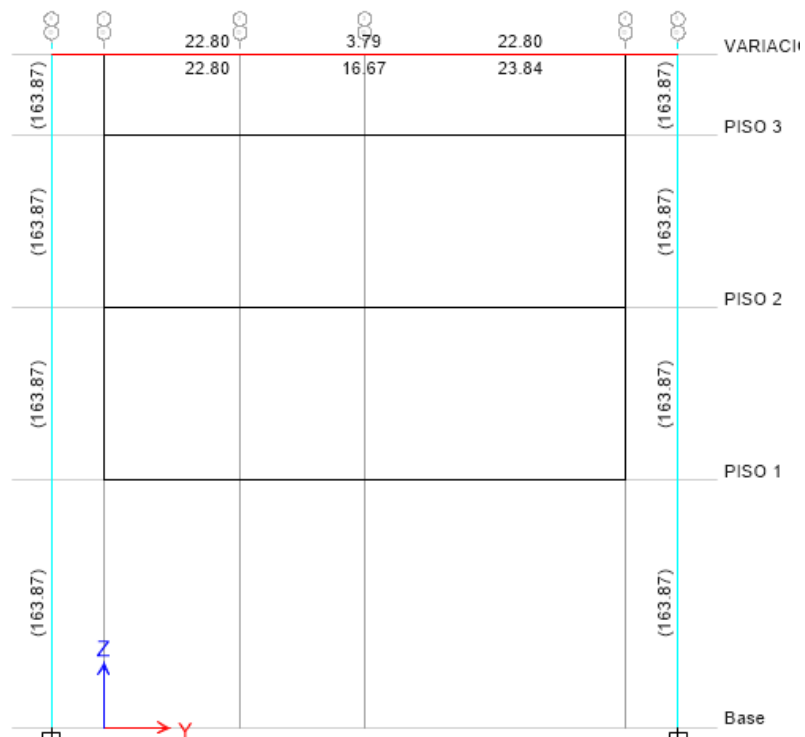


Figura 55: Acero requerido (en cm²) calculado por el programa de análisis estructural etabs para el pórtico del eje D.

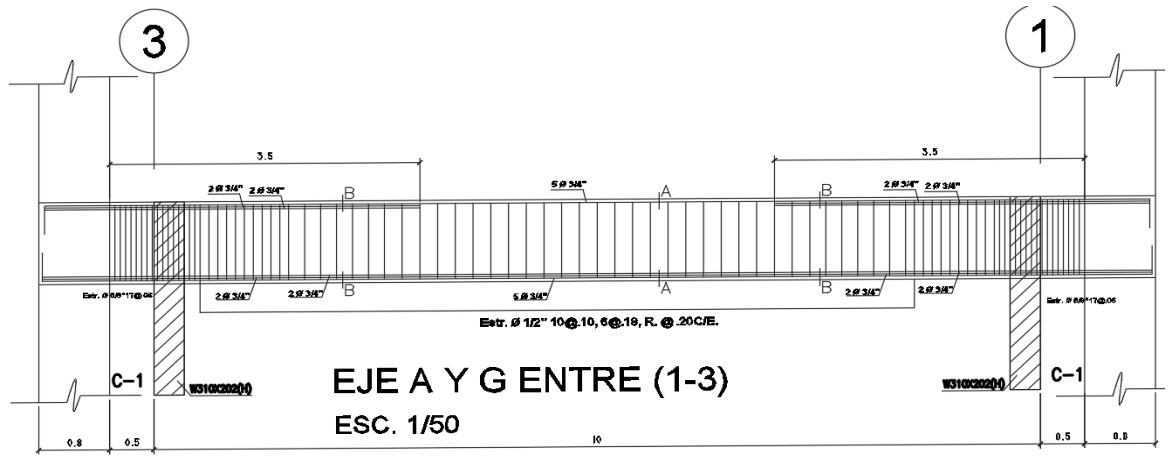


Figura 56: Detalle del acero de refuerzo de la viga exterior del 1° nivel de los pórticos, comprendidos desde el eje 1 hasta el eje 3.

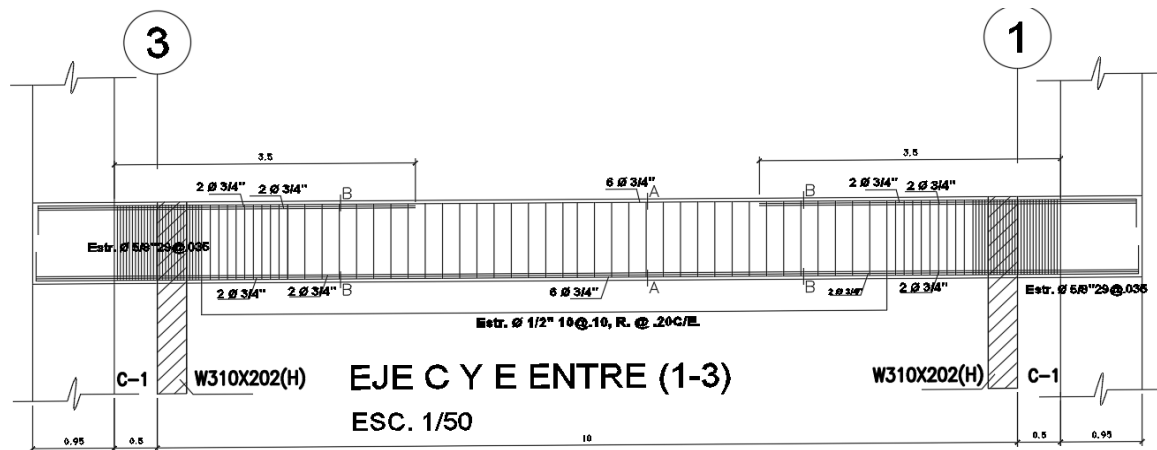


Figura 57: Detalle del acero de refuerzo de la viga interior del 1° nivel de los pórticos, comprendidos desde el eje 1 hasta el eje 3.

3.4.2. DISEÑO DE VIGAS A CORTANTE

En el diseño de fuerzas cortantes se tomaron en cuenta las mismas combinaciones de cargas usadas para el diseño de vigas a flexión, para la obtención de la envolvente.

En la figura 58 presenta el diagrama de fuerza a cortante de la más desfavorable en el tramo más corto en el sistema aporticado. En el cual su fuerza cortante máxima es de 7.9018 Ton, con el cual se emplearon para el diseño del refuerzo transversal como se muestra en la figura 59. Es importante mencionar que para el diseño del refuerzo transversal se tomaron los valores más desfavorables y se unificaron los resultados desde el eje A hasta el eje H.

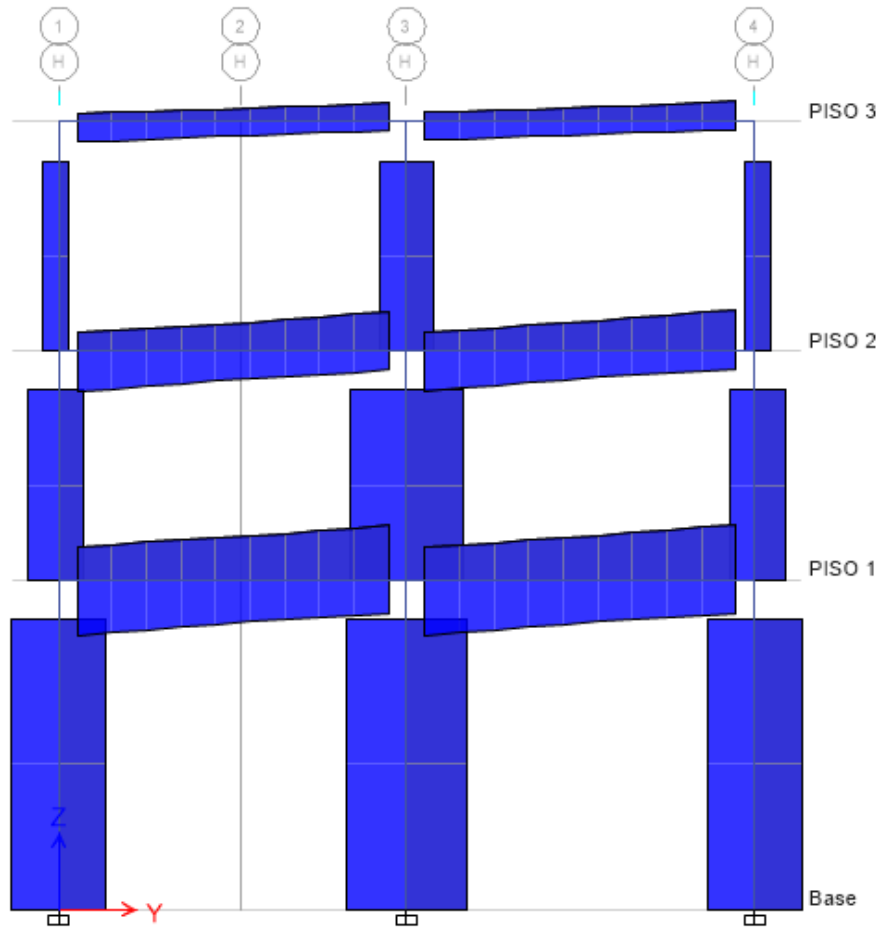


Figura 58: Diagrama de la fuerza cortante más desfavorable del tramo más corto.

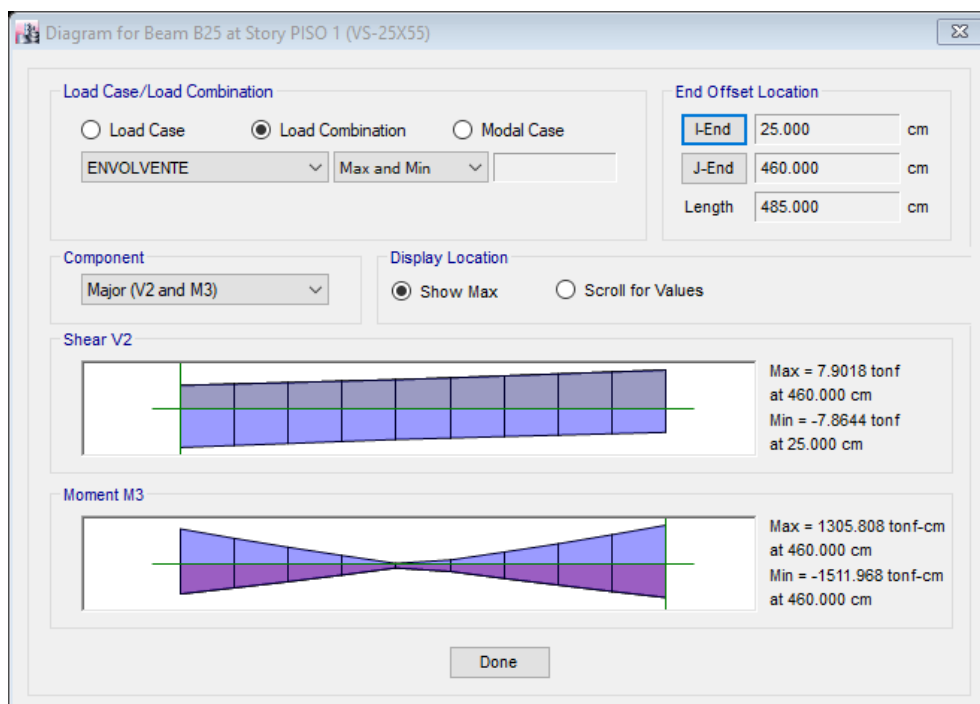


Figura 59: fuerza cortante máxima del primer piso entre los ejes 1-3.

En la figura 60 presenta el diagrama de fuerza cortante de la más desfavorable en el tramo más largo de los extremos en el sistema aporticado. En el cual su fuerza cortante máxima es de 14.4385 Ton, con el cual se emplearon para el diseño del refuerzo transversal como se muestra en la figura 61. Es importante mencionar que para el diseño del refuerzo transversal se tomaron los valores más desfavorables y se unificaron los resultados en el eje 1 y 3.

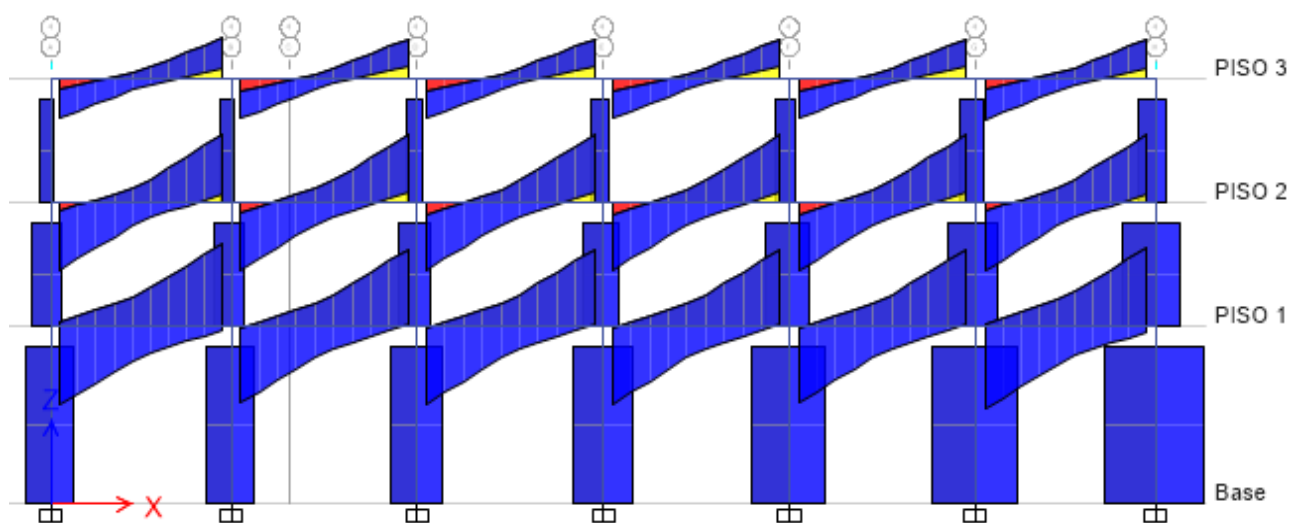


Figura 60: Diagrama de la fuerza cortante más desfavorable de la viga exterior del tramo más largo.

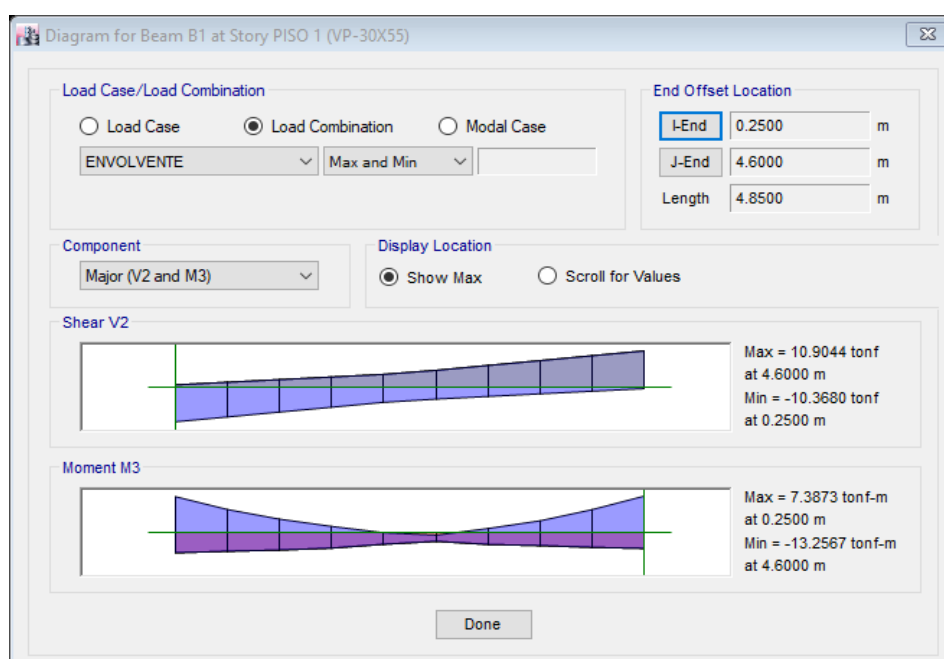


Figura 61: fuerza cortante máxima del primer piso entre los ejes 1-3 de la viga exterior.

En la figura 62 presenta el diagrama de fuerza cortante de la más desfavorable en el tramo más largo intermedio en el sistema aporticado. En el cual su fuerza cortante máxima es de 14.4385 Ton, con el cual se emplearon para el diseño del refuerzo transversal como se muestra en la figura 63. Es importante mencionar que para el diseño del refuerzo transversal se tomaron los valores más desfavorables y se unificó el resultado en el eje 2.

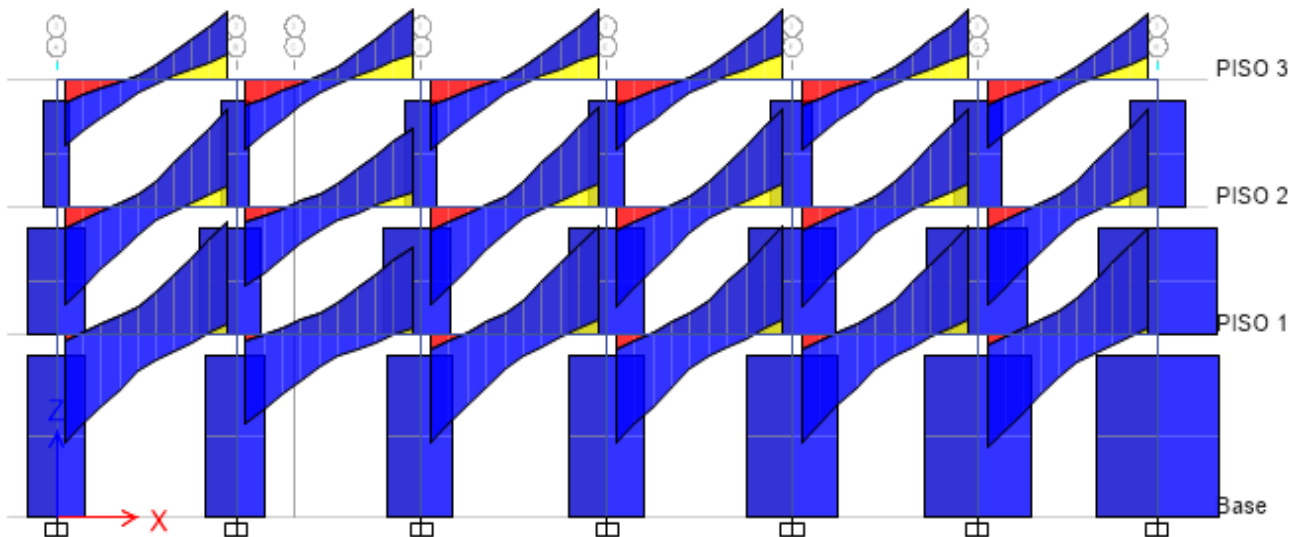


Figura 62: Diagrama de la fuerza cortante más desfavorable de la viga interior del tramo más largo.

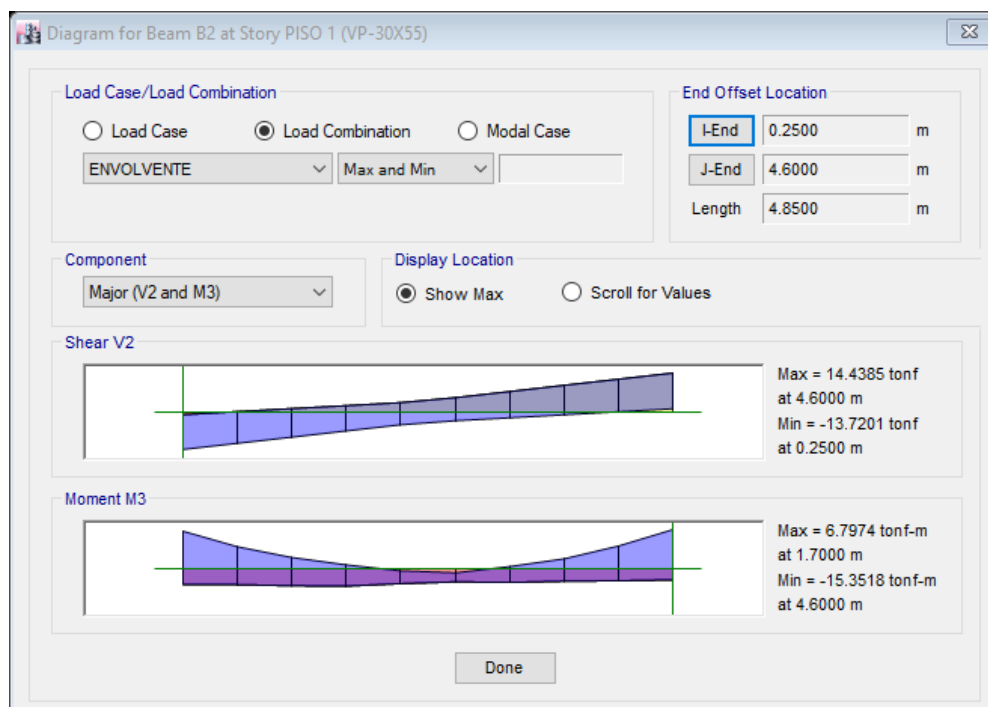


Figura 63: fuerza cortante máxima del primer piso entre los ejes 1-3 de la viga interior.

En la figura 64 presenta el diagrama de fuerza cortante de la más desfavorable en el tramo extremo en el sistema semi-colgante. En el cual su fuerza cortante máxima es de 98.2780 Ton, con el cual se emplearon para el diseño del refuerzo transversal como se muestra en la figura 65. Es importante mencionar que para el diseño del refuerzo transversal se tomaron los valores más desfavorables y se unificó el resultado en los ejes A y G.

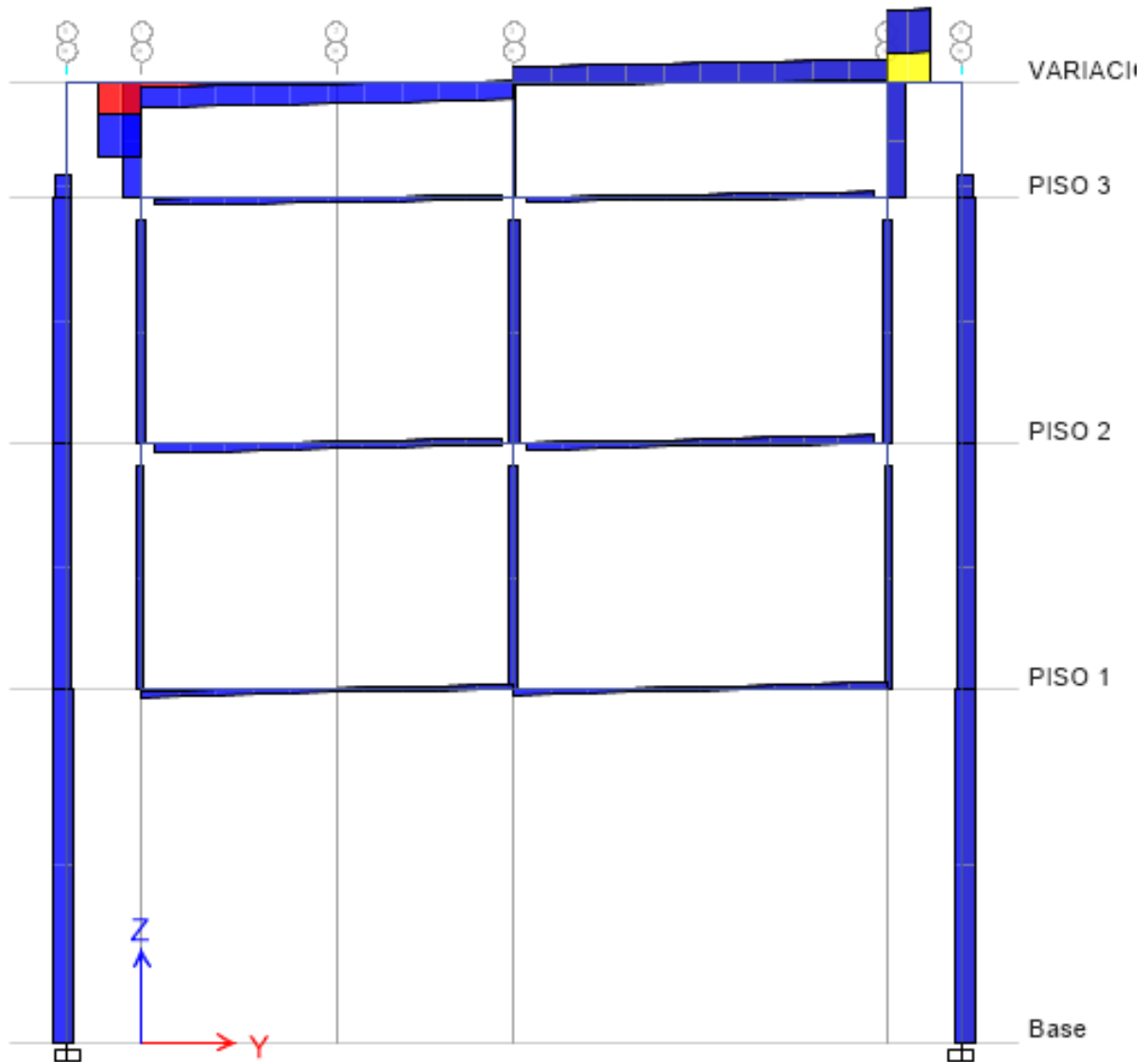


Figura 64: Diagrama de la fuerza cortante más desfavorable de la viga exterior del sistema semicolgante.

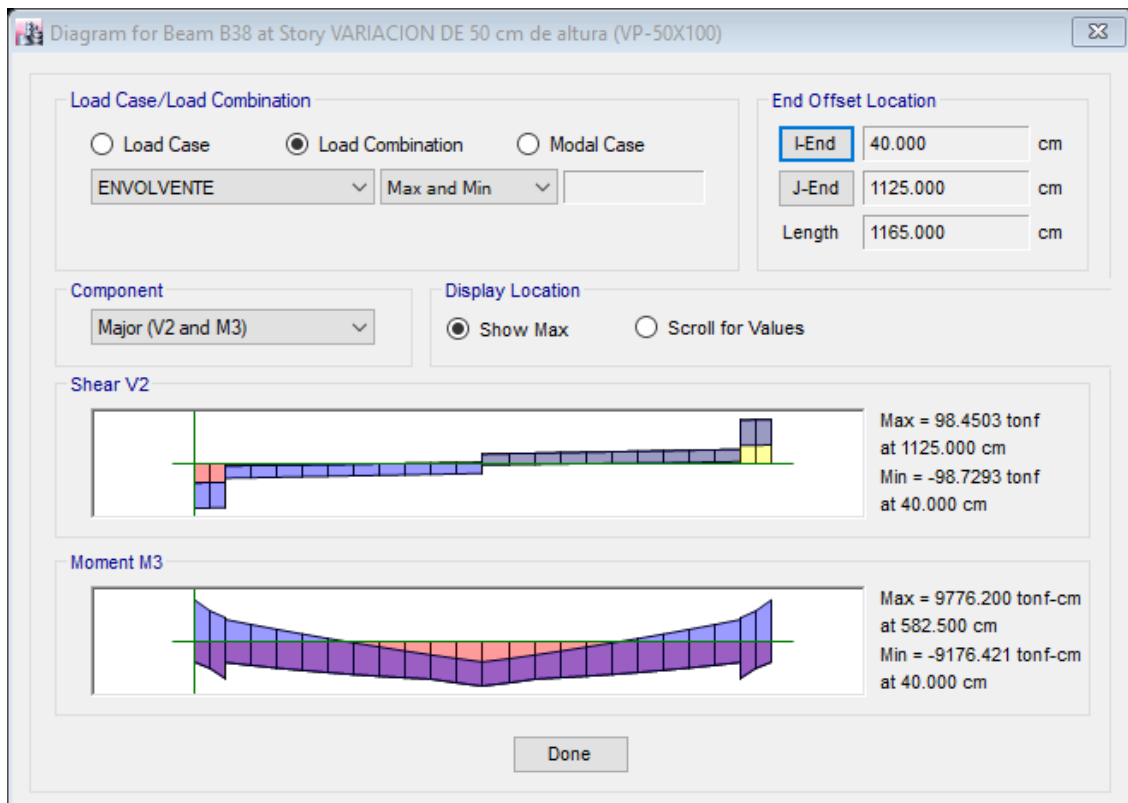


Figura 65: fuerza cortante máxima del primer piso de la viga exterior de los ejes A y G.

En la figura 66 presenta el diagrama de fuerza cortante de la más desfavorable en el tramo interno en el sistema semi-colgante. En el cual su fuerza cortante máxima es de 176.0005 Ton, con el cual se emplearon para el diseño del refuerzo transversal como se muestra en la figura 67. Es importante mencionar que para el diseño del refuerzo transversal se tomaron los valores más desfavorables y se unificó el resultado en los ejes C y E.

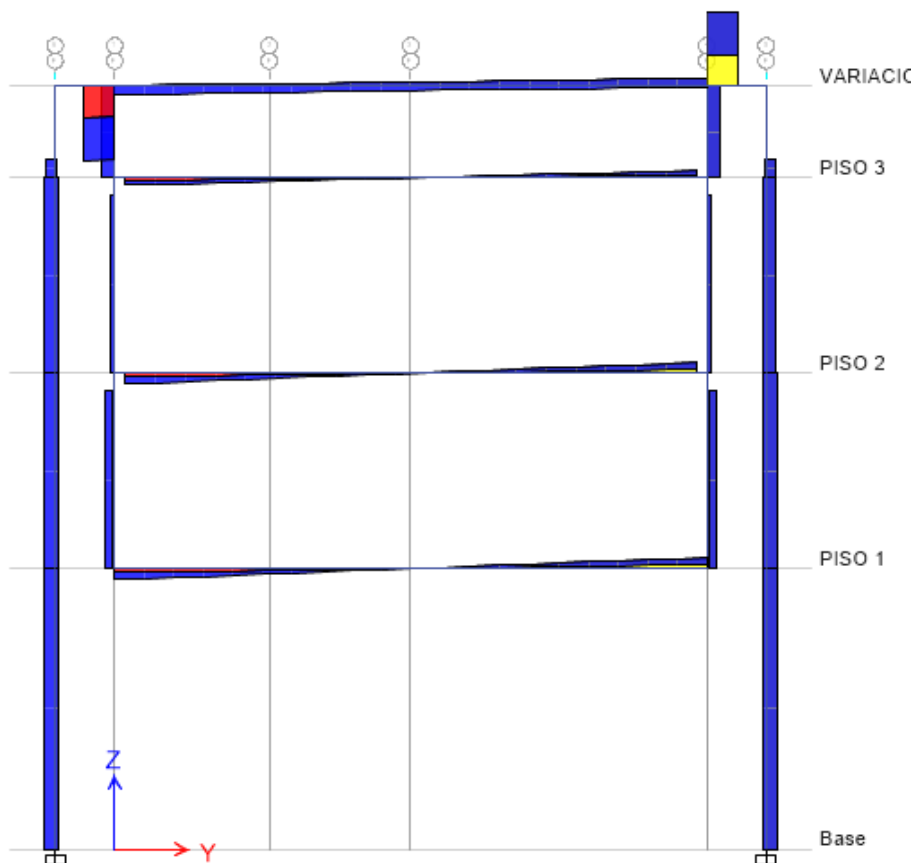


Figura 66: Diagrama de la fuerza cortante más desfavorable de la viga interior del sistema semi-colgante.

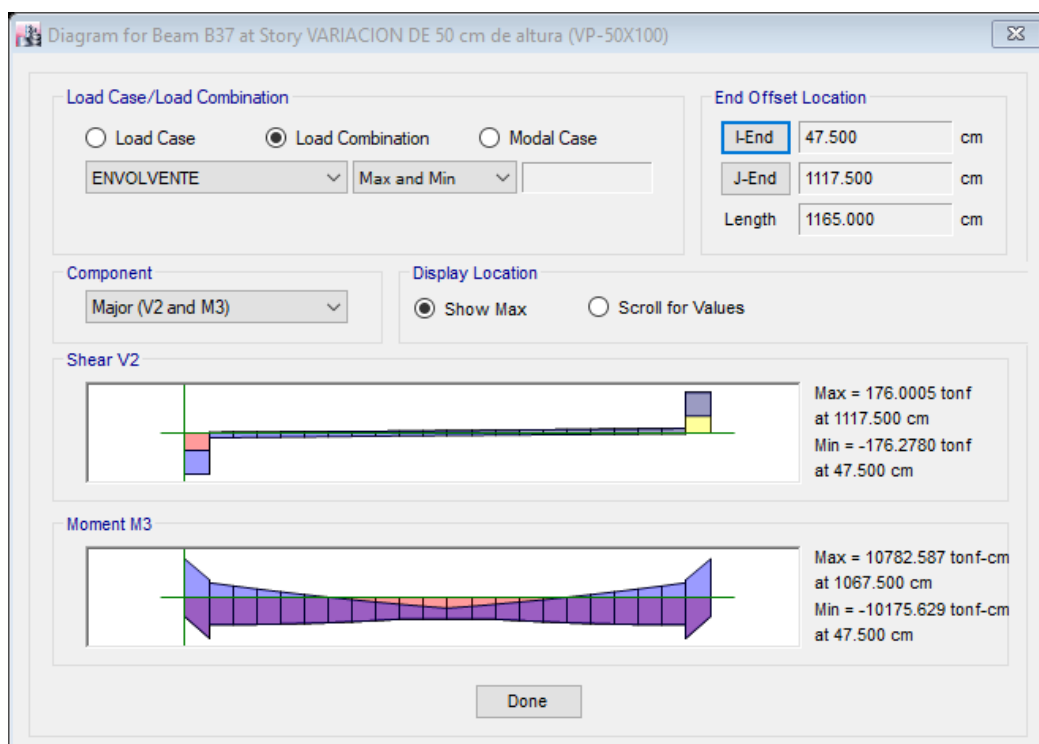


Figura 67: fuerza cortante máxima del primer piso de la viga interior de los ejes C y E.

3.4.3. DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESION

Para el sistema aporticado la realización del diseño de las columnas a flexo compresión se consideró solo una tipología de columna tal como se muestra en la figura 68, se unificó el acero de refuerzo para todas las columnas desde el primer nivel hasta el último nivel. Se recopiló los resultados brindados del programa estructural como se muestra en la figura 69, en la cual se usó $16\frac{3}{4}$ " (45.60 cm²) equivalente a 2.026% de cuantía de acero.

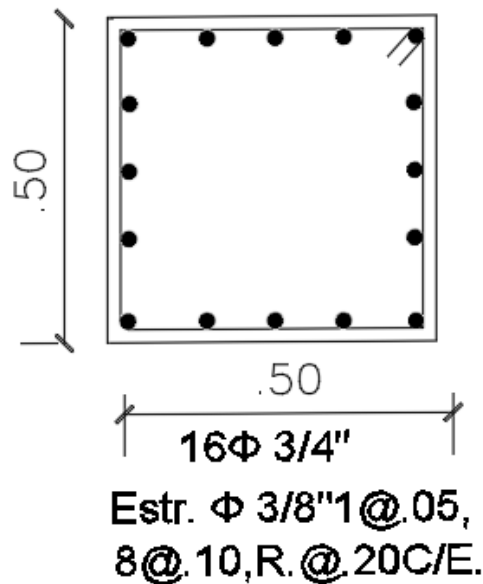


Figura 68: Detalle del acero de refuerzo de la sección de las columnas empleadas en el sistema aporticado.

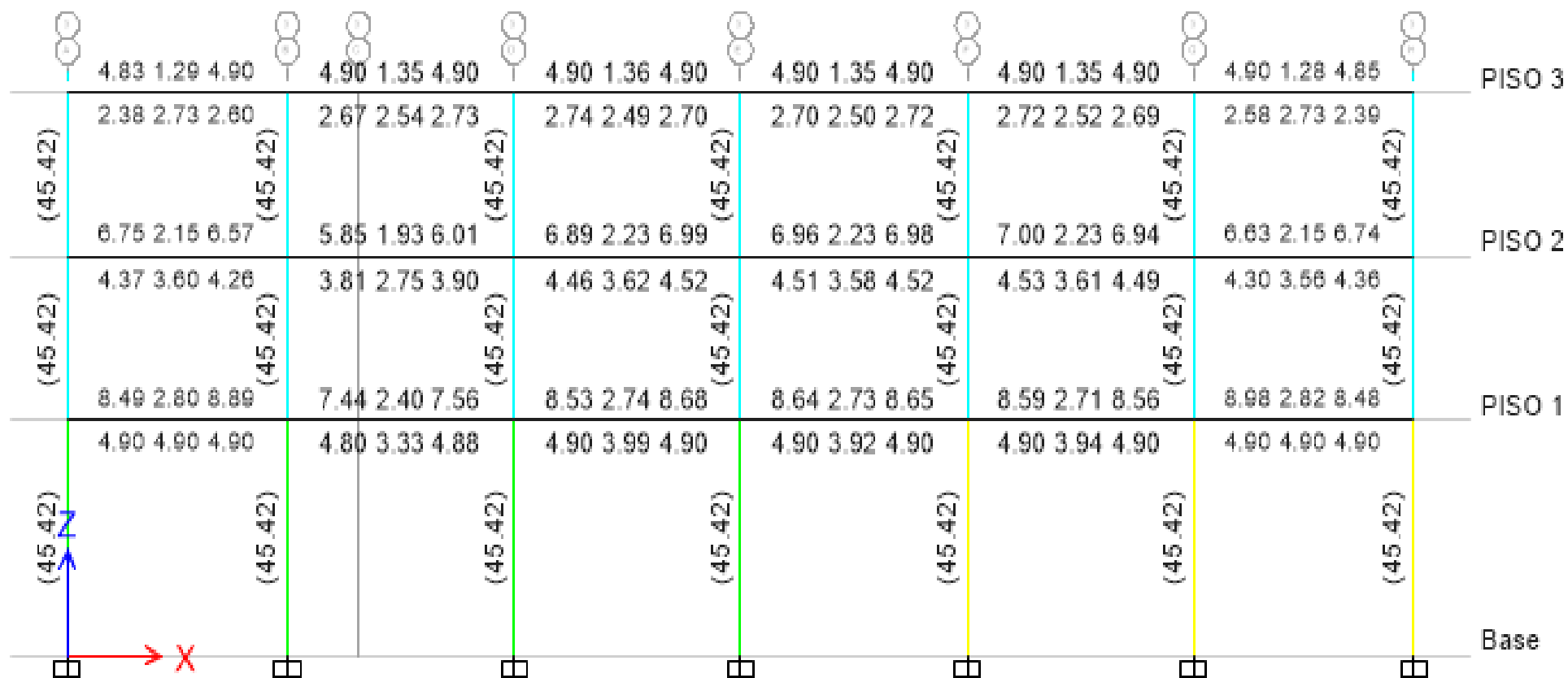


Figura 69: Acero de refuerzo calculado en (cm²) por el programa estructural ETABS para el sistema aporticado.

La figura 70 presenta el diagrama de interacción tridimensional de la columna más crítica. Este diagrama muestra que los pares de las coordenadas de la carga axial y del momento flector producido por las combinaciones de carga se encuentran dentro de los límites permisibles.

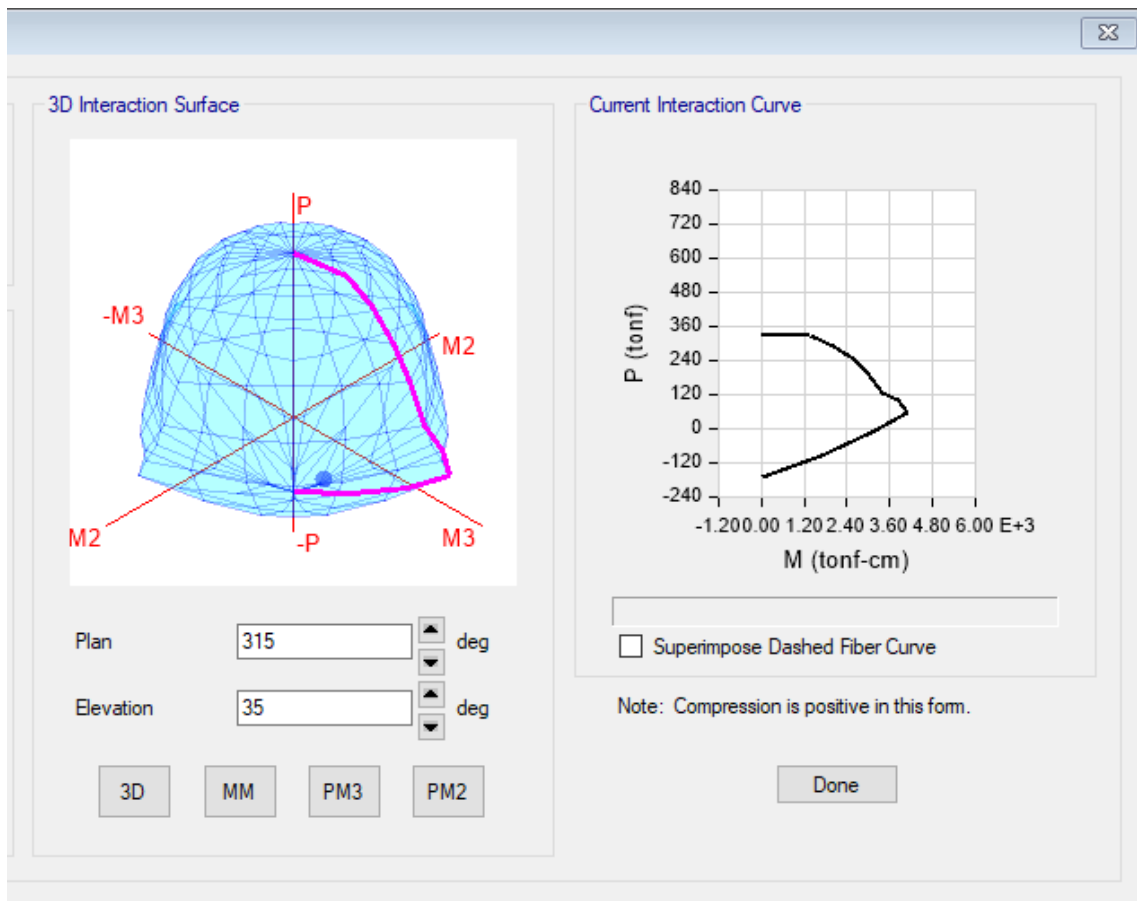


Figura 70: Diagrama de interacción de la columna más crítica del sistema aporticado ubicada en la intersección de los ejes "F" y "2."

La figura 71 muestra la ratio de la demanda de trabajabilidad de las columnas con respecto a su capacidad total. Lo que demuestra que las cargas actuantes en las columnas están por debajo de su capacidad máxima, siendo muy favorable para el desempeño estructural de la estructura. Siendo la máxima demanda actuante el 80.10% de la capacidad de la columna en sistema aporticado.

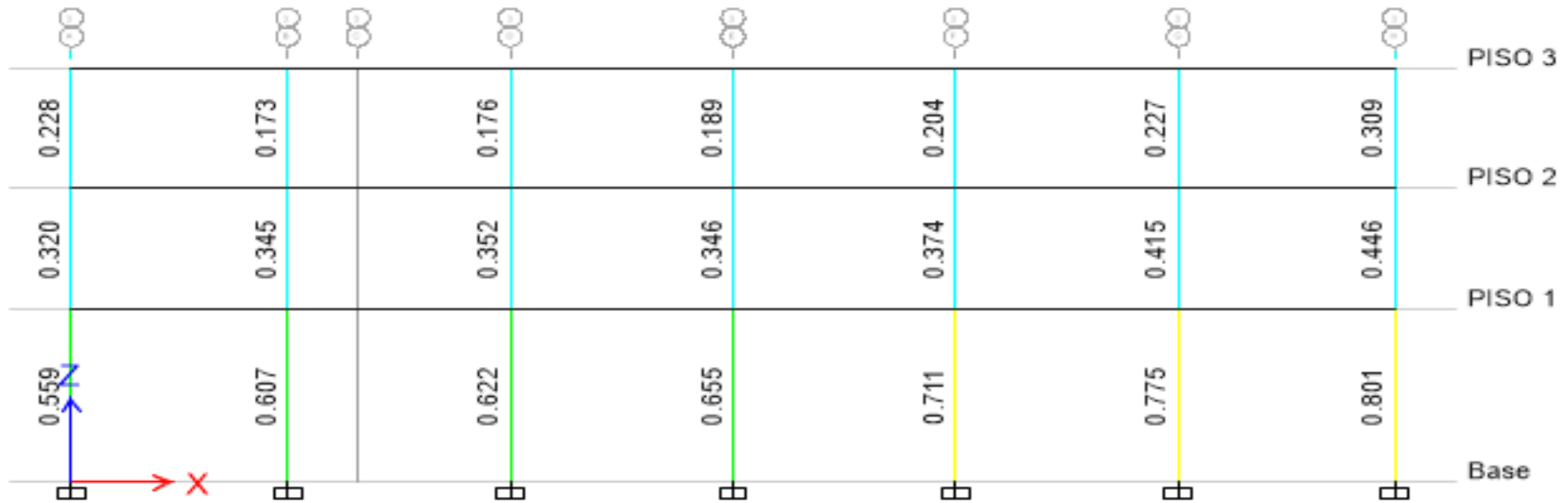


Figura 71: Ratios de demanda de capacidad para todas las columnas en el sistema aporticado. Se puede apreciar que las columnas están trabajando a menos del 100% de capacidad máxima.

Para el sistema semi-colgante la realización del diseño de las columnas a flexo compresión se consideró solo una tipología rectangular de columna, pero de dos dimensiones distintas, tal como se muestra en la figura 72, se realizó para cada dimensión una cantidad de acero de refuerzo, desde el primer nivel hasta el último nivel. Se recopiló los resultados brindados del programa estructural para las columnas extremas como se muestra en la figura 73, en la cual se usó $60\Phi 3/4''$ (171.00 cm^2) equivalente a 1.526% de cuantía de acero y para las columnas internas como se muestra en la figura xx6, se usó $60\Phi 3/4''$ (171.00 cm^2) equivalente a 1.161% de cuantía de acero.

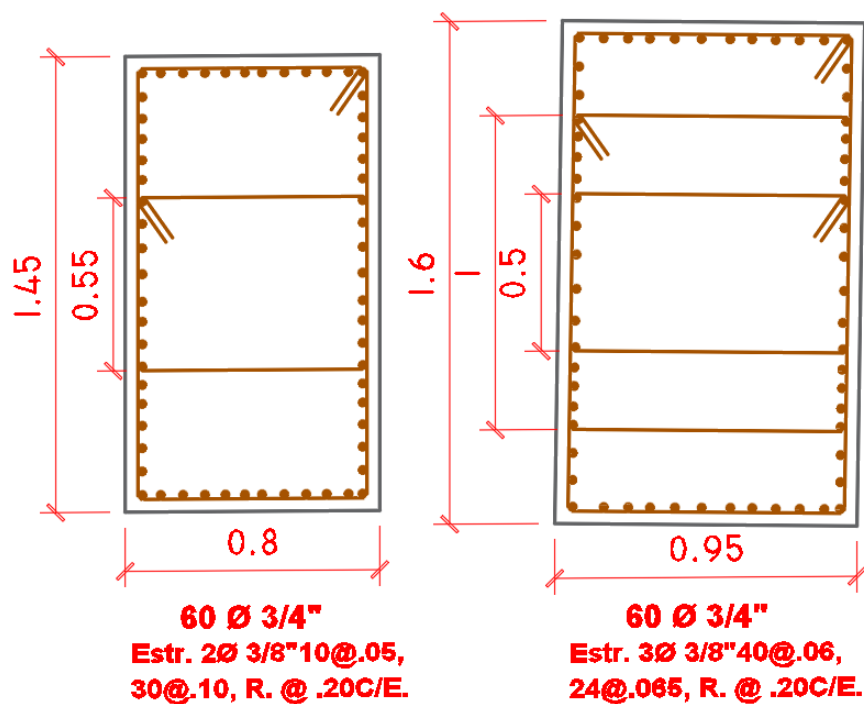


Figura 72: Detalle del acero de refuerzo de la sección de las columnas empleadas en el sistema semi-colgante.

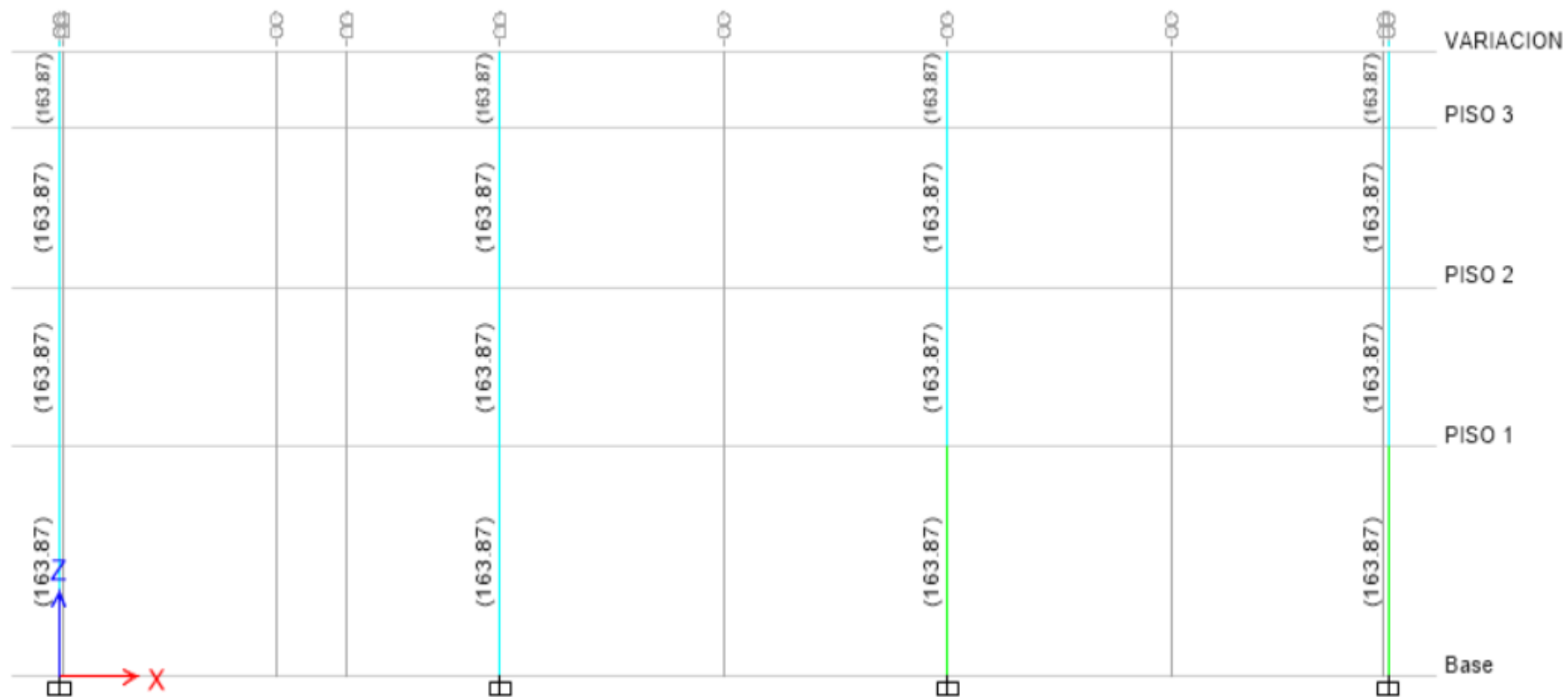


Figura 73: Acero de refuerzo calculado en (cm²) por el programa estructural ETABS para el sistema semi-colgante.

Las figuras 74 y 75 presentan los diagramas de interacción tridimensional de la columna más crítica en el sistema semi-colgante. Estos diagramas muestran que los pares de las coordenadas de la carga axial y del momento flector producido por las combinaciones de carga se encuentran dentro de los límites permisibles.

La figura 76 muestra la ratio de la demanda de trabajabilidad de las columnas con respecto a su capacidad total. Lo que demuestra que las cargas actuantes en las columnas están por debajo de su capacidad máximo, siendo muy favorable para el desempeño estructural de la estructura. Siendo la máxima demanda actuante el 54.70% de la capacidad de la columna en sistema semi-colgante.

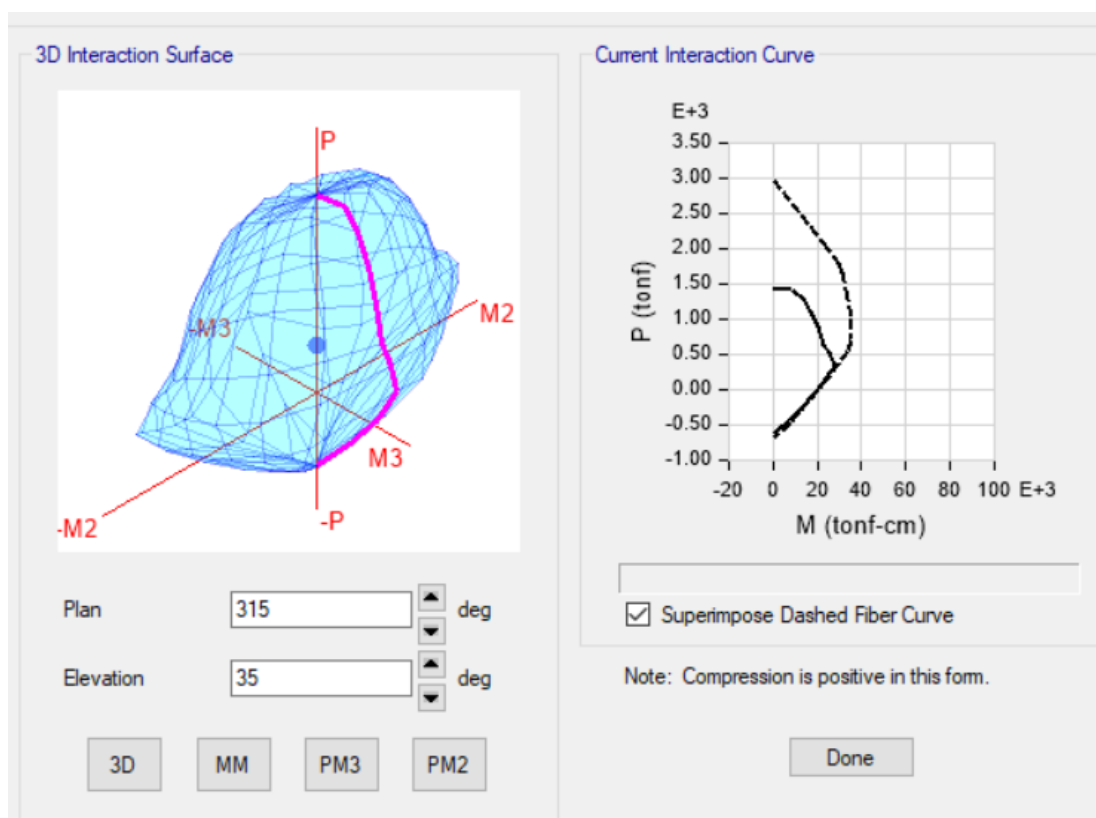


Figura 74: Diagrama de interacción de la columna más crítica del sistema semi-colgante en el extremo.

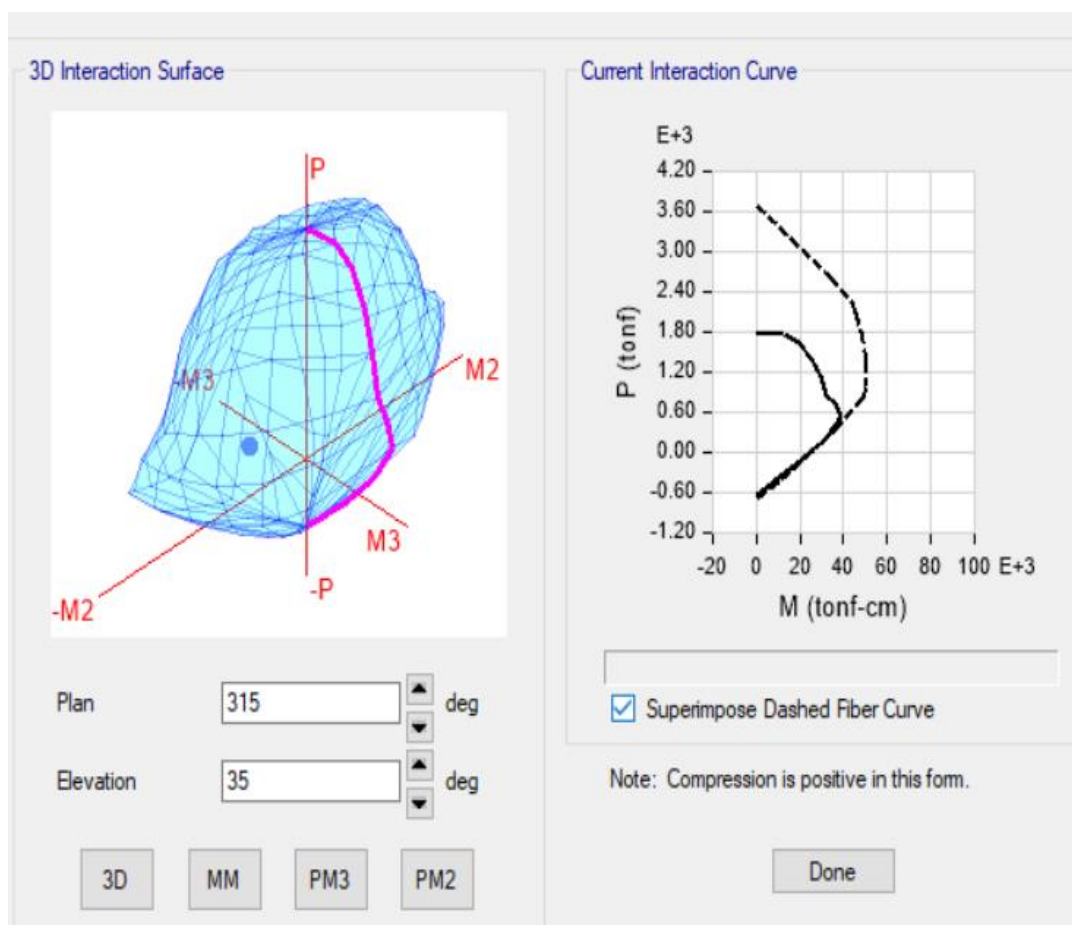


Figura 75: Diagrama de interacción de la columna más crítica del sistema semi-colgante en los internos.

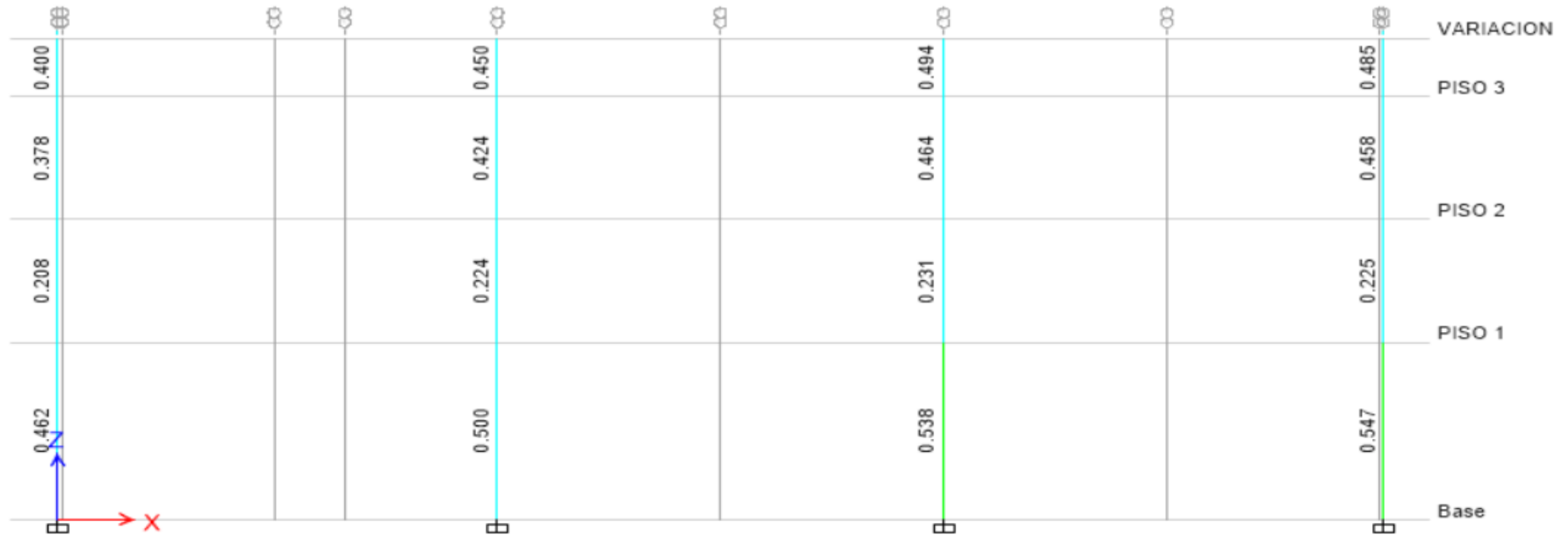


Figura 76: Ratios de demanda de capacidad para todas las columnas en el sistema semi-colgante. Se puede apreciar que las columnas están trabajando a menos del 100% de capacidad máxima.

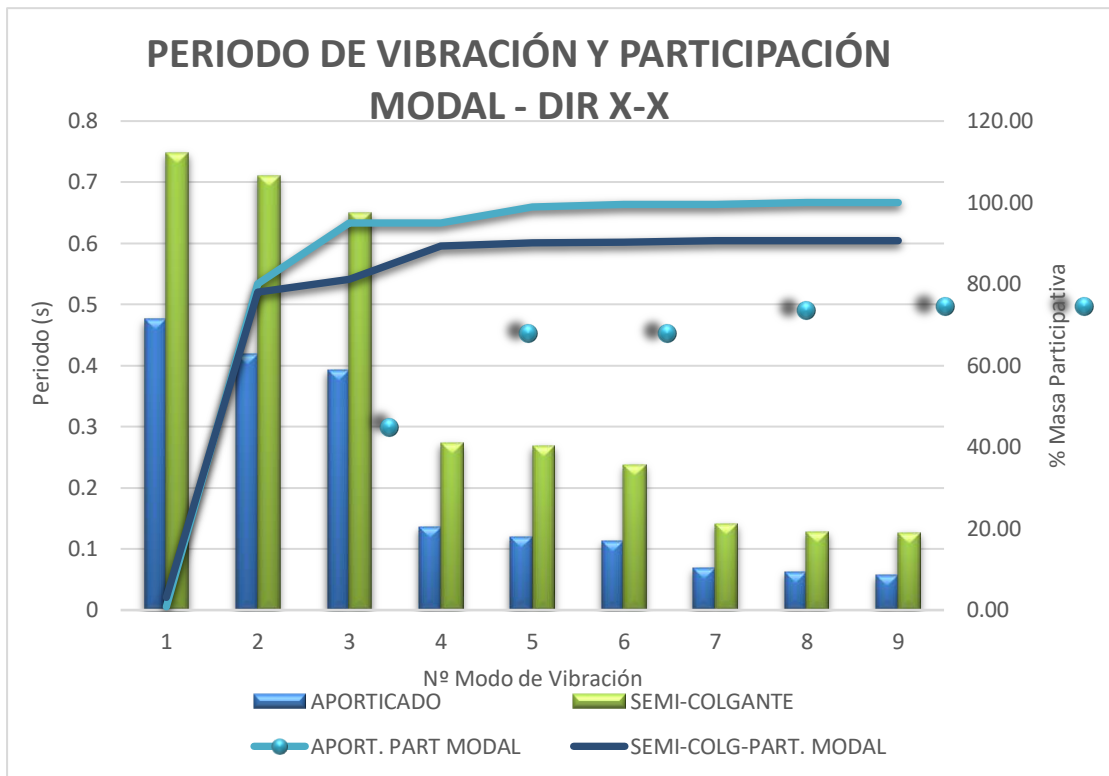
3.5. RESULTADOS

3.5.1. PERIODOS DE VIBRACION Y MASA PARTICIPATIVA

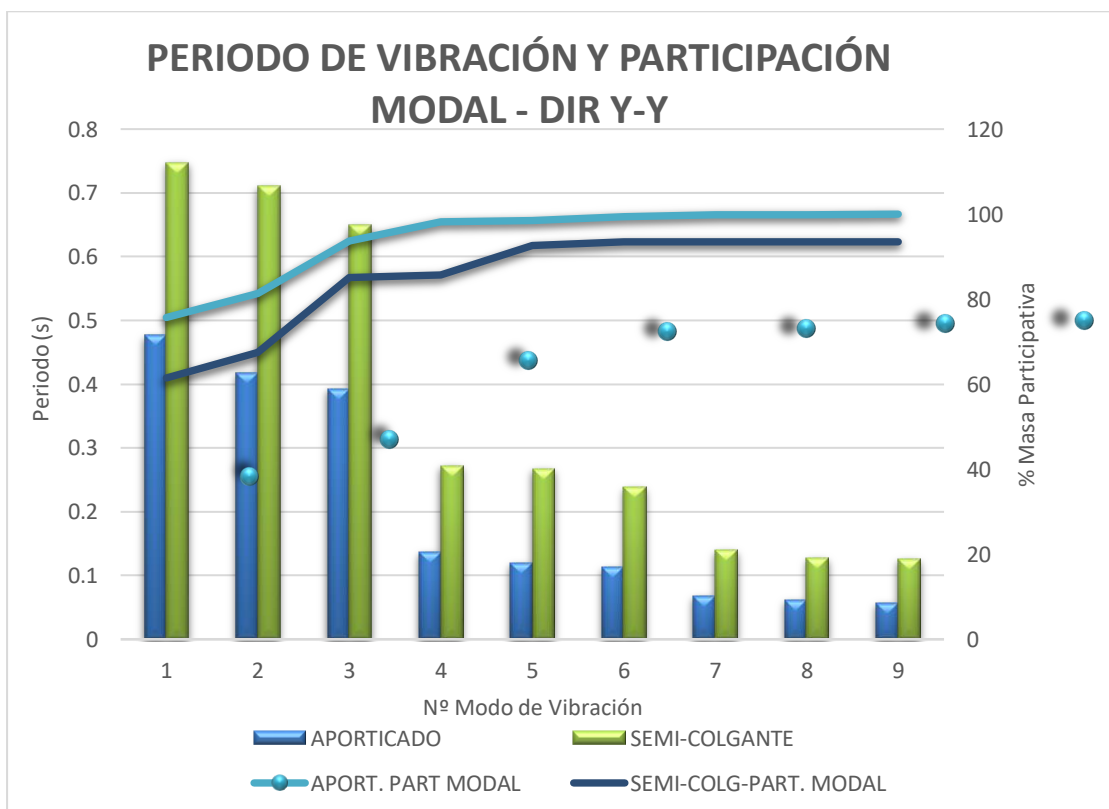
La gráfica 1 y la gráfica 2 nos muestran que los periodos del sistema semi-colgante son mayores que el sistema aporticado, con respecto a la masa participativa se observa que en el sistema semi-colgante el porcentaje de masas participativas es 85% aproximadamente desde los primeros modos de vibración, mientras que en el sistema aporticado se encuentra entre el rango de 95%. En la tabla 28 se muestran los periodos de vibración y % de masa participativa de la estructura de base fija y empotrada.

Tabla 28: Periodos de vibración y % de masa participativa de la estructura aporticada y semi-colgante.

FORMAS MODALES DE LA ESTRUCTURA EN SISTEMA APORTICADO				FORMAS MODALES DE LA ESTRUCTURA EN SISTEMA SEMI-COLGANTE			
Modo	Periodo	Sum UX	Sum UY	Modo	Periodo	Sum UX	Sum UY
	(segundos)				(segundos)		
1	0.476	0.80	75.69	1	0.747	3.11	61.46
2	0.418	80.05	81.4	2	0.71	78.07	67.44
3	0.393	95.01	93.61	3	0.649	81.13	85.06
4	0.136	95.05	98.18	4	0.272	89.36	85.62
5	0.12	98.90	98.53	5	0.268	90.18	92.66
6	0.113	99.53	99.33	6	0.238	90.24	93.49
7	0.068	99.54	99.83	7	0.14	90.66	93.49
8	0.062	99.97	99.87	8	0.127	90.66	93.49
9	0.057	100	100	9	0.126	90.66	93.49



Gráfica 1: Comparación de los periodos de vibración y la masa participativa entre la estructura de base fija y la estructura de base aislada en la dirección X-X.



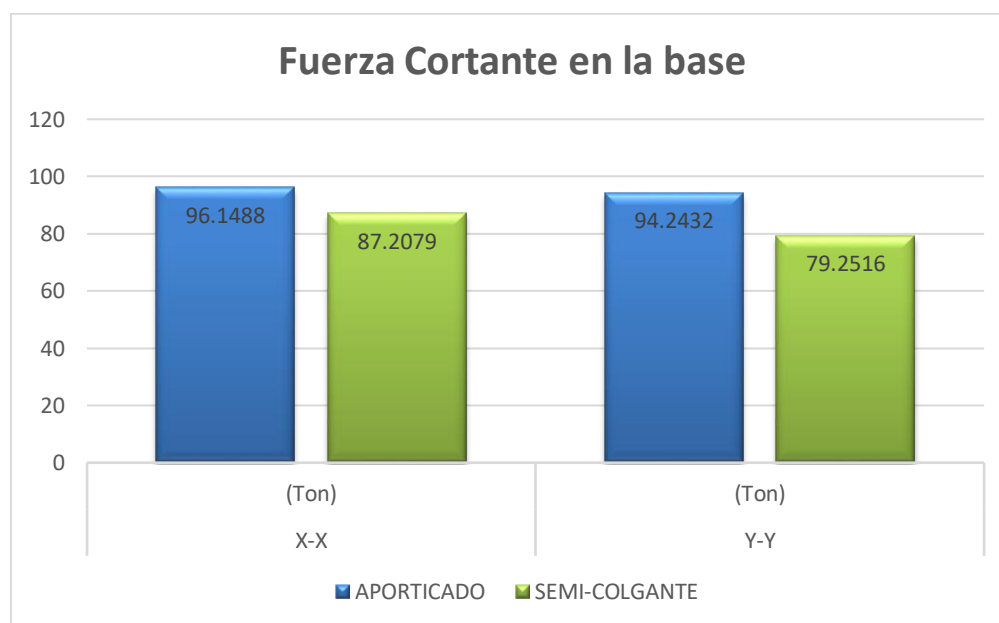
Gráfica 2: Comparación de los periodos de vibración y la masa participativa entre la estructura de base fija y la estructura de base aislada en la dirección Y-Y

3.5.2. CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA

La tabla 29 y la gráfica 3 muestran las fuerzas cortantes que se expresan en la base tanto en el sistema aporticado como en el sistema semi-colgante. En la gráfica 3 se aprecia que la mayor fuerza cortante en el sistema aporticado está en la dirección X-X.

Tabla 29: Cortante basal para los diferentes tipos de sismos empleados tanto para la estructura aporticada como para el sistema semi-colgante.

FUERZA CORTANTE EN LA BASE		
TIPO DE SISTEMA	X-X	Y-Y
	(Ton)	(Ton)
APORTICADO	96.1488	94.2432
SEMI-COLGANTE	87.2079	79.2516



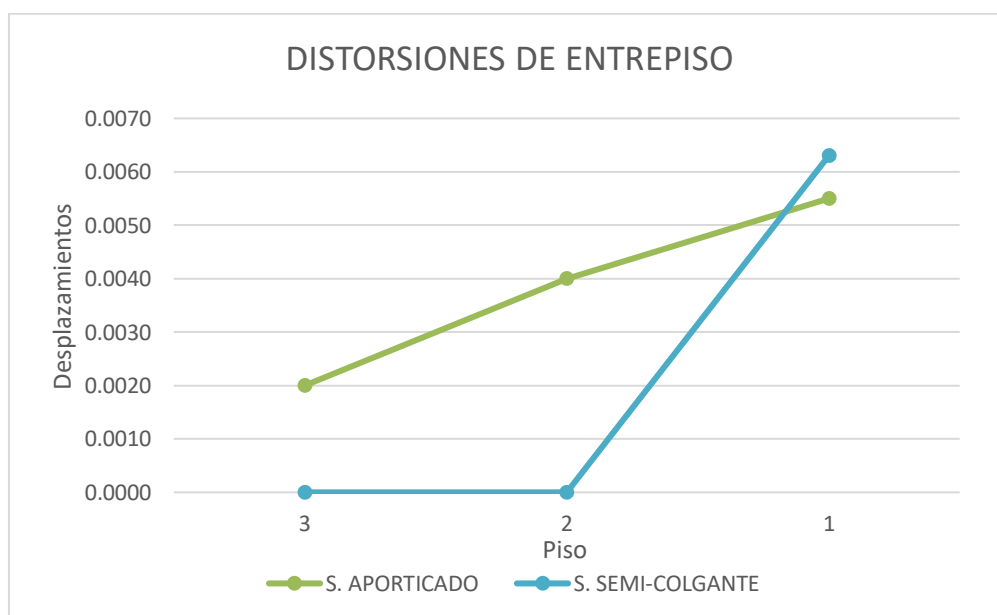
Gráfica 3: Comparación de la cortante basal para los diferentes análisis sísmicos para la estructura aporticada y semi colgante para ambas direcciones sísmicas.

3.5.3. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE ENTREPISO DE LAS ESTRUCTURAS

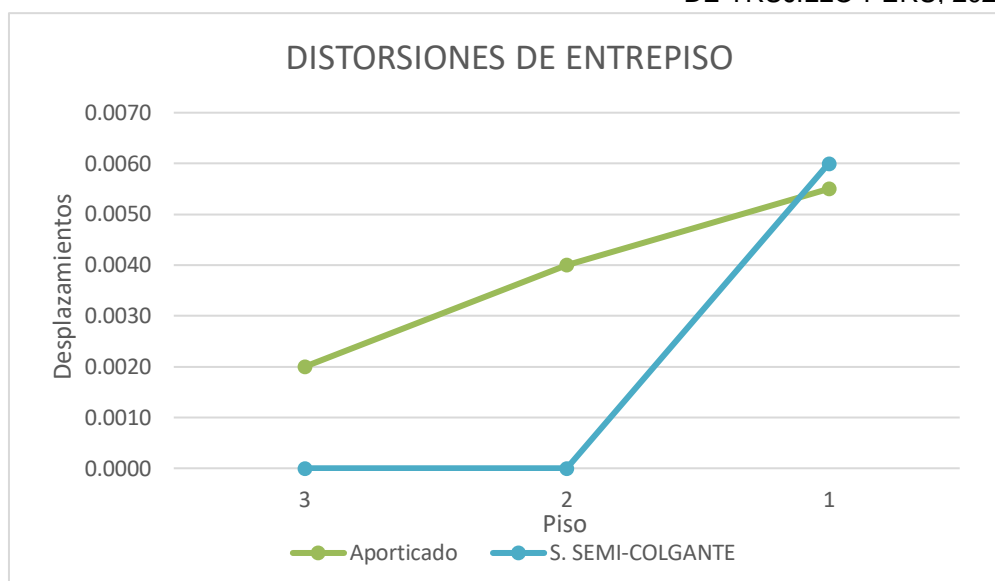
La tabla 30 se aprecia el resumen de las derivas de entrepiso del sistema aporticado y del sistema semi-colgante, en el cual ambos sistemas cumplen los desplazamientos máximos de la norma E0.30 “Diseño Sismorresistente”, con la diferencia que con respecto al sistema semi-colgante solo se obtiene la deriva en el primer nivel dado que solo existe un único nivel debido a su forma única del sistema. La grafica 4 y la gráfica 5 los desplazamientos de la estructura tanto en el sistema aporticado como en el sistema semi-colgante.

Tabla 30: Resumen de distorsiones de entrepiso para el sistema aporticado con el sistema semi-colgante.

RESUMEN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO ENTRE EL SISTEMA APORTICADO Y SEMI-COLGANTE				
PISO	SISTEMA APORTICADO		SISTEMA SEMI-COLGANTE	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
3	0.0020	0.0031	-	-
2	0.004	0.0056	-	-
1	0.0055	0.0065	0.0063	0.006



Gráfica 4: Desplazamiento de entrepiso de la estructura en dirección X-X para los sistemas Aporticado y Semi-colgante.



Gráfica 5: Desplazamiento de entrepiso de la estructura en dirección Y-Y para los sistemas Aporticado y Semi-colgante.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE EL SISTEMA APORTICADO Y SISTEMA SEMI-COLGANTE

La tabla 31 se apreció el costo de construcción para el concreto, encofrado y acero en las columnas y vigas para el sistema aporticado y sistema semi-colgante. Siendo el costo del sistema aporticado S/. 210,003.06 soles y para el sistema semi-colgante S/. 453,669.32 soles.

Tabla 31: Cuadro resumen de presupuesto para el sistema aporticado con el sistema semi-colgante.

LOCAL COMERCIAL DE 3 NIVELES DE 300 M2									
SISTEMA APORTICADO					SISTEMA SEMI-COLGANTE				
DESCRIPCION	CANTIDAD	UND	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL	DESCRIPCION	CANTIDAD	UND	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
COLUMNAS DE CONCRETO				S/106,289.12	COLUMNAS DE CONCRETO				S/86,702.85
CONCRETO	57.75	m3	459.19	S/26,518.22	CONCRETO	57.20	m3	459.19	S/26,265.67
ENCOFRADO	403.20	m2	47.83	S/19,285.06	ENCOFRADO	182.40	m2	47.83	S/8,724.19
ACERO	12170.19	kg	4.97	S/60,485.84	ACERO	10405.03	kg	4.97	S/51,712.99
VIGAS DE CONCRETO				S/103,713.94	VIGAS DE CONCRETO				S/34,663.89
CONCRETO	64.42	m3	459.19	S/29,579.18	CONCRETO	22.00	m3	459.19	S/10,102.18
ENCOFRADO	579.29	m2	41.47	S/24,022.95	ENCOFRADO	110.00	m2	41.47	S/4,561.70
ACERO	10082.86	kg	4.97	S/50,111.81	ACERO	4024.15	kg	4.97	S/20,000.01
PRESUPUESTO				S/210,003.06	COLUMNAS Y VIGAS DE ACERO				S/332,302.58
					ACERO EN COLUMNA	22688.64	kg	11.00	S/249,575.04
					ACERO DE VIGAS	7520.69	kg	11.00	S/82,727.54
					PRESUPUESTO				S/453,669.32

CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1 Discusión

De los resultados puestos se muestra que el periodo del sistema semi-colgante aumenta un 56% en comparación con la estructura del sistema aporticado, haciendo que las fuerzas laterales resultado del sismo, se reduzcan significativamente. Estos valores se muestran en la Grafica 3, en el cual se constata que la cortante basal del sistema semi-colgante es 8.94 Ton menos en la dirección X-X y 14.99 Ton menos en la dirección Y-Y en comparación de la cortante basal para el sistema aporticado. Dando resultado la disminución del acero de refuerzo utilizado en el diseño de los elementos de columnas y vigas de concreto armado en la presente tesis.

Así mismo los resultados de los desplazamientos máximos entre piso muestran que las derivas del sistema aporticado cumplen de acuerdo a la norma E0.30 “Diseño Sismorresistente”, al igual que el sistema semi-colgante. Con la diferencia que el sistema aporticado tiene deriva para cada piso, mientras que el sistema semi-colgante debido a tener conexión siempre de solo dos columnas y una viga tendrá solo una deriva de piso, variando únicamente la altura en el análisis estructural.

4.2 Conclusiones

- Se determinó el comportamiento sísmico de la estructura semi-colgante para un local comercial. Se determinó que tiene un desempeño sísmico operacional funcional, dando seguridad a los ocupantes de la edificación y que no se verán afectados si existiera un sismo en este tipo de sistema.
- Se realizó el predimensionamiento del sistema semi-colgante, donde las columnas quedaron con una geometría de 0.80m x 1.45m con 60 varillas de $\frac{3}{4}$ " y 0.90m x 1.60m con 60 varillas de $\frac{3}{4}$ " y una viga de 0.50m x 1.00m con acero especificadas en anexos y los perfiles de acero en las columnas de W310x202(H) y para las vigas de W250x17.9. Para el sistema aporticado las columnas quedaron con una geometría de 0.50m x 0.50m con 16 varillas de $\frac{3}{4}$ ", con respecto a las vigas, en las vigas principales quedaron con una geometría 0.30m x 0.55m y las vigas secundarias de 0.25m x 0.55m, con respecto al acero se especifica en el metrado de acero en anexos. Cabe resaltar para ambos casos se utilizó una losa colaborante de espesor de 12 cm.
- Se realizó el Diseño Sismorresistente en el programa estructural ETABS, tanto del sistema semi-colgante como el sistema aporticado, en el cual se tomó de referencia la arquitectura de un local comercial de medidas de 10.00m x 30.00m con un área de 300m² y de tres niveles.
- Se determinó y verificó los modos de vibración y la masa participativa de ambos sistemas estructurales, los cuales cumplen con la E.030 "Diseño Sismorresistente", Con respecto a la cortante basal en el sistema semi-colgante en la dirección X-X se obtuvo 87.2079 Ton y en la dirección Y-Y se obtuvo 79.2516 Ton, en el sistema aporticado en la dirección X-X se obtuvo 96.1488 y en la dirección Y-Y se obtuvo 94.2432 Ton.

- Se determinó y verificó que los desplazamientos máximos y derivas de piso cumplan con los límites permisibles de la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, en el cual especifica que para las estructuras de concreto armado es de 0.007. Los resultados obtenidos del análisis estructural en el programa ETABS con respecto al sistema semi-colgante en la dirección X-X es de 0.0063 y en la dirección Y-Y es de 0.0060, con respecto al sistema aporticado en la dirección X-X es de 0.0055 y en la dirección Y-Y es de 0.0065, siendo en ambos sistemas estructurales por debajo del límite máximo permisible.
- Se realizó el diseño a flexión y a cortante en vigas y flexocompresion en las columnas tanto para el sistema semi-colgante como el sistema aporticado, tomando como referencia los elementos más desfavorables para cada sistema estructural. En el sistema semi-colgante las columnas quedaron con una geometría de 0.80m x 1.45m con 60 varillas de $\frac{3}{4}$ ” y 0.90m x 1.60m con 60 varillas de $\frac{3}{4}$ ” y una viga de 0.50m x 1.00m con acero especificado en sustento de metrados en anexos y los perfiles de acero en las columnas de W310x202(H) y para las vigas de W250x17.9. Para el sistema aporticado las columnas quedaron con una geometría de 0.50m x 0.50m con 16 varillas de $\frac{3}{4}$ ”, con respecto a las vigas, en las vigas principales quedaron con una geometría 0.30m x 0.55m y las vigas secundarias de 0.25m x 0.55m, con respecto al acero se especifica en sustento de metrados en anexos. Cabe resaltar para ambos casos se utilizó una losa colaborante de espesor de 12 cm.
- Se realizó una comparación de costos entre ambos sistemas estructurales, tomando solo de referencia las columnas y vigas tanto del sistema semi-colgante como del sistema aporticado, el sistema aporticado tiene un costo de S/. 210,003.06 soles y el sistema semi-colgante de S/. 453,669.32 soles, dando como resultado que el sistema semi-colgante aumenta un costo de S/. 243,666.26 soles con respecto al sistema

aporticado, A pesar que se reduce el costo en el concreto con S/. 19,729.56 soles, en el encofrado con S/. 30,022. soles y en el acero de refuerzo con S/. 38,884.65 soles favoreciendo al sistema semi-colgante, existe aumento de costos por la introducción de acero estructurales el cual asciende en S/. 332,302.58 soles. Siendo por el momento más costoso el sistema semi-colgante que el sistema aporticado.

REFERENCIAS

3. Referencias

- Arapa Álvarez, R. M. (2017). *"Análisis y diseño estructural en concreto armado del edificio multifamiliar de siete niveles en el centro poblado Jayllihuaya"*. Puno.
- ATC-40. (1996). *Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Eficaciones de Concreto*. California, USA.
- Bertero, V. (1986). *Lessons Learned from Recent Earthquakes and Research and Implications for Earthquakes-Resistant Design of Building Structures in the United States*. Estados Unidos.
- Cabrera Cabrera, E. (2003). *"Diseño estructural en concreto armado de un edificio de nueve pisos en la Ciudad de Piura"*. PIURA.
- Cruz Barreto, I. A., & Dieguez Mendoza, V. (2015). *"Análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente e la Urbanización Soliluz- Trujillo."*. TRUJILLO.
- Duque, K. (2011). Clásicos de Arquitectura: Museo de Arte de São Paulo / Lina Bo Bardi. *Arch Daily*.
- Escalana, M. (2017). Primer edificio Semi Colgante de Chile: Un desafío a prueba de acero. *CONSTRUCCION PORTAL DE NOTICIAS*.
- Giraldo, H. (2015). *Como se predimensiona una estructura*. Colombia.
- Gonzales Toyco, C. A., & Veli Segovia, A. L. (2016). *"Evaluación del comportamiento sísmico de una edificación con sistema MDL aplicando la NTP E 030 y la norma chilena 433-2012"*. Chile.
- Guevara Dongo, I. I. (2013). *"Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisotano para un Hotel-Restaurant-ubicado en el Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia Santa"*. Chimbote.
- Luján Silva, E. (2011). *MICROZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL DISTRITO DE TRUJILLO*. Trujillo: Facultad Nacional de Ingeniería.
- McCormac, J. C., & Nelson, J. K. (2011). *Diseño de Estructuras de Acero*. Mexico: Alfaomega Grupo Editor.
- McCormac, J., & Brown, R. (2013). *Diseño de Concreto Reforzado*. Mexico: Alfaomega .
- Merchan, J. (2008). Estructuras II. *Universidad Santo Tomas*, 8.
- Morales Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia. Lima.
- Muñoz Minoru, A. A. (2017). *"Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el Distrito de Barranco."*. Lima.
- Ospina Larrea, P. (2011). *Análisis comparativo entre muros de corte de placas de acero no rigidizadas y muros de corte de hormigón armado para estructuras de edificios sismo-resistentes*. Quito: Universidad San Francisco de Quito.
- Perozo Cedeño, J. A., & Almánzar Luciano, M. A. (2016). *"Análisis Comparativos entre las Estructuras de Hormigón Armado y Acero Estructural (Aporticadas y Cubiertas)"*. Santo Domingo.
- Quesquen Alcantara, K. (2019). *El sistema Drywall como alternativa constructiva sostenible en edificaciones de viviendas en el distrito de chichlayo- lambayeque*. Trujillo.
- Ramos Rugel, M. (2002). *Análisis Técnico Y Económico de losas de entrepiso*. Piura.
- Secretaría de Gestión de Riesgos; Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Programa de las Naciones Unidas para el desarrollo. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Quito.
- Takeuchi Tiam, C. P. (2002). *Conexiones en estructuras metálicas*. Colombia: Univ. Nacional de Colombia.
- Urbán Brotóns, P. (2006). *Construcción de estructuras metálicas*. San Vicente: Editorial Club Universitario.

ANEXOS

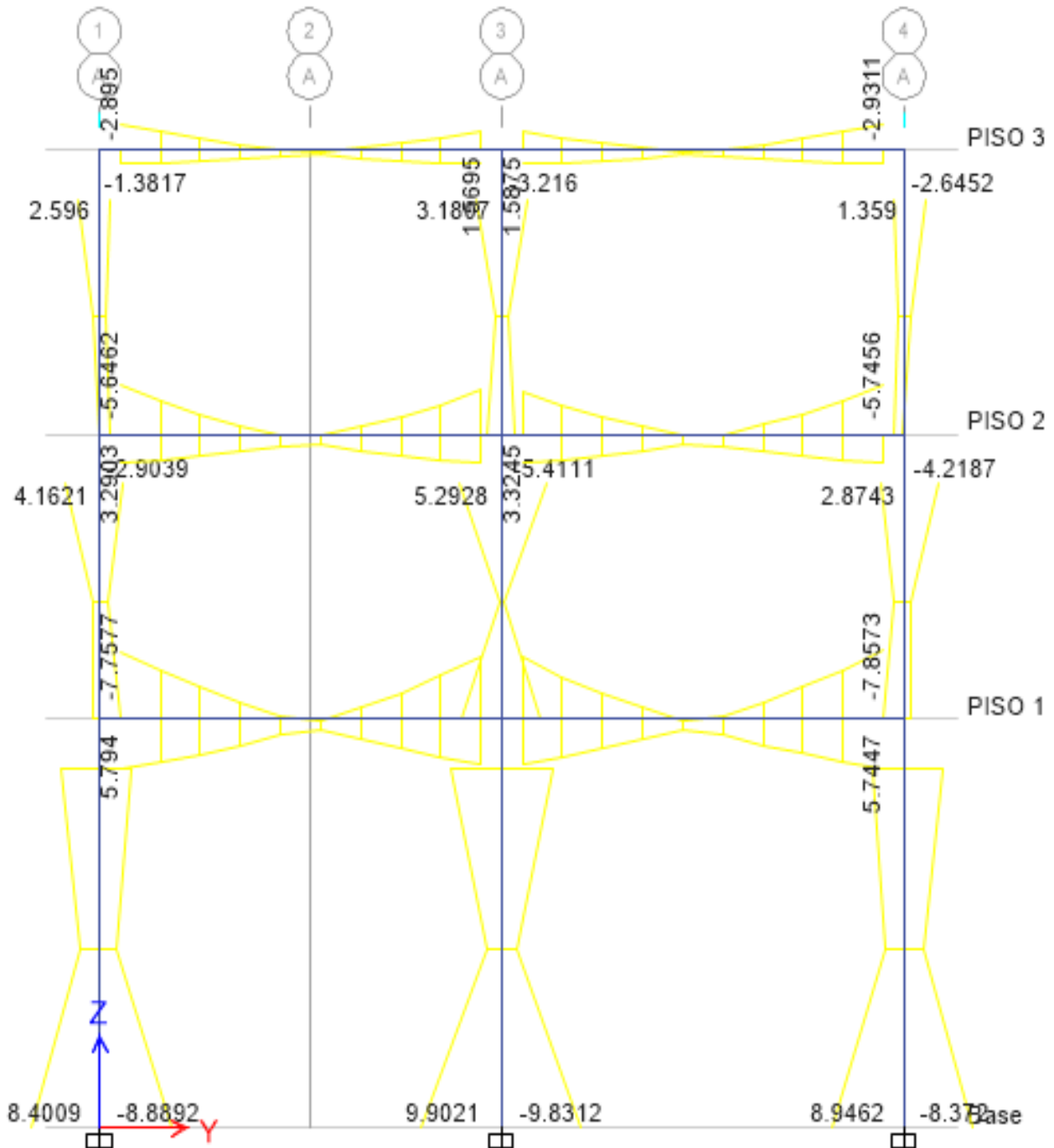
Anexo N° 01: Catálogo de perfiles estructurales de la distribuidora de acero GERDAU, para el perfil de acero estructural W250x17,9 puestas como vigas en el sistema semi-colgante.

Medida mm x kg/m	Masa Lineal kg/m	d mm	b _f mm	Espesor		h mm	d' mm	Área cm ²	Eje X - X				Eje Y - Y				Calibre in x lb/ft	r _t cm	I _t cm ⁴	Esbeltez		C _w cm ²	U m ² /m
				t _w mm	t _f mm				I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³				Mesa b _f /2t _f	Alma d' / t _w		
W 150 x 13,0	13,0	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	W 6 x 8,5	2,60	1,72	10,20	27,49	4.181	0,67
W 150 x 18,0	18,0	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	W 6 x 12	2,69	4,34	7,18	20,48	6.683	0,69
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29,0	1.229	161,7	6,51	179,6	387	50,9	3,65	77,9	W 6 x 15	4,10	4,75	11,52	20,48	20.417	0,88
W 150 x 24,0	24,0	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1.384	173,0	6,63	197,6	183	35,9	2,41	55,8	W 6 x 16	2,73	11,08	4,95	17,48	10.206	0,69
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5	1.739	221,5	6,72	247,5	556	72,6	3,80	110,8	W 6 x 20	4,18	10,95	8,23	17,94	30.277	0,90
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	2.244	277,0	6,85	313,5	707	91,8	3,84	140,4	W 6 x 25	4,22	20,58	6,64	14,67	39.930	0,91
W 200 x 15,0	15,0	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1.305	130,5	8,20	147,9	87	17,4	2,12	27,3	W 8 x 10	2,55	2,05	9,62	39,44	8.222	0,77
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1.686	166,1	8,19	190,6	116	22,7	2,14	35,9	W 8 x 13	2,59	4,02	7,85	29,31	11.098	0,79
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8,0	190	170	29,0	2.029	197,0	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	W 8 x 15	2,63	6,18	6,38	27,42	13.868	0,79
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2.611	252,3	8,73	282,3	330	49,6	3,10	76,3	W 8 x 18	3,54	7,65	7,92	29,34	32.477	0,92
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3.168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94,0	W 8 x 21	3,60	12,59	6,57	26,50	40.822	0,93
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3.437	342,0	8,67	379,2	764	92,6	4,09	141,0	W 8 x 24	4,50	14,51	8,09	25,90	69.502	1,03
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	4.114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,10	165,7	W 8 x 28	4,53	23,19	7,03	21,86	83.948	1,04
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11,0	181	161	58,6	4.543	447,6	8,81	495,3	1.535	151,2	5,12	229,5	W 8 x 31	5,58	22,01	9,23	22,36	141.342	1,19
W 200 x 52,0 (H)	52,0	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	5.298	514,4	8,90	572,5	1.784	174,9	5,16	265,8	W 8 x 35	5,61	33,34	8,10	19,85	166.710	1,19
HP 200 x 53,0 (H)	53,0	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4.977	488,0	8,55	551,3	1.673	161,7	4,96	248,6	HP 8 x 36	5,57	31,93	9,16	14,28	155.075	1,20
W 200 x 59,0 (H)	59,0	210	205	9,1	14,2	182	158	76,0	6.140	584,8	8,99	655,9	2.041	199,1	5,18	303,0	W 8 x 40	5,64	47,69	7,22	17,32	195.418	1,20
W 200 x 71,0 (H)	71,0	216	206	10,2	17,4	181	161	91,0	7.660	709,2	9,17	803,2	2.537	246,3	5,28	374,5	W 8 x 48	5,70	81,66	5,92	15,80	249.976	1,22
W 200 x 86,0 (H)	86,0	222	209	13,0	20,6	181	157	110,9	9.498	855,7	9,26	984,2	3.139	300,4	5,32	458,7	W 8 x 58	5,77	142,19	5,07	12,06	317.844	1,23
W 200 x 100,0 (H)*	100,0	229	210	14,5	23,7	182	158	127,1	11.355	991,7	9,45	1152,2	3.664	349,0	5,37	533,4	W 8 x 67	5,80	212,61	4,43	10,87	385.454	1,25
W 250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1	2.291	182,6	9,96	211,0	91	18,1	1,99	28,8	W 10 x 12	2,48	2,54	9,53	45,92	13.735	0,88
W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	2.939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	38,4	W 10 x 15	2,54	4,77	7,39	37,97	18.629	0,89
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3.473	270,2	10,31	311,1	149	24,3	2,14	46,4	W 10 x 17	2,58	7,06	6,07	36,10	22.955	0,89

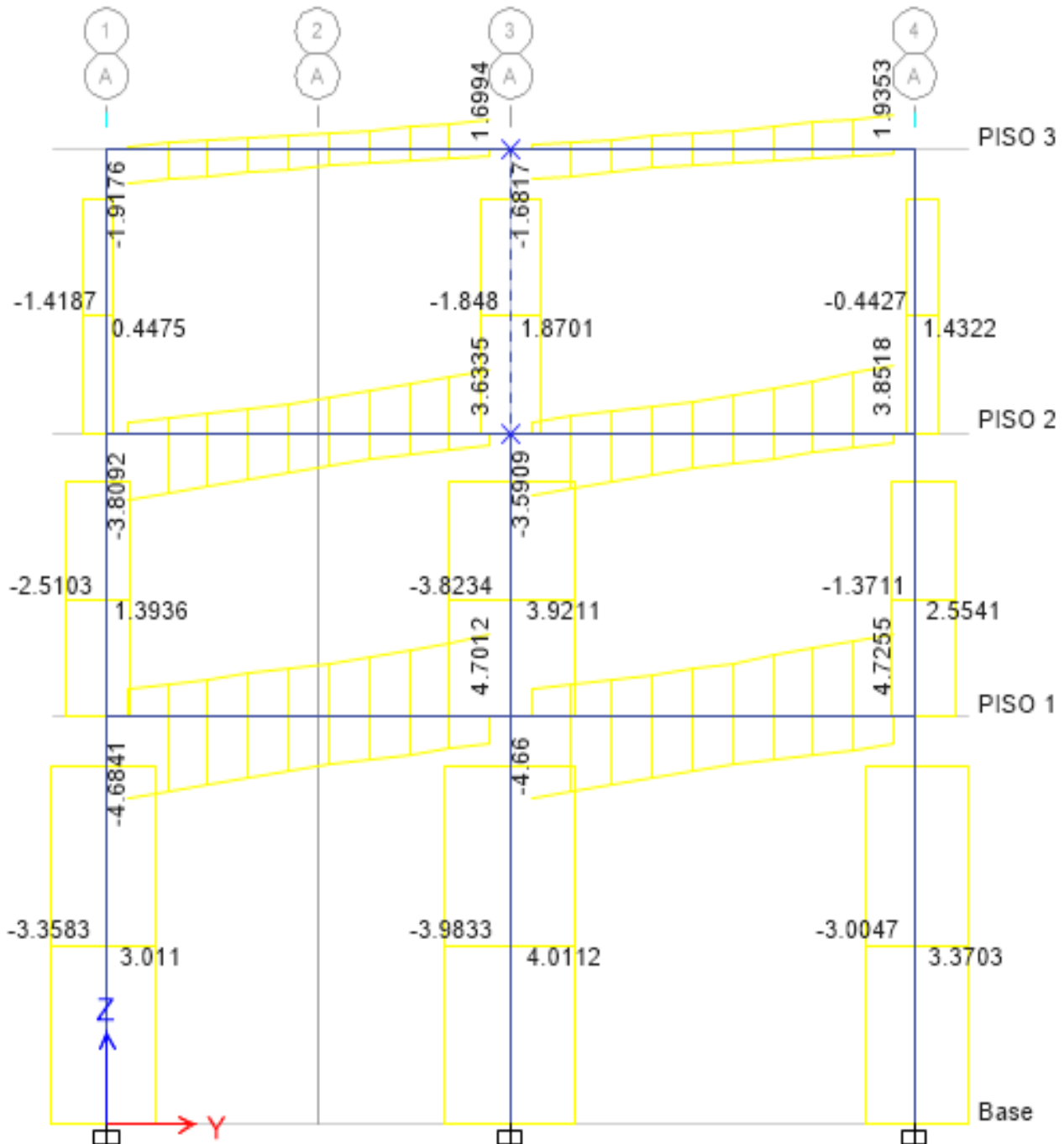
Anexo N° 02: Catálogo de perfiles estructurales de la distribuidora de acero GERDAU, para el perfil de acero estructural W310x202(H) puestas como columnas en el sistema semi-colgante.

W 250 x 131,0 (H)*	131,0	275	261	15,4	25,1	225	193	167,8	22.243	1617,7	11,51	1855,6	7.448	570,7	6,66	870,7	W 10 x 88	7,21	321,06	5,20	12,52	1.161.225	1,54
W 250 x 149,0 (H)*	149,0	282	263	17,3	28,4	225	193	190,5	26.027	1845,9	11,69	2137,5	8.624	655,8	6,73	1001,7	W 10 x 100	7,27	462,06	4,63	11,17	1.384.436	1,55
W 250 x 167,0 (H)*	167,0	289	265	19,2	31,8	225	193	214,0	30.110	2083,7	11,86	2435,3	9.880	745,7	6,79	1140,2	W 10 x 112	7,33	644,95	4,17	10,07	1.631.156	1,57
W 310 x 21,0	21,0	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2	3.776	249,2	11,77	291,9	98	19,5	1,90	31,4	W 12 x 14	2,42	3,27	8,86	53,25	21.628	0,98
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7	4.346	285,0	11,89	333,2	116	22,9	1,94	36,9	W 12 x 16	2,45	4,65	7,54	48,50	25.594	0,99
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6,0	8,9	291	271	36,5	5.500	356,0	12,28	412,0	158	31,0	2,08	49,4	W 12 x 19	2,55	8,14	5,73	45,20	35.441	1,00
W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1	6.570	419,8	12,49	485,3	192	37,6	2,13	59,8	W 12 x 22	2,58	12,91	4,72	41,12	43.612	1,00
W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	49,7	8.581	553,6	13,14	615,4	727	88,1	3,82	134,9	W 12 x 26	4,38	13,20	8,51	46,66	163.728	1,25
W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2	9.997	638,8	13,22	712,8	855	103,0	3,87	158,0	W 12 x 30	4,41	19,90	7,41	41,00	194.433	1,26
W 310 x 52,0	52,0	317	167	7,6	13,2	291	271	67,0	11.909	751,4	13,33	842,5	1.026	122,9	3,91	188,8	W 12 x 35	4,45	31,81	6,33	35,61	236.422	1,27
W 310 x 60,0*	60,0	303	203	7,5	13,1	277	245	76,1	12.908	852,0	13,02	944,3	1829	228,7	4,90	275,4	W 12 x 40	5,48	40,46	6,29	26,11	383.747	1,38
W 310 x 67,0*	67,0	306	204	8,5	14,6	277	245	85,3	14.559	951,5	13,06	1060,4	2069	202,8	4,92	310,5	W 12 x 45	5,51	55,35	6,99	28,80	438.542	1,38
W 310 x 74,0*	74,0	310	205	9,4	16,3	277	245	95,1	16.501	1064,6	13,17	1192,0	2344	180,2	4,96	350,5	W 12 x 40	5,54	75,51	7,75	32,64	505.715	1,39
HP 310 x 79,0 (H)	79,0	299	306	11,0	11,0	277	245	100,0	16.316	1091,3	12,77	1210,1	5.258	343,7	7,25	525,4	HP 12 x 53	8,20	46,72	13,91	22,27	1.089.258	1,77
HP 310 x 93,0 (H)	93,0	303	308	13,1	13,1	277	245	119,2	19.682	1299,1	12,85	1450,3	6.387	414,7	7,32	635,5	HP 12 x 63	8,26	77,33	11,76	18,69	1.340.320	1,78
W 310 x 97,0 (H)	97,0	308	305	9,9	15,4	277	245	123,6	22.284	1447,0	13,43	1594,2	7.286	477,8	7,68	725,0	W 12 x 65	8,38	92,12	9,90	24,77	1.558.682	1,79
W 310 x 107,0 (H)	107,0	311	306	10,9	17,0	277	245	136,4	24.839	1597,3	13,49	1768,2	8.123	530,9	7,72	806,1	W 12 x 72	8,41	122,86	9,00	22,48	1.754.271	1,80
HP 310 x 110,0 (H)	110,0	308	310	15,4	15,5	277	245	141,0	23.703	1539,1	12,97	1730,6	7.707	497,3	7,39	763,7	HP 12 x 74	8,33	125,66	10,00	15,91	1.646.104	1,80
W 310 x 117,0 (H)	117,0	314	307	11,9	18,7	277	245	149,9	27.563	1755,6	13,56	1952,6	9.024	587,9	7,76	893,1	W 12 x 79	8,44	161,61	8,21	20,55	1.965.950	1,80
HP 310 x 125,0 (H)	125,0	312	312	17,4	17,4	277	245	159,0	27.076	1735,6	13,05	1963,3	8.823	565,6	7,45	870,6	HP 12 x 84	8,38	177,98	8,97	14,09	1.911.029	1,81
W 310 x 129,0 (H)*	129,0	318	308	13,1	20,6	277	245	165,4	30.819	1938,3	13,65	2167,6	10.039	651,9	7,79	991,2	W 12 x 87	8,48	214,66	7,48	18,69	2.218.146	1,81
HP 310 x 132,0 (H)	132,0	314	313	18,3	18,3	277	245	167,5	28.731	1830,0	13,10	2075,5	9.371	598,8	7,48	922,4	HP 12 x 89	8,41	206,79	8,55	13,41	2.044.445	1,82
W 310 x 143,0 (H)*	143,0	323	309	14,0	22,9	277	245	182,5	34.812	2155,6	13,81	2422,2	11.270	729,4	7,86	1109,2	W 12 x 96	8,52	288,76	6,75	17,51	2.535.314	1,83
W 310 x 158,0 (H)*	158,0	327	310	15,5	25,1	277	245	200,7	38.681	2365,8	13,88	2675,7	12.474	804,8	7,88	1225,2	W 12 x 106	8,55	379,95	6,18	15,79	2.839.709	1,84
W 310 x 179,0 (H)*	179,0	333	313	18,0	28,1	277	245	227,9	44.580	2677,5	13,99	3056,2	14.378	918,7	7,94	1401,7	W 12 x 120	8,62	541,03	5,57	13,60	3.337.666	1,85
W 310 x 202,0 (H)*	202,0	341	315	20,1	31,8	277	245	258,3	52.030	3051,6	14,19	3513,7	16.589	1053,2	8,01	1608,7	W 12 x 136	8,69	777,99	4,95	12,21	3.959.374	1,87
W 360 x 32,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	42,1	8.358	479,0	14,09	547,6	291	45,9	2,63	72,0	W 14 x 22	3,20	9,15	7,47	53,10	84.111	1,17
W 360 x 39,0	39,0	353	128	6,5	10,7	332	308	50,2	10.331	585,3	14,35	667,7	375	58,6	2,73	91,9	W 14x 26	3,27	15,83	5,98	47,32	109.551	1,18
W 360 x 44,6	44,6	352	171	6,9	9,8	332	308	57,7	12.258	696,5	14,58	784,3	818	95,7	3,77	148,0	W 14 x 30	4,43	16,70	8,72	44,70	239.091	1,35
W 360 x 51,0	51,0	355	171	7,2	11,6	332	308	64,8	14.222	801,2	14,81	899,5	968	113,3	3,87	174,7	W 14 x 34	4,49	24,65	7,37	42,75	284.994	1,36

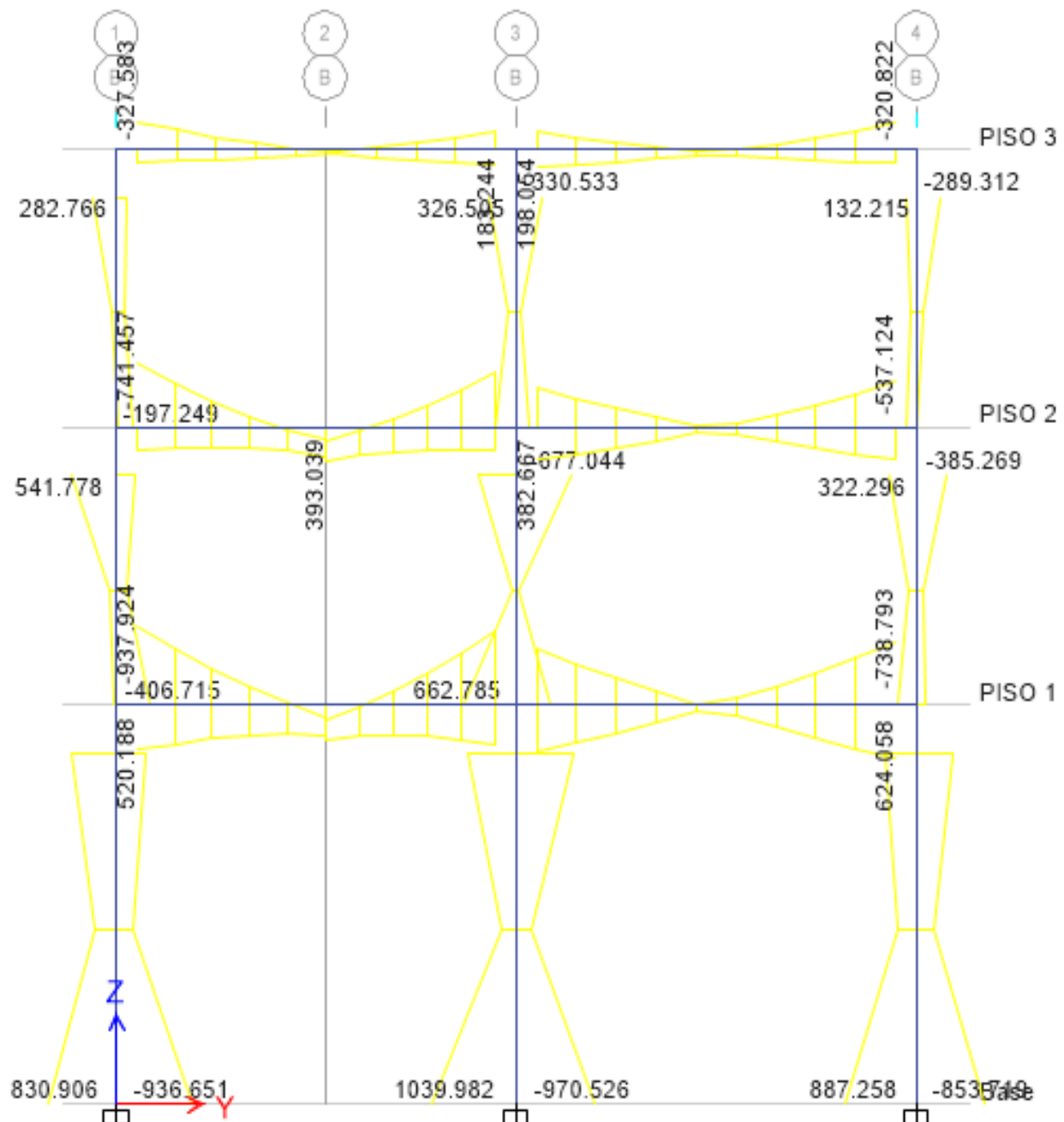
Anexo N° 03: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje A, en el plano YZ en el sistema aporricado.



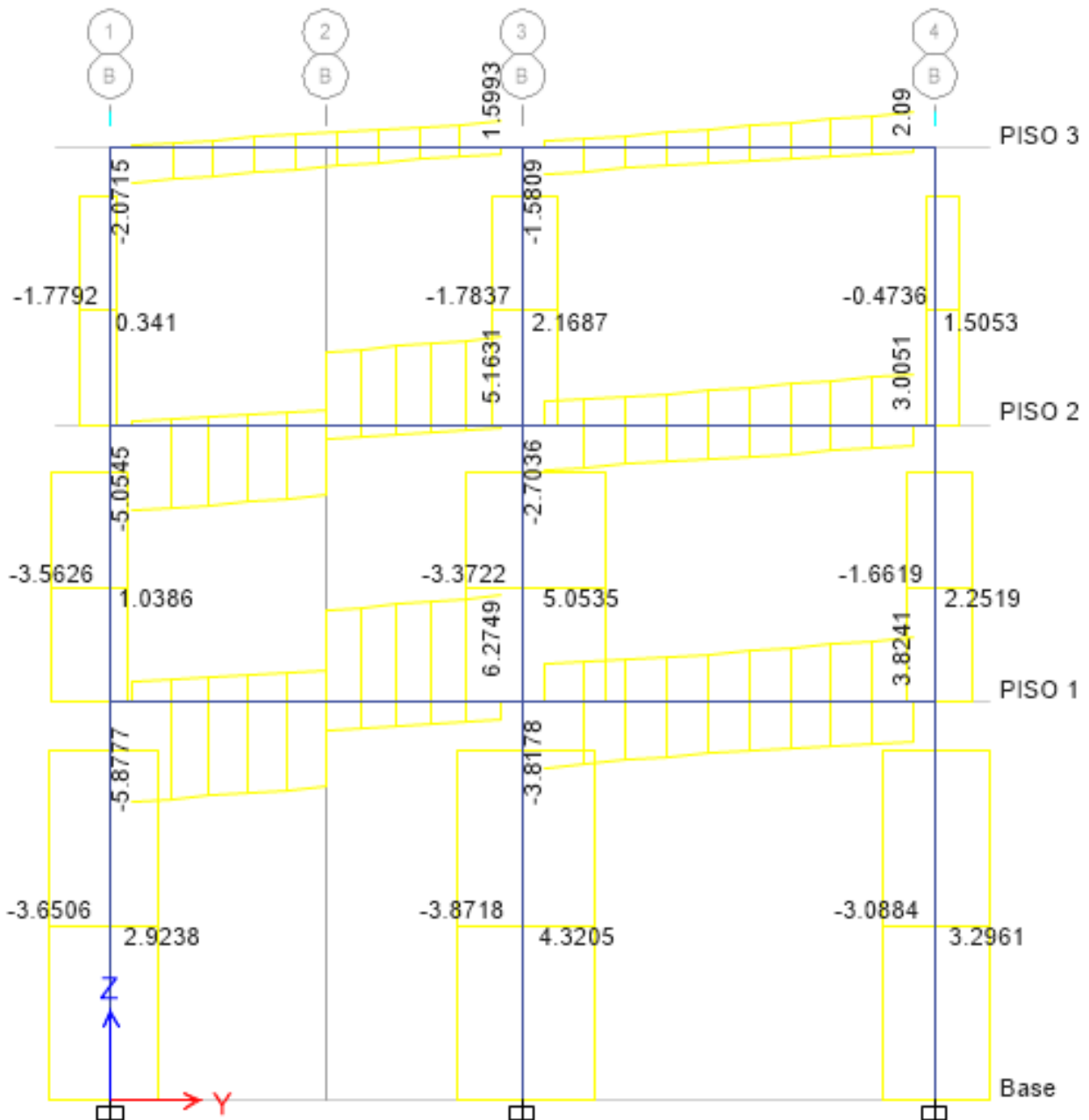
Anexo N° 04: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje A, en el plano YZ en el sistema aporticado.



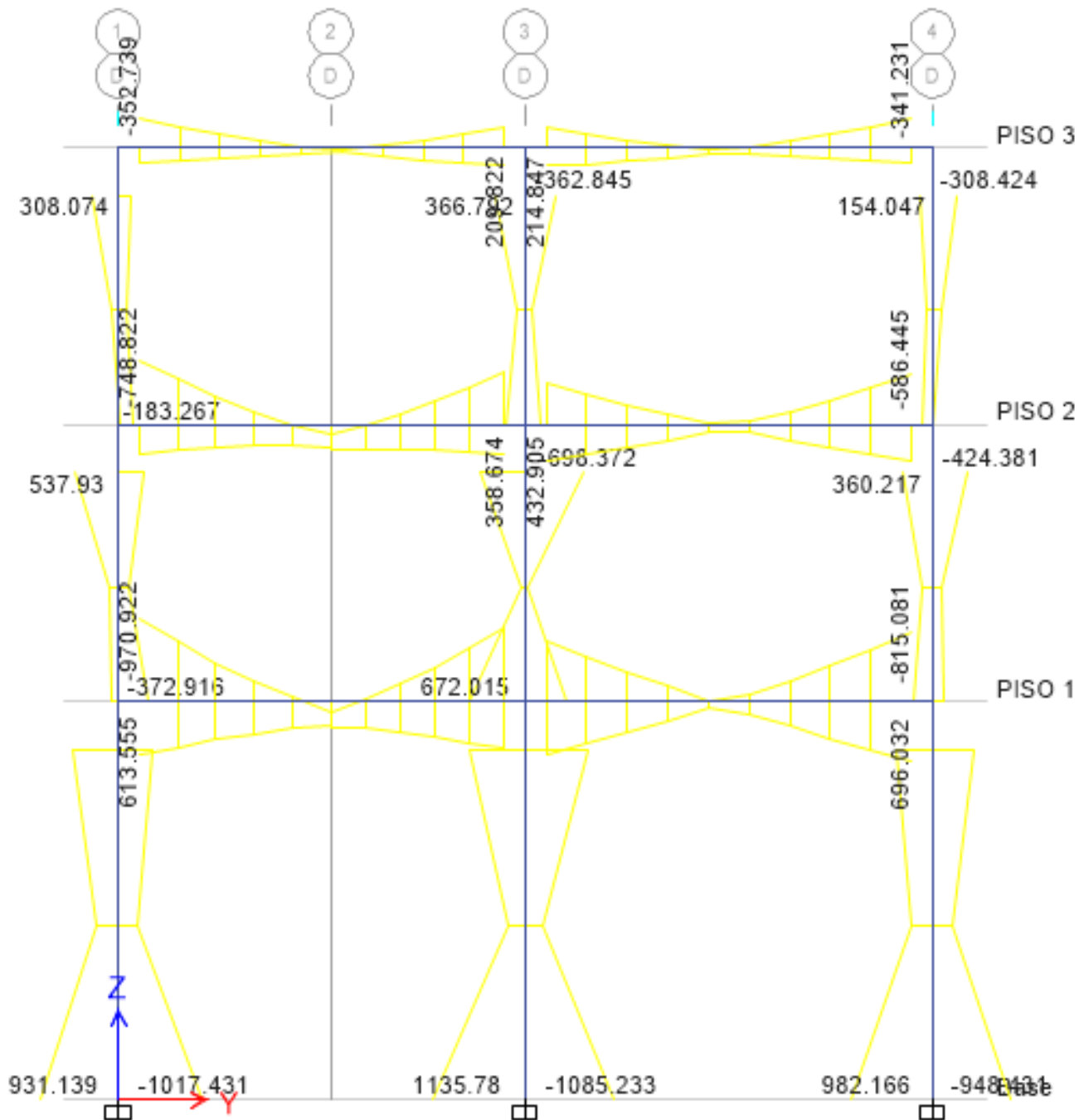
Anexo N° 05: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje B, en el plano YZ en el sistema aporticado.



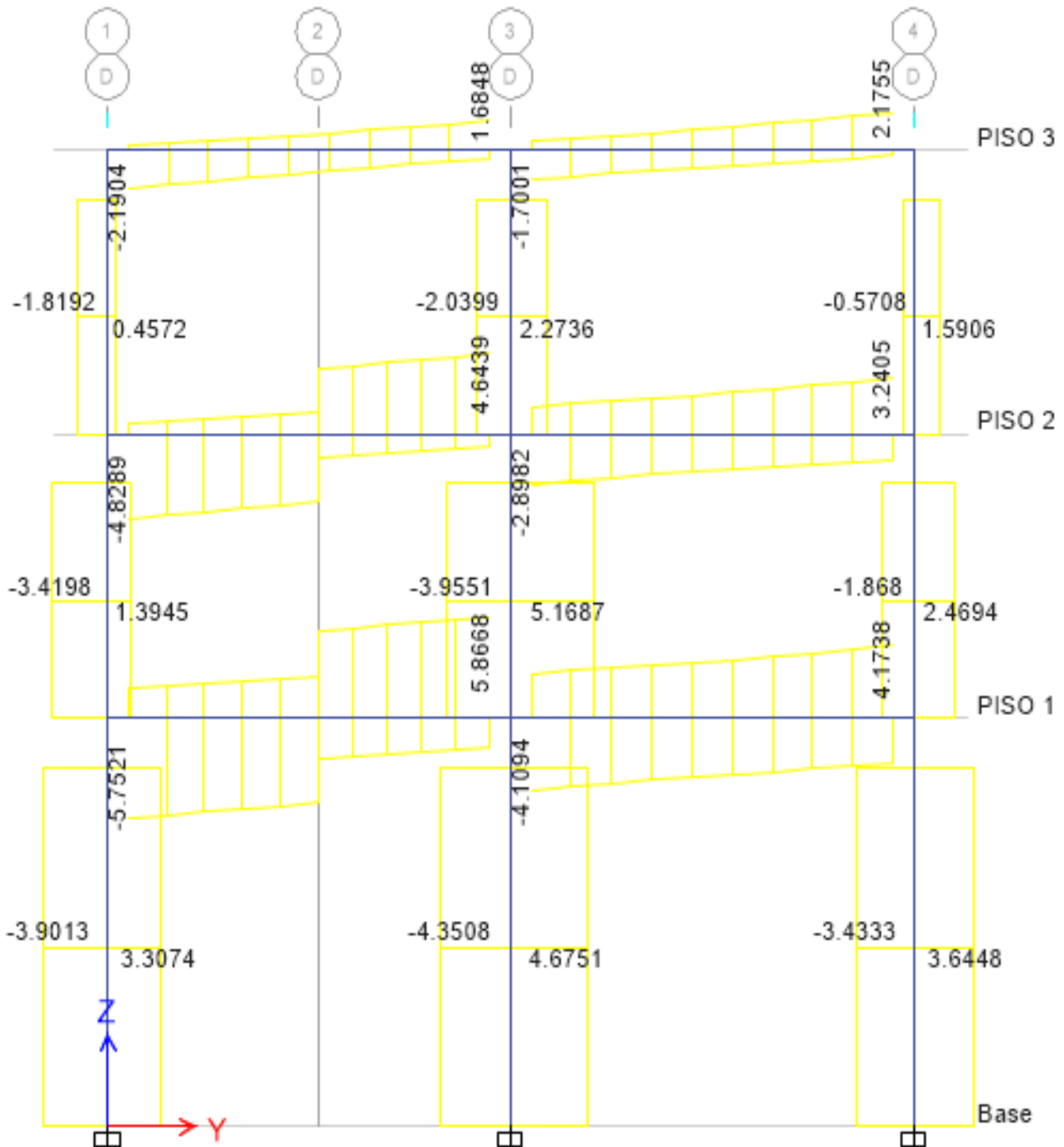
Anexo N° 06: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje B, en el plano YZ en el sistema aporticado.



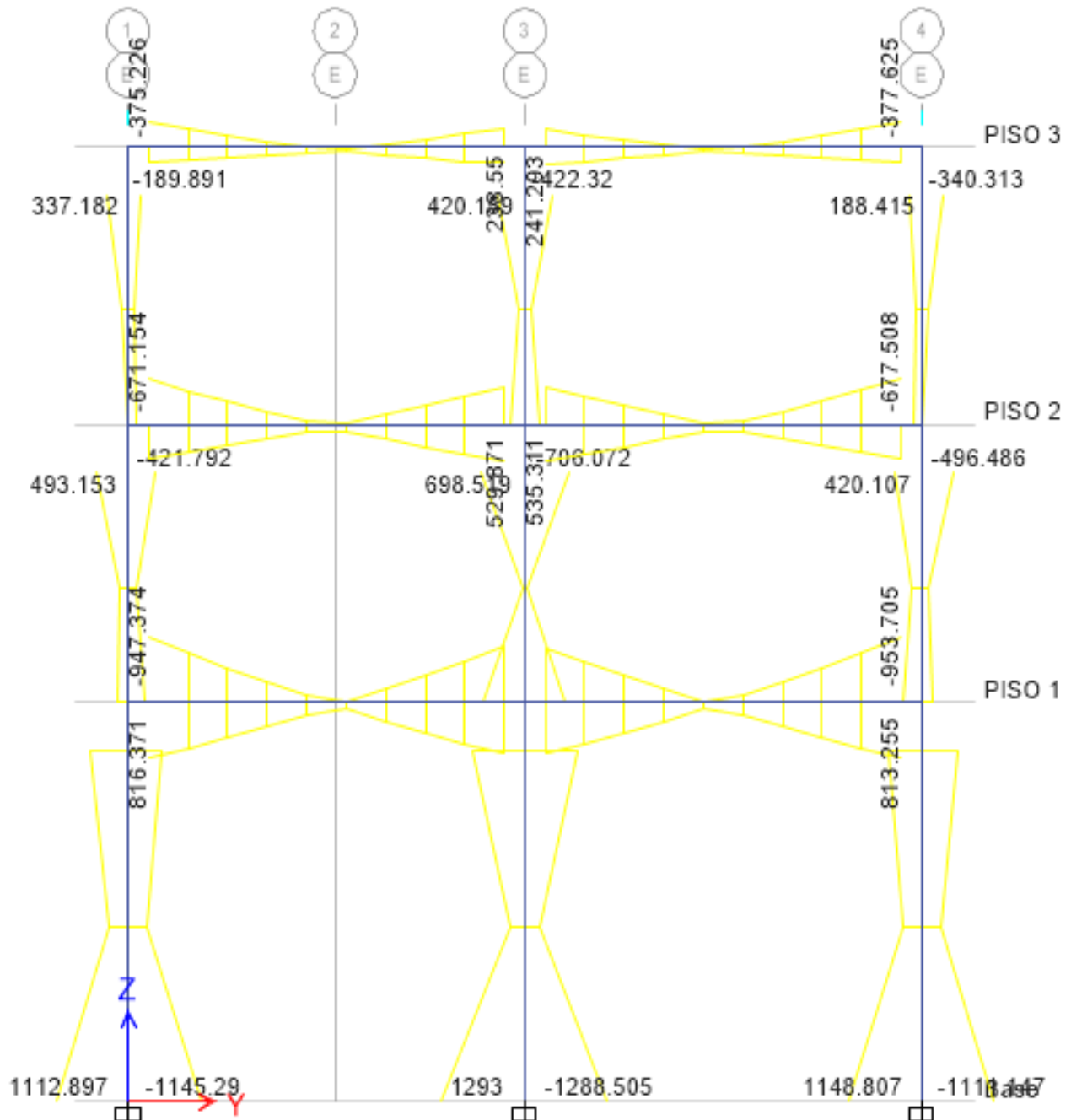
Anexo N° 07: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje D, en el plano YZ en el sistema aporticado.



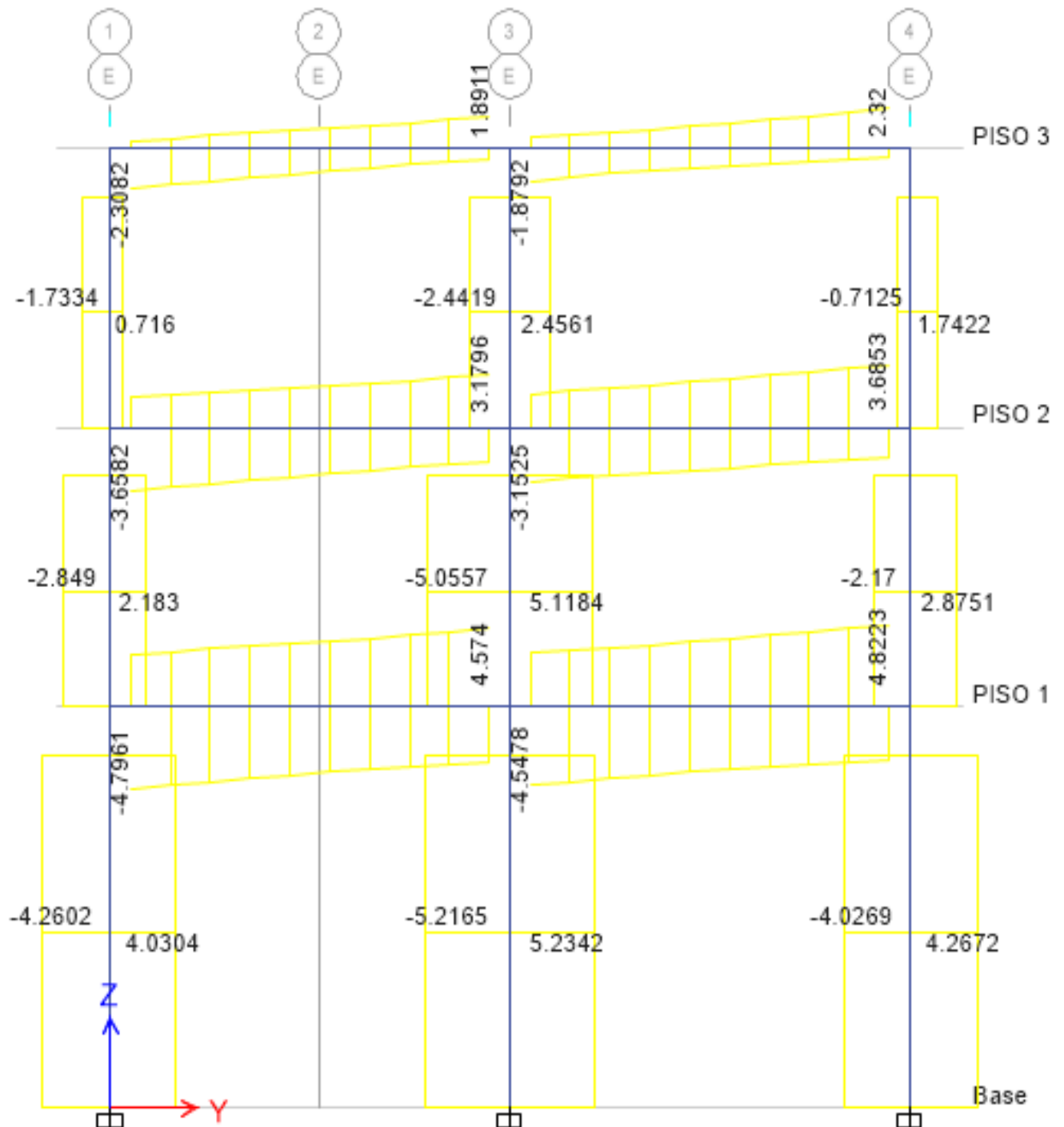
Anexo N° 08: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje D, en el plano YZ en el sistema aporticado.



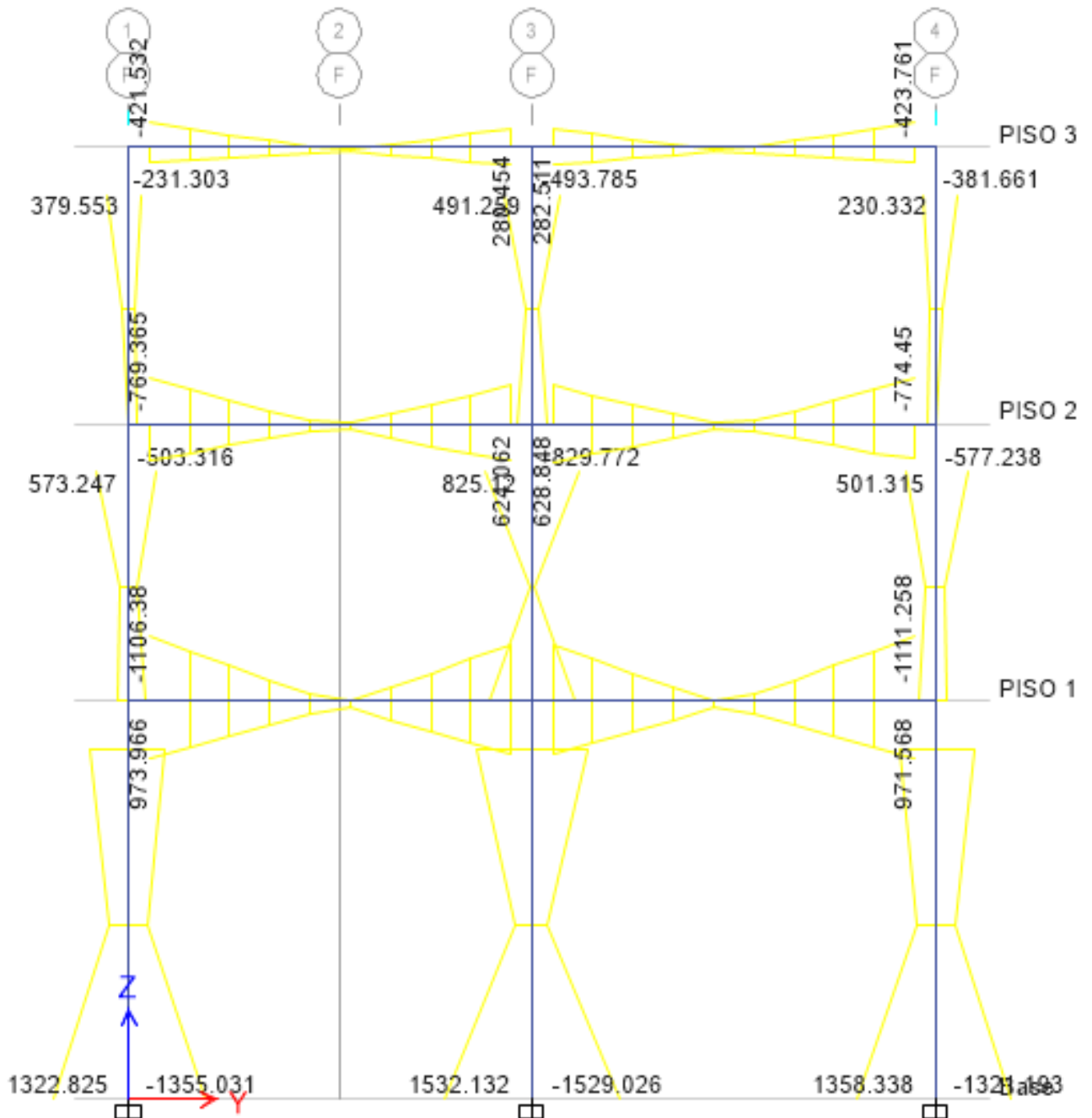
Anexo N° 09: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje E, en el plano YZ en el sistema aporticado.



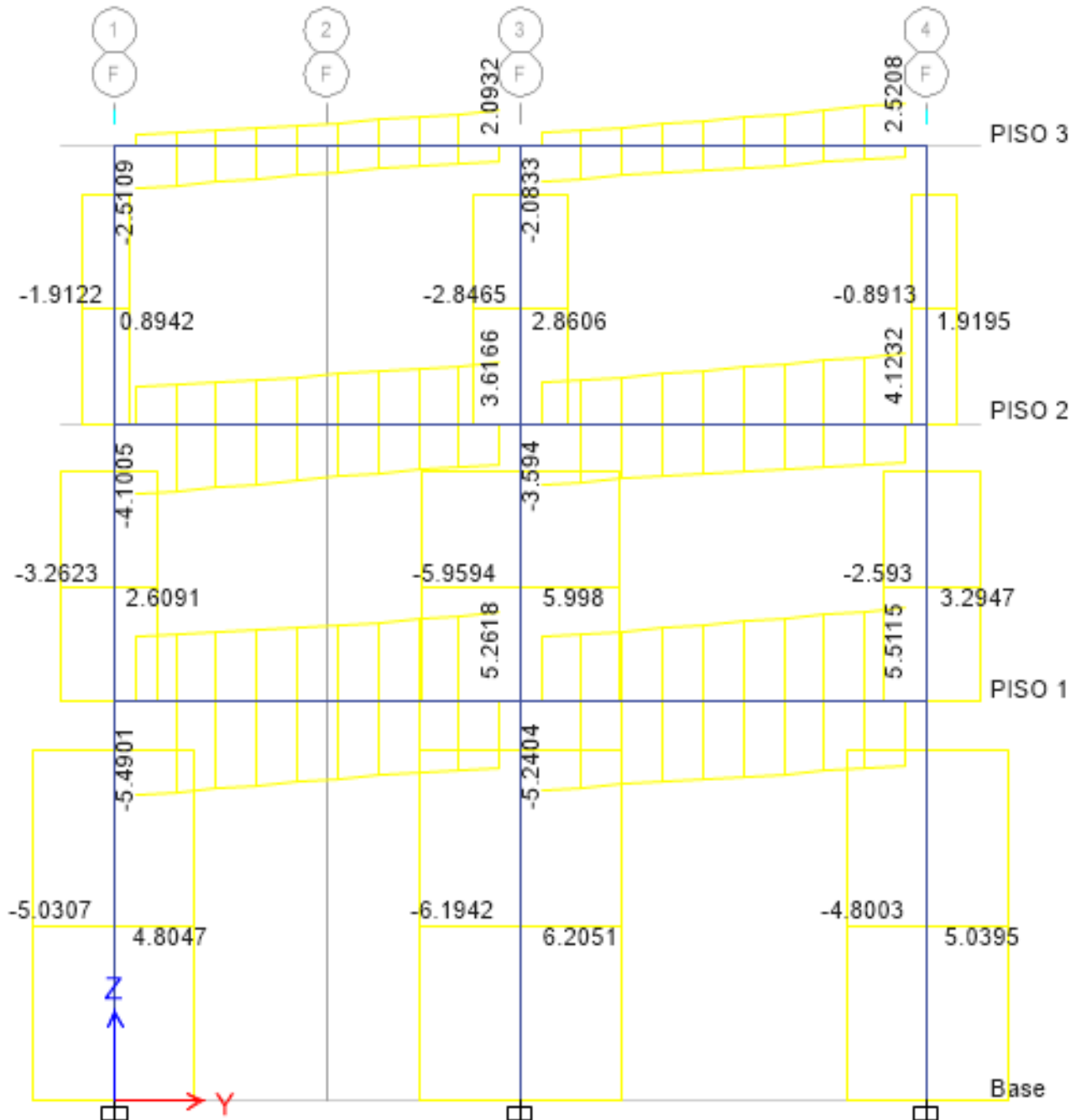
Anexo N° 10: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje E, en el plano YZ en el sistema aporticado.



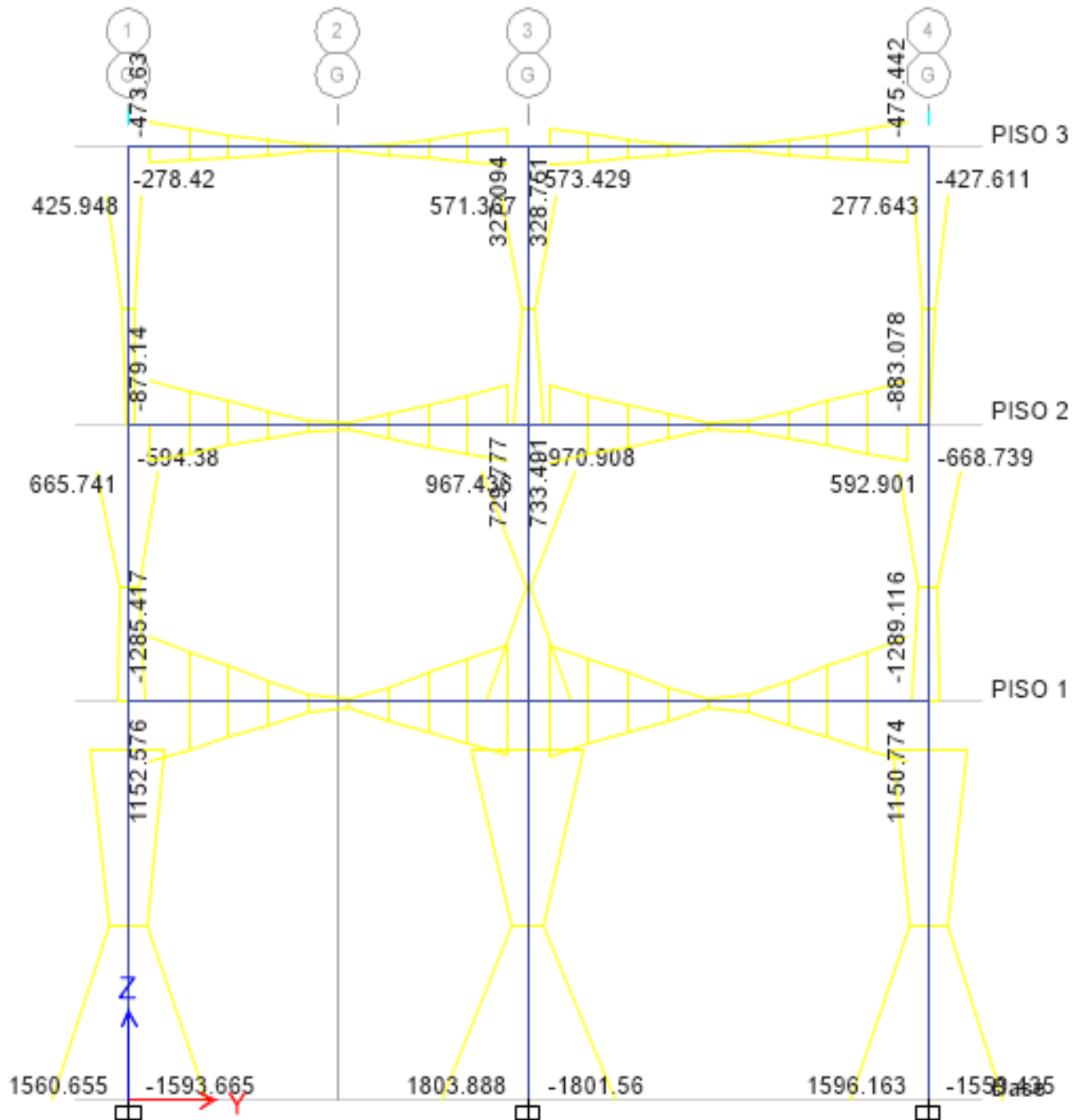
Anexo N° 11: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje
 F, en el plano YZ en el sistema aporticado.



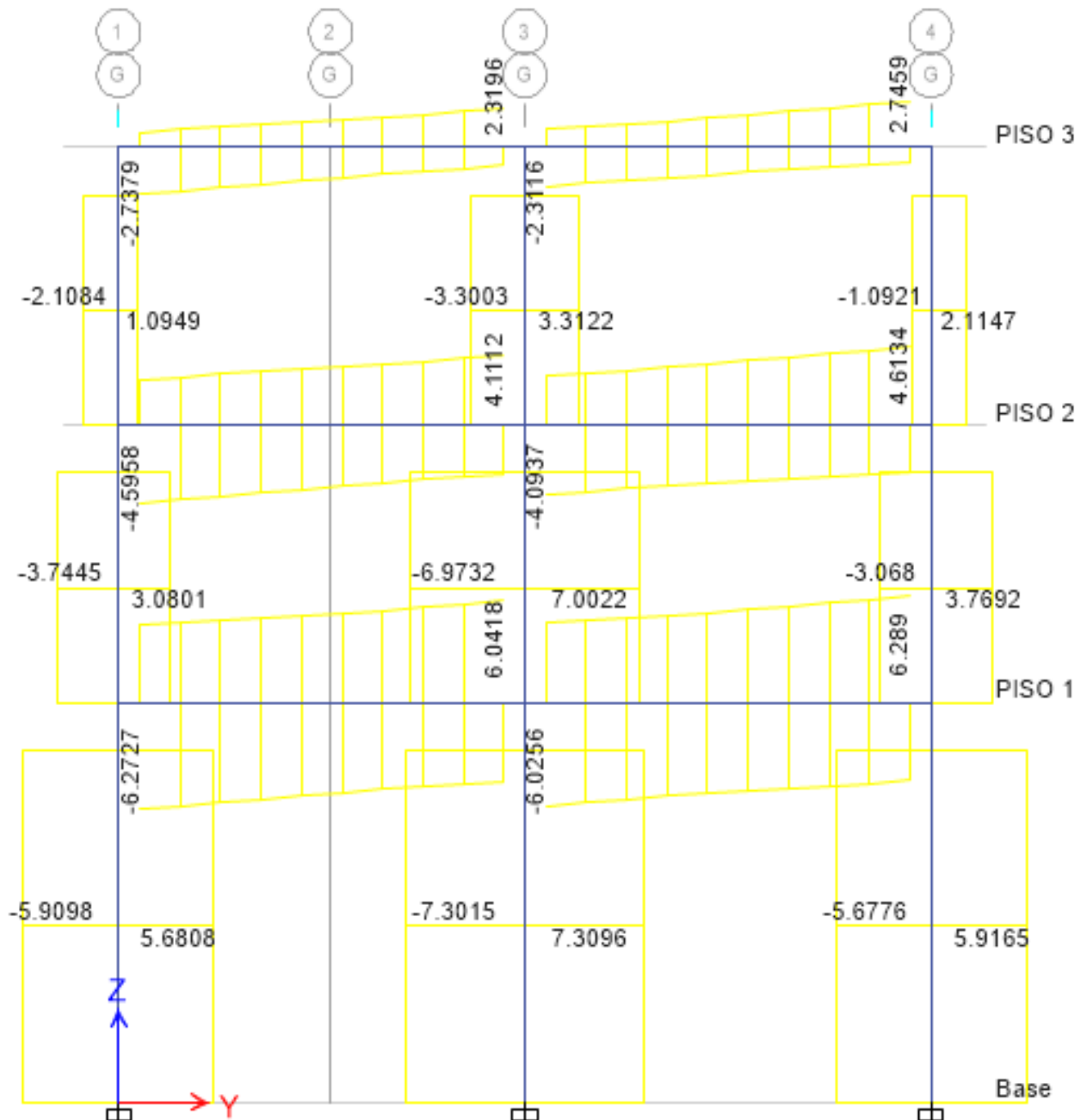
Anexo N° 12: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje F, en el plano YZ en el sistema aporticado.



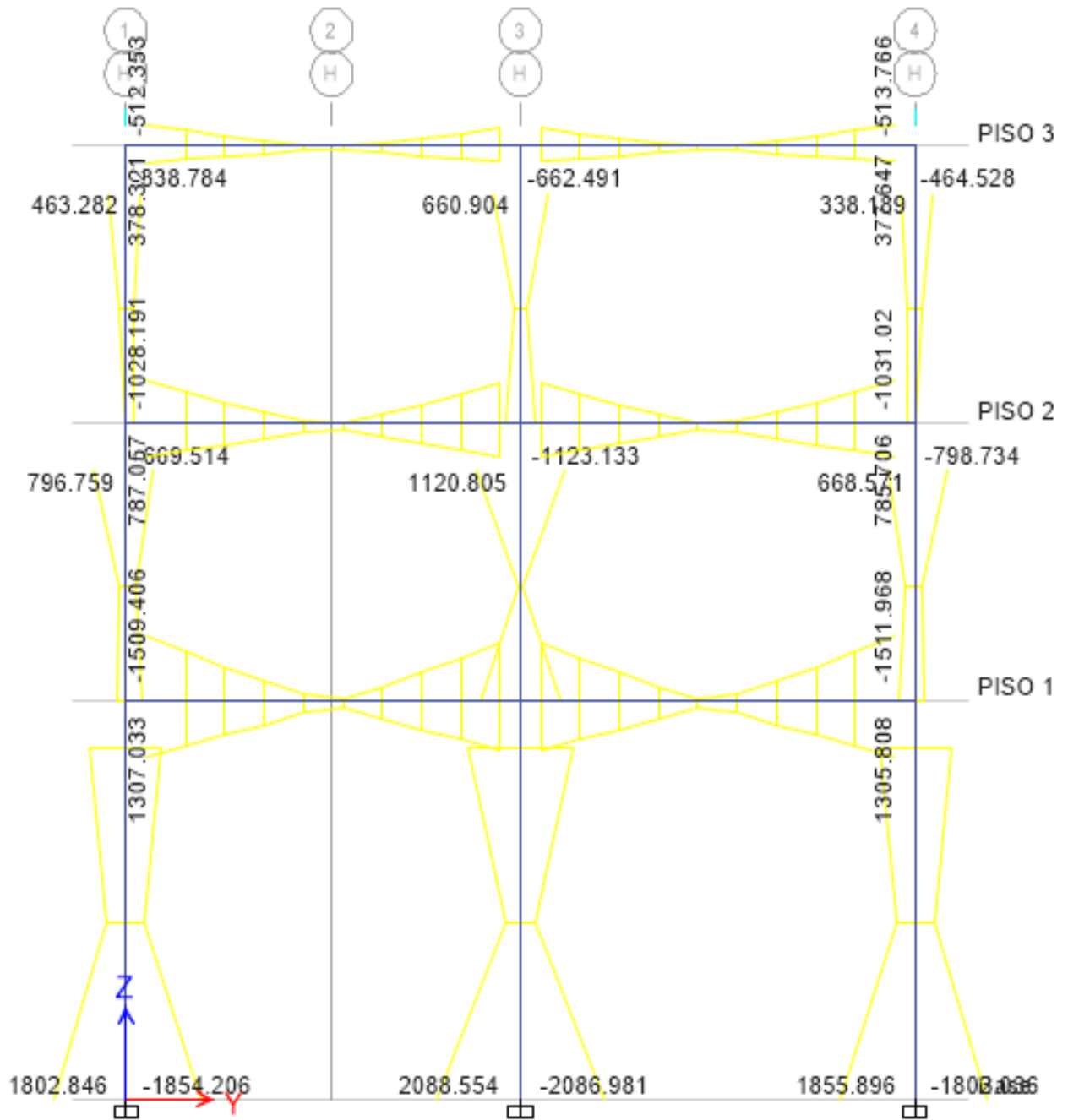
Anexo N° 13: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje
 G, en el plano YZ en el sistema aporticado.



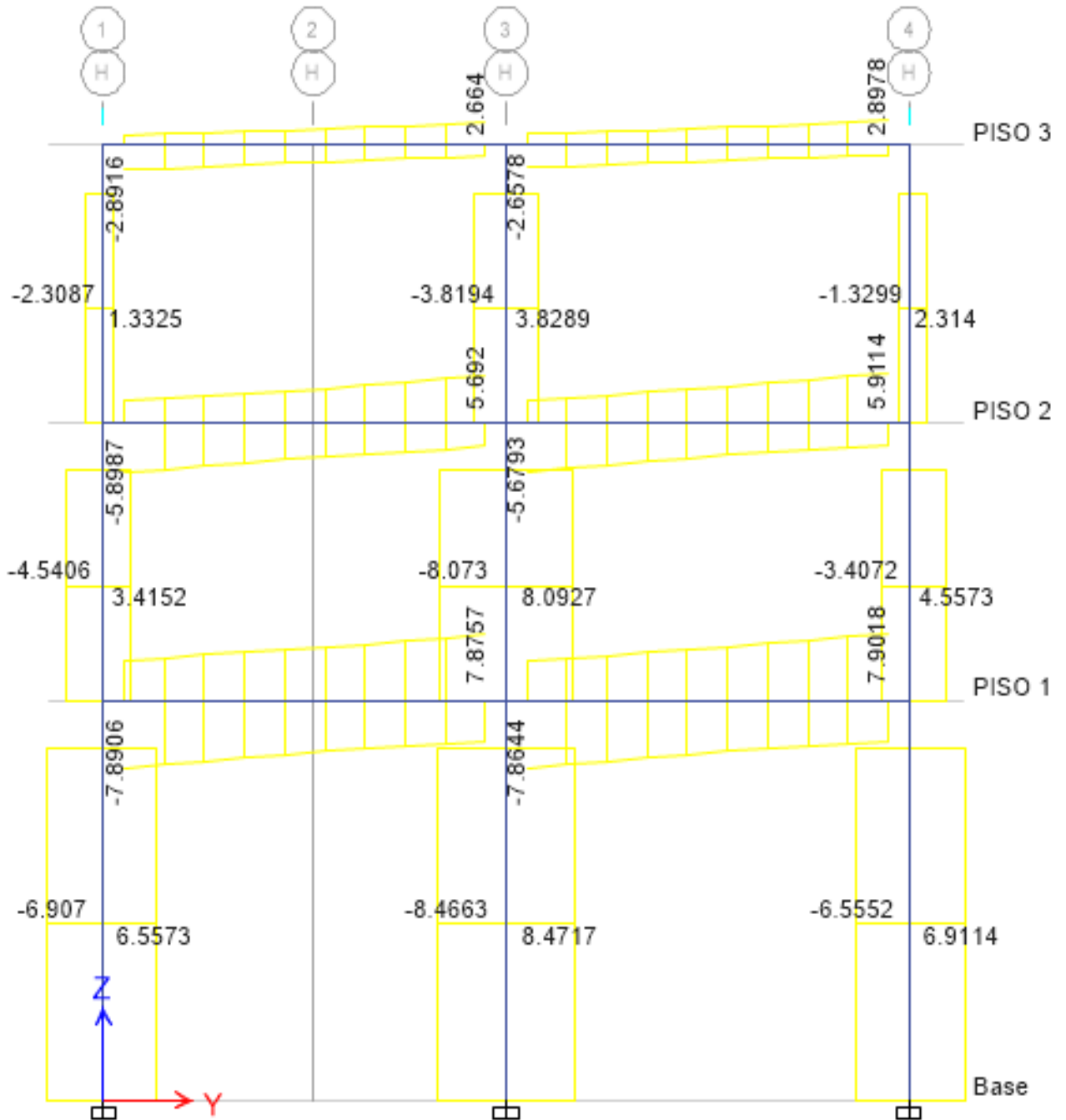
Anexo N° 14: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje G, en el plano YZ en el sistema aporticado.



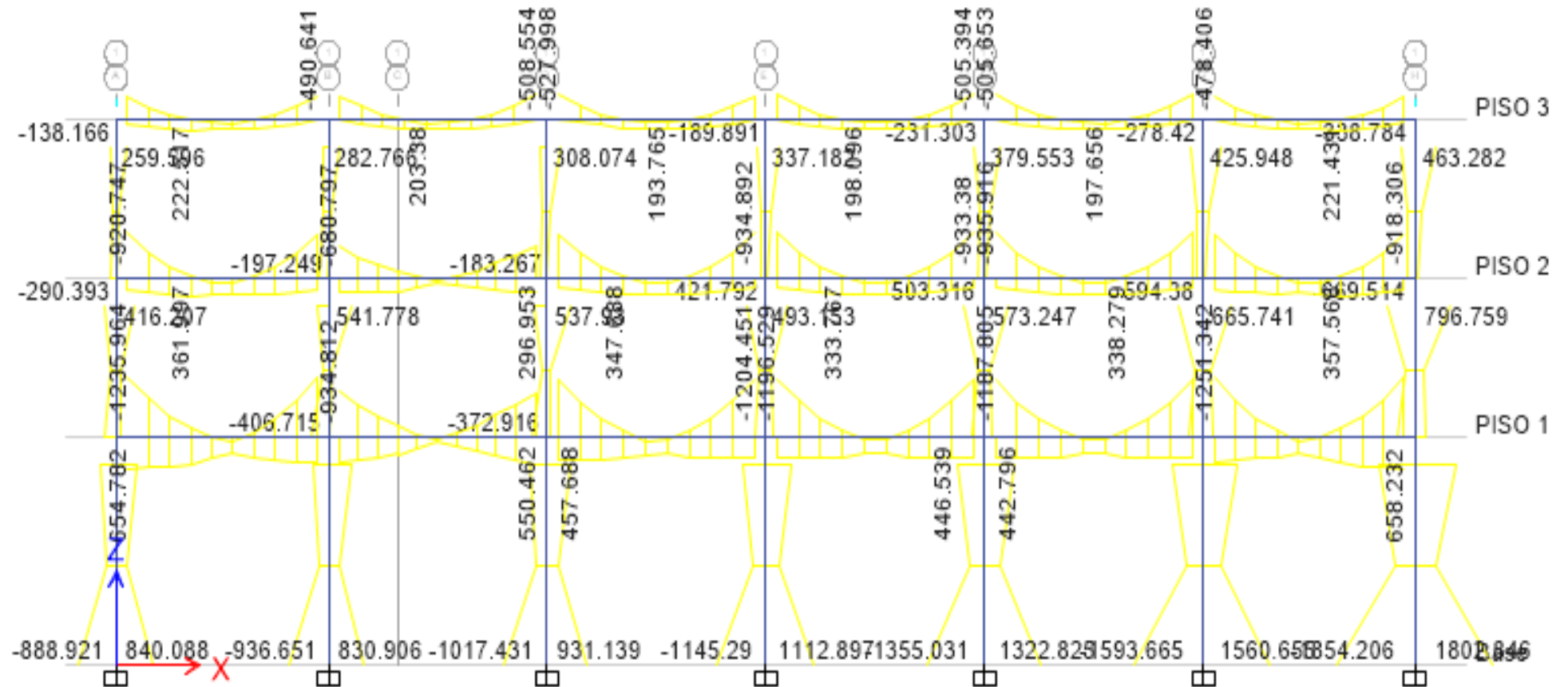
Anexo N° 15: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje
 H, en el plano YZ en el sistema aporticado.



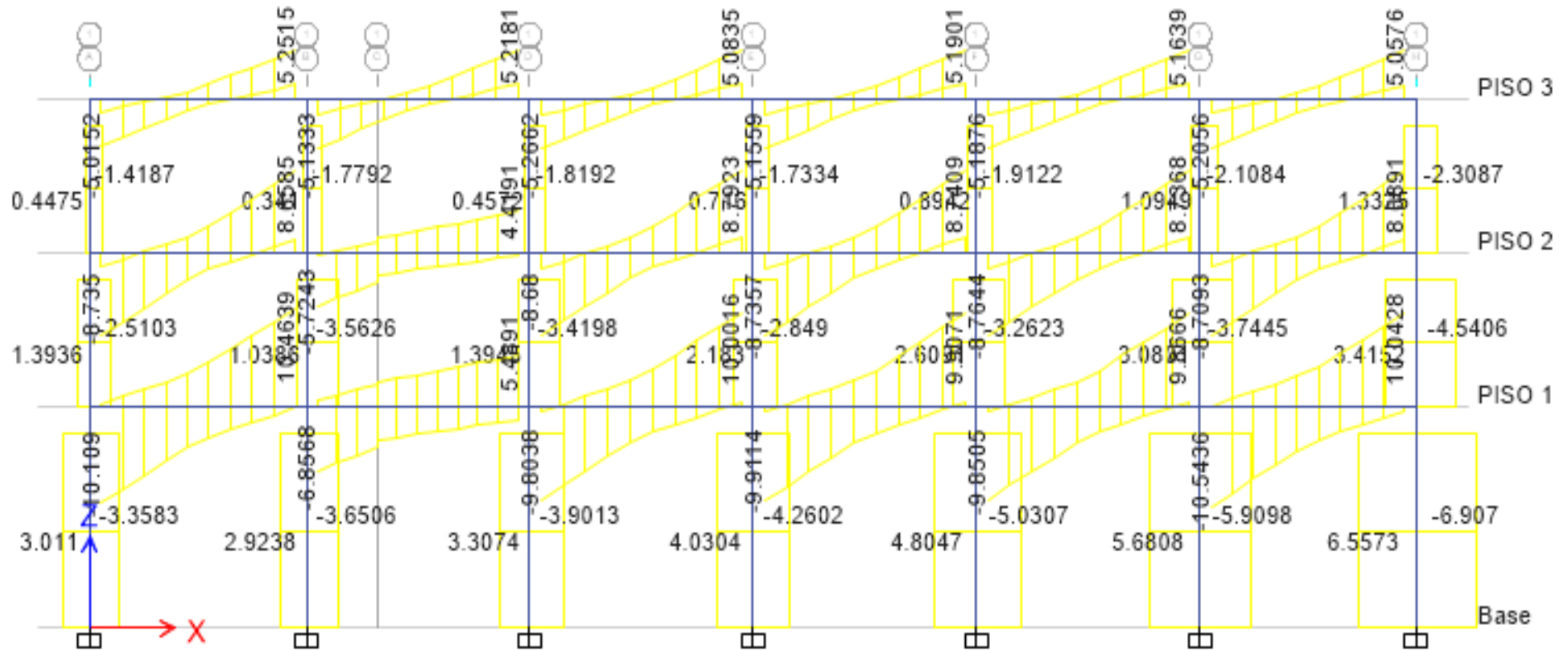
Anexo N° 16: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje H, en el plano YZ en el sistema aporticado.



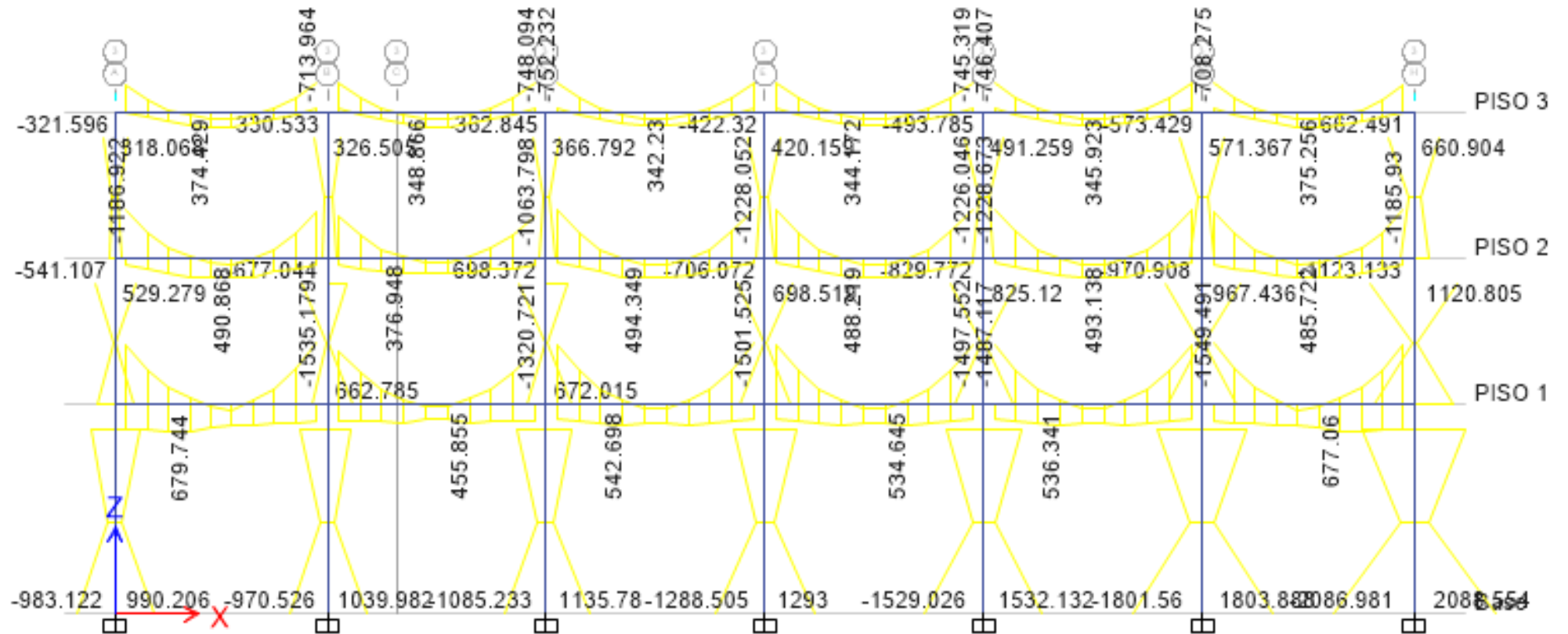
Anexo N° 17: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje 1, en el plano XZ en el sistema aporticado.



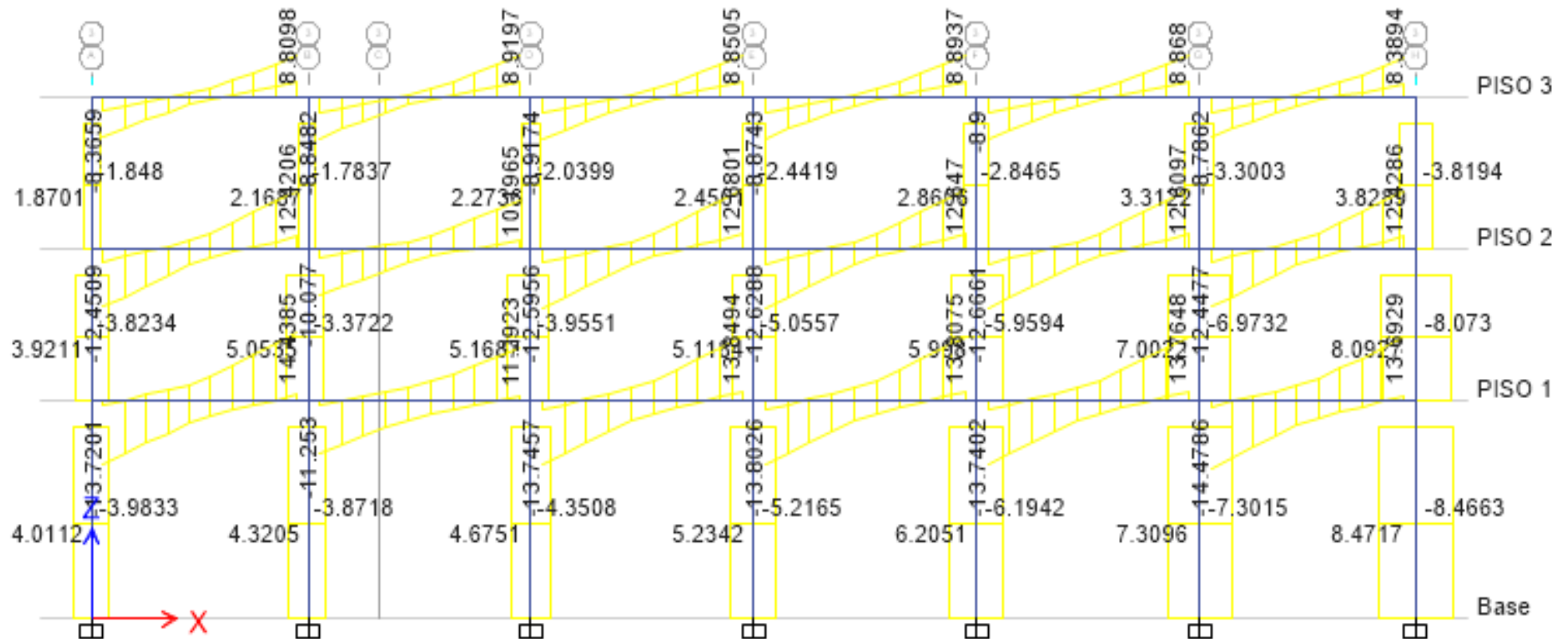
Anexo N° 18: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje 1, en el plano XZ en el sistema aporticado.



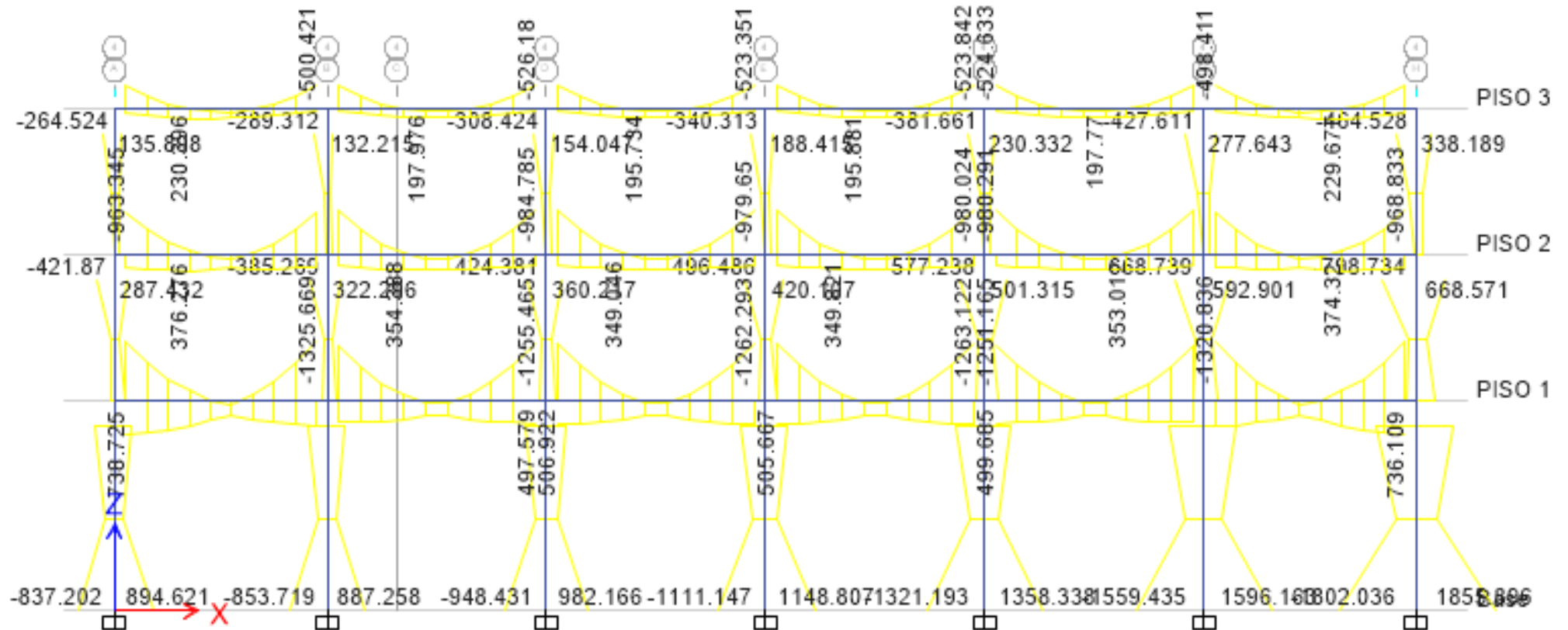
Anexo N° 19: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje 3, en el plano XZ en el sistema aporticado.



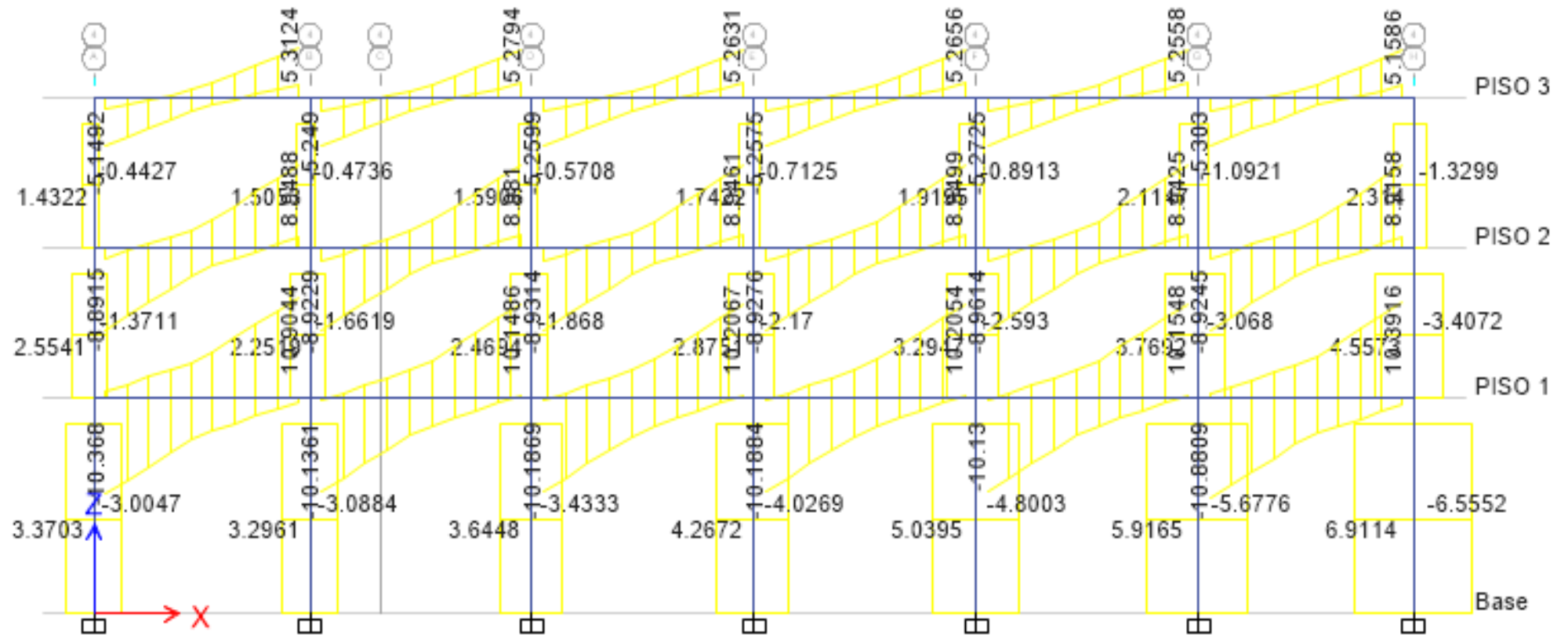
Anexo N° 20: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje 3, en el plano XZ en el sistema aporticado.



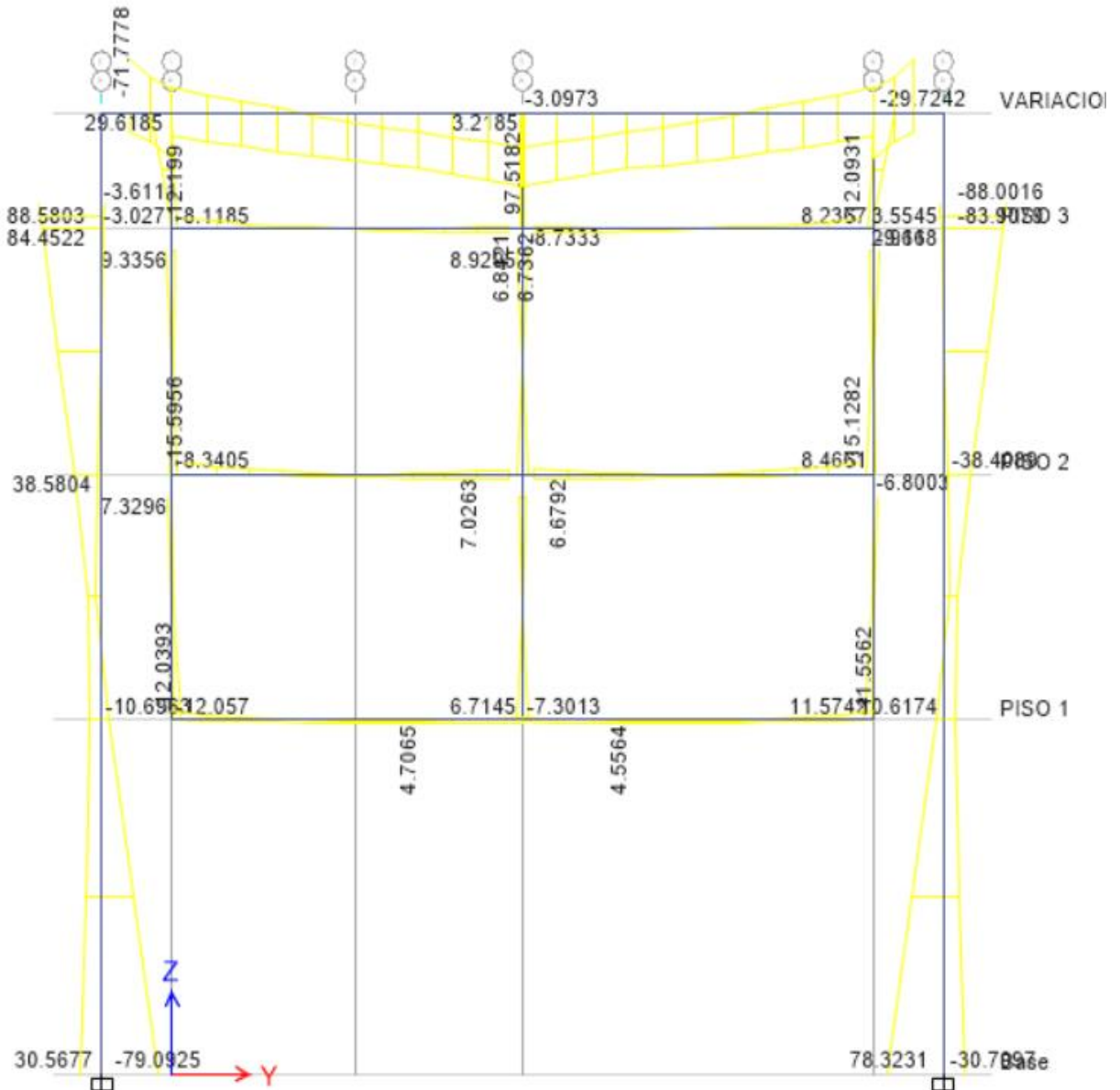
Anexo N° 21: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje 4, en el plano XZ en el sistema aporticado.



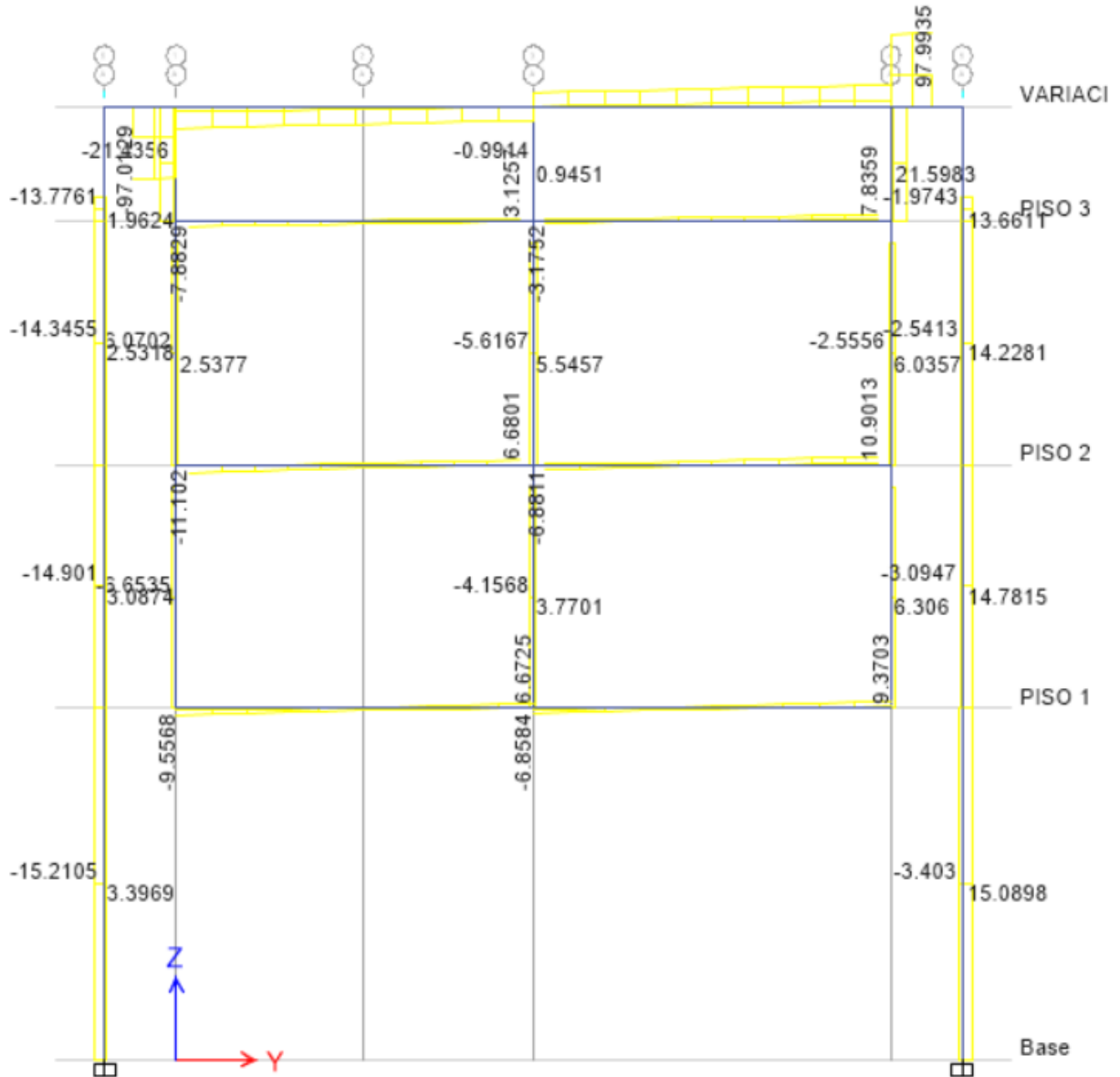
Anexo N° 22: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje 4, en el plano XZ en el sistema aporticado.



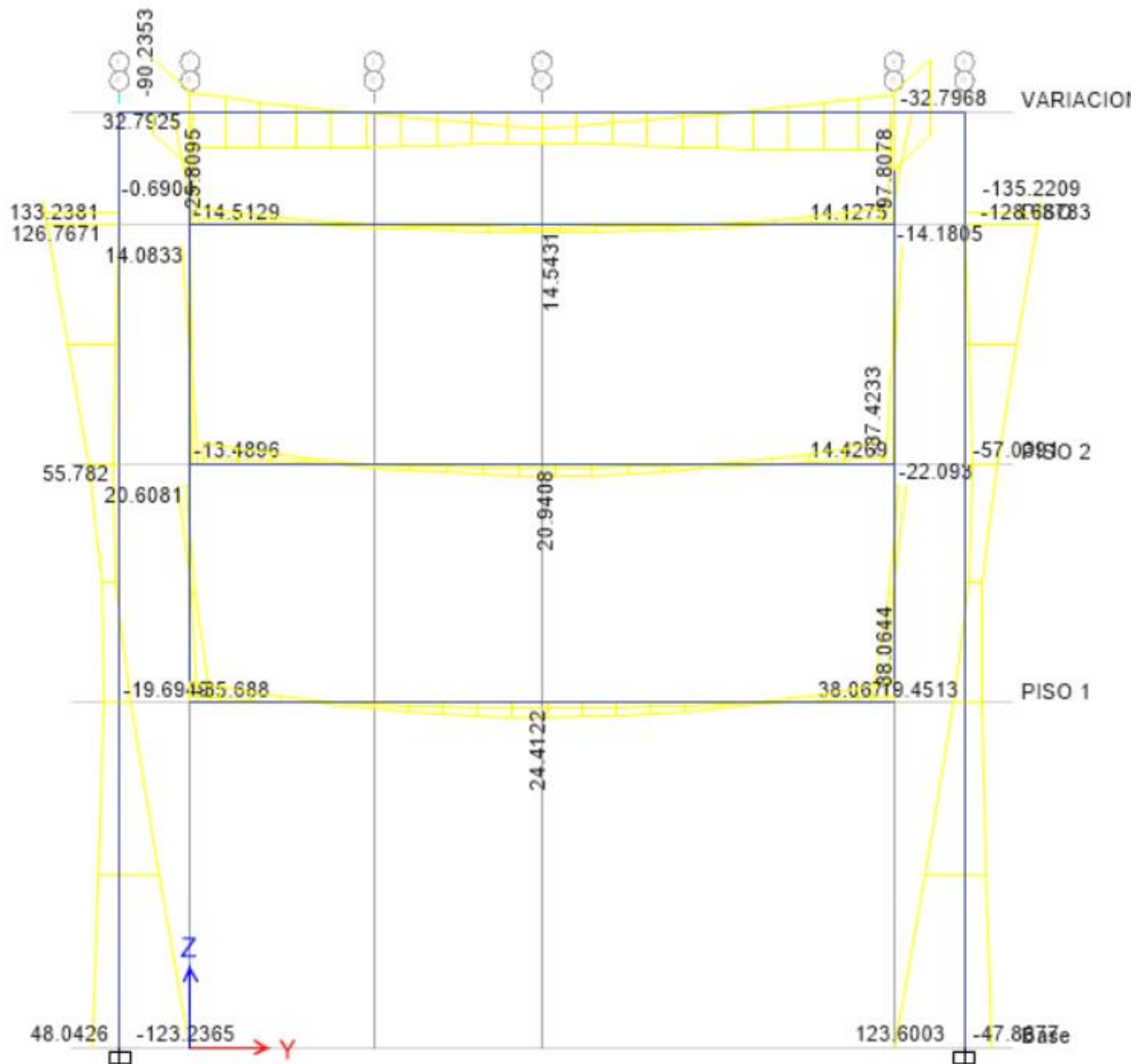
Anexo N° 23: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje A, en el plano YZ en el sistema semi-colgante



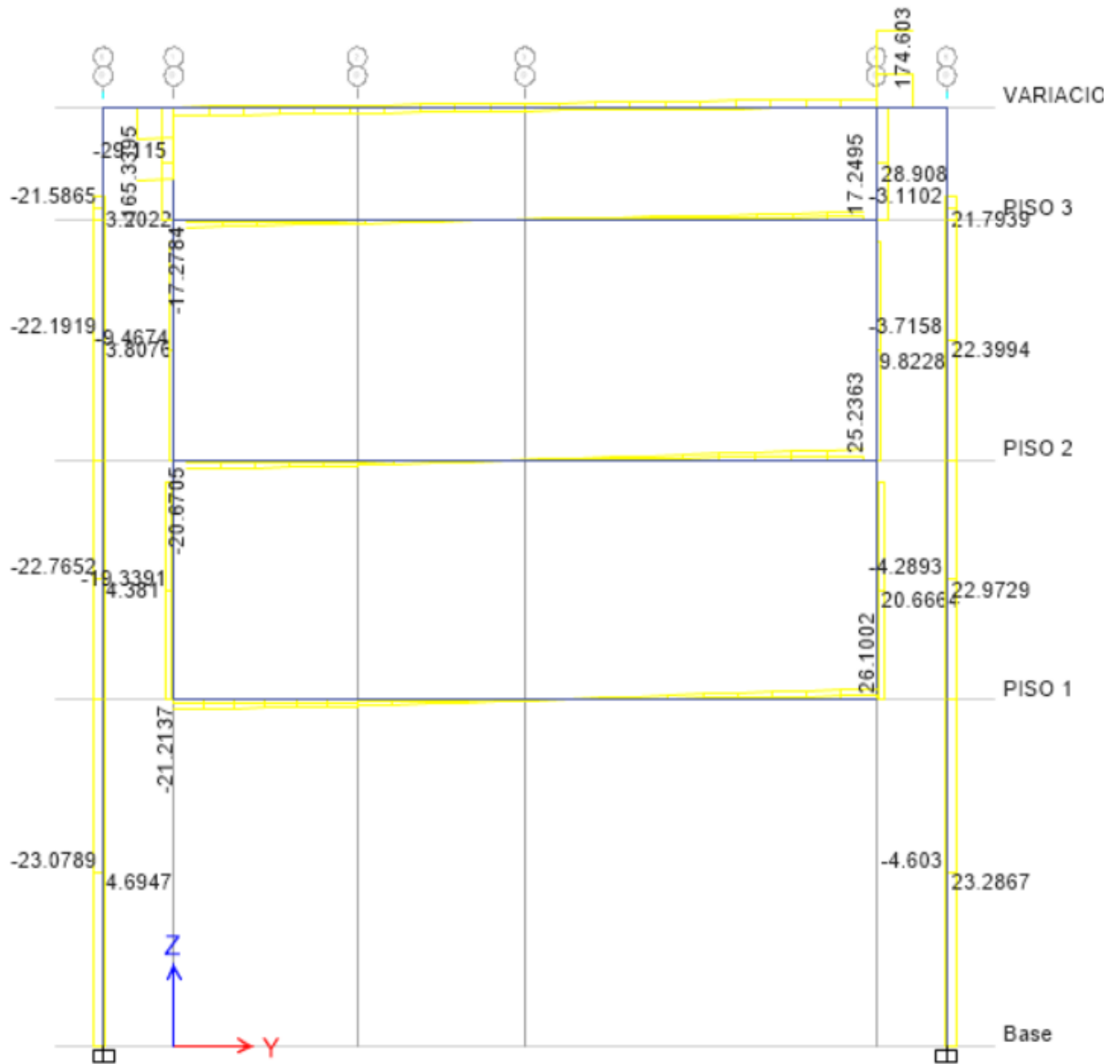
Anexo N° 24: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje A, en el plano YZ en el sistema semi-colgante.



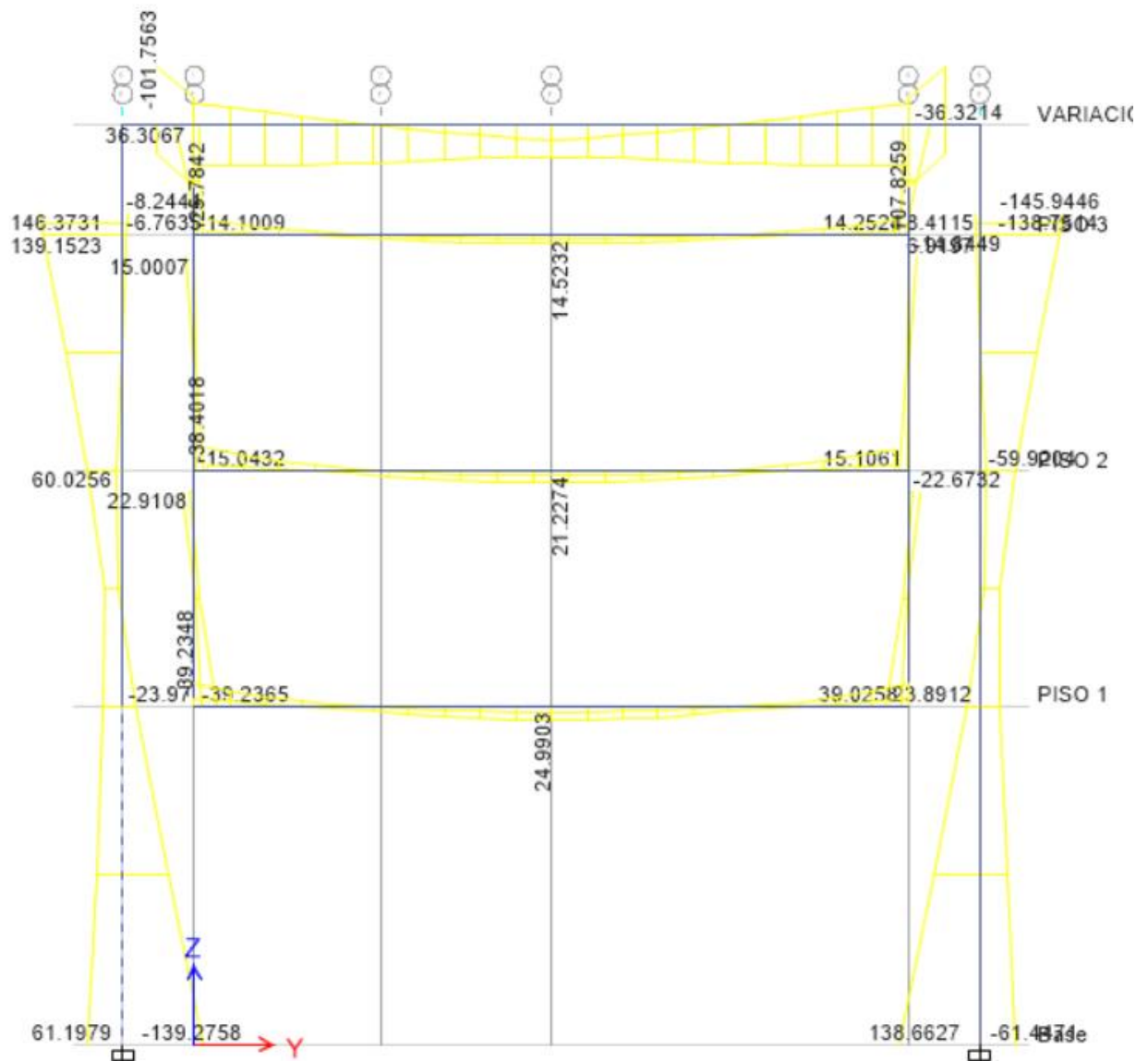
Anexo N° 25: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje C, en el plano YZ en el sistema semi-colgante



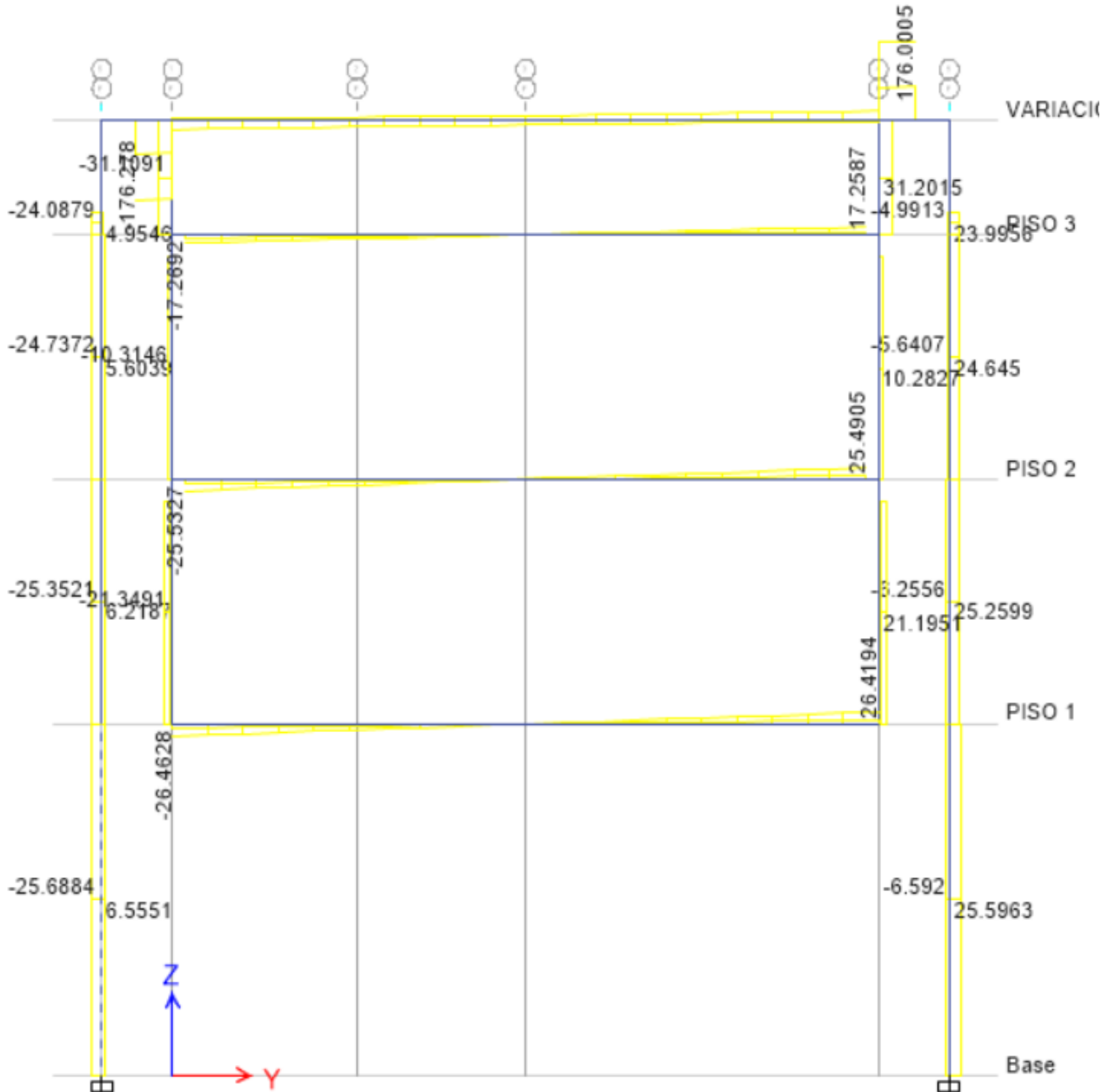
Anexo N° 26: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje C,
 en el plano YZ en el sistema semi-colgante.



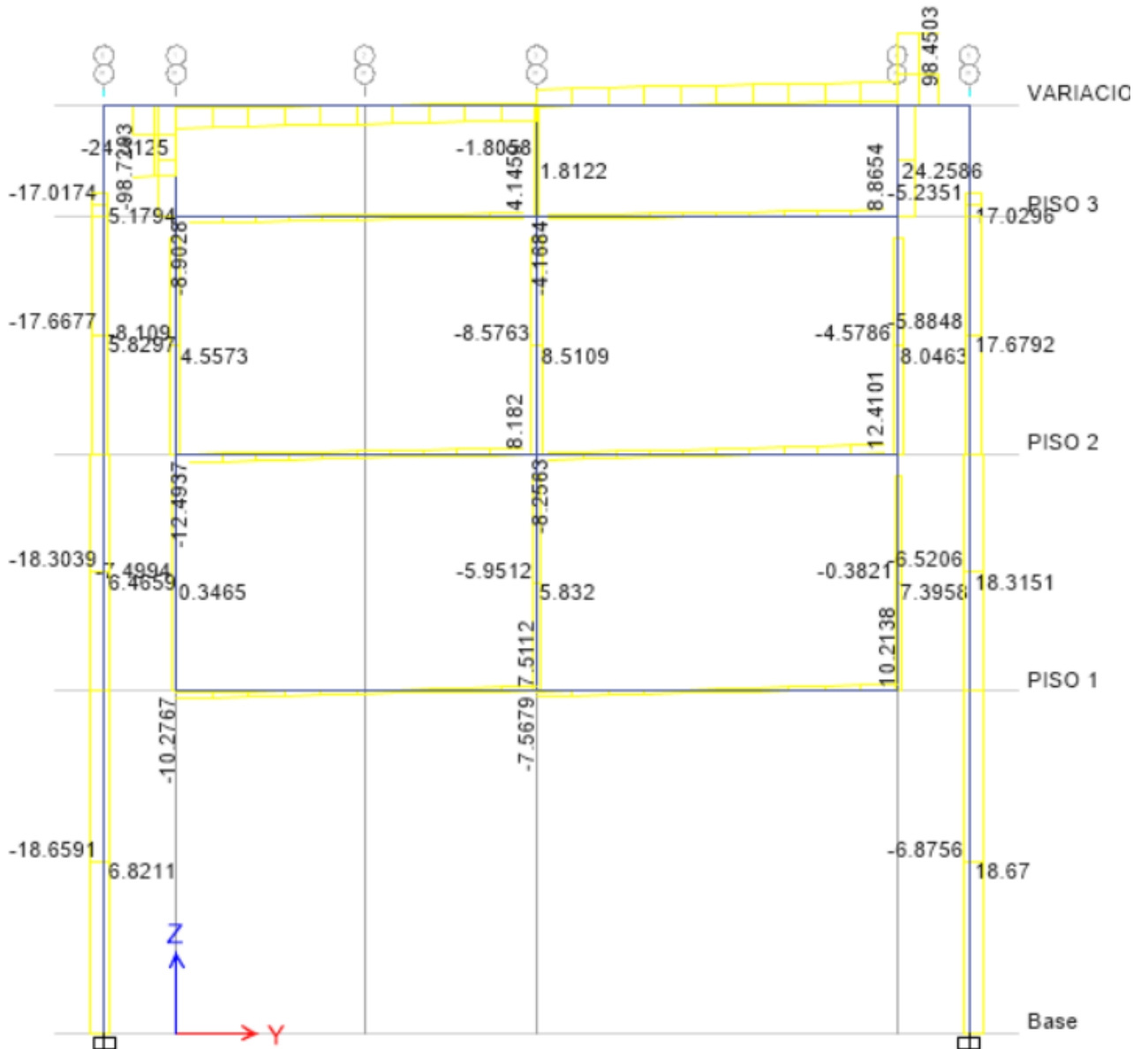
Anexo N° 27: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje E, en el plano YZ en el sistema semi-colgante.



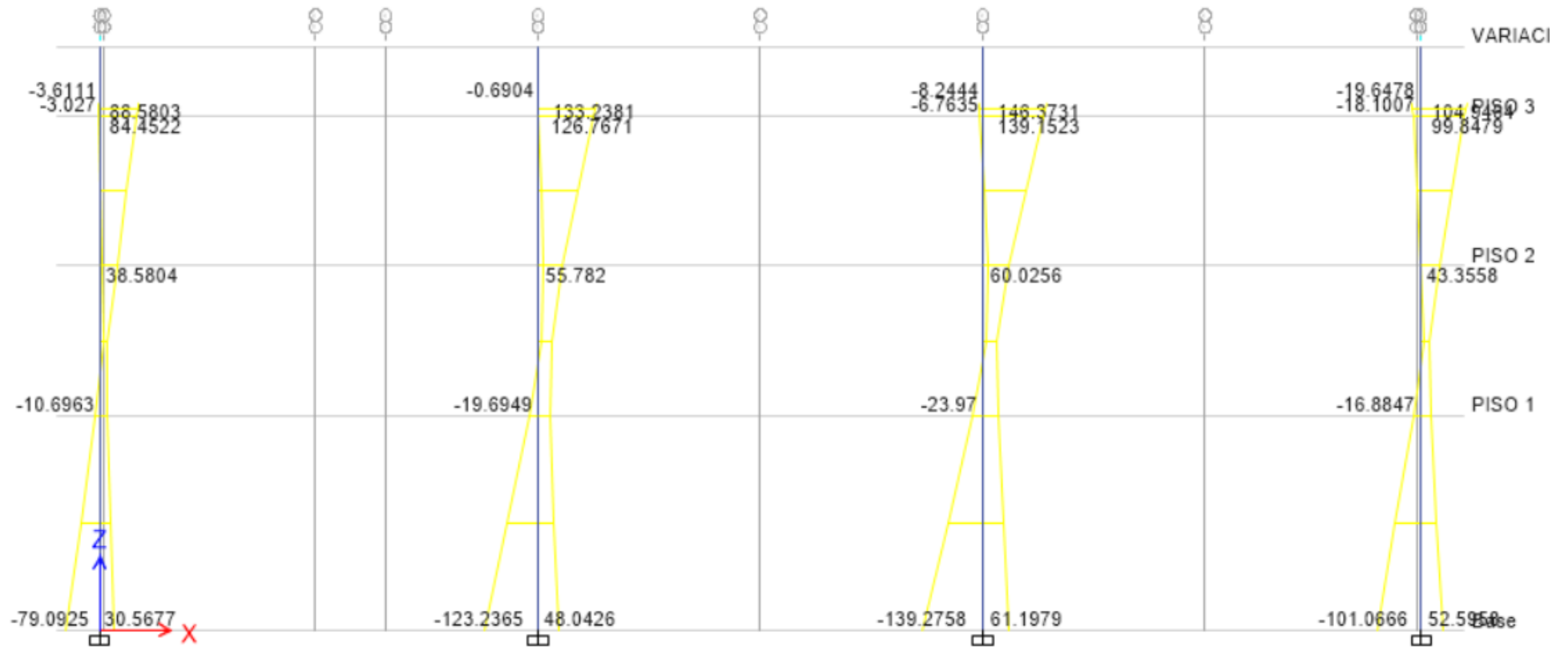
Anexo N° 28: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje E,
 en el plano YZ en el sistema semi-colgante.



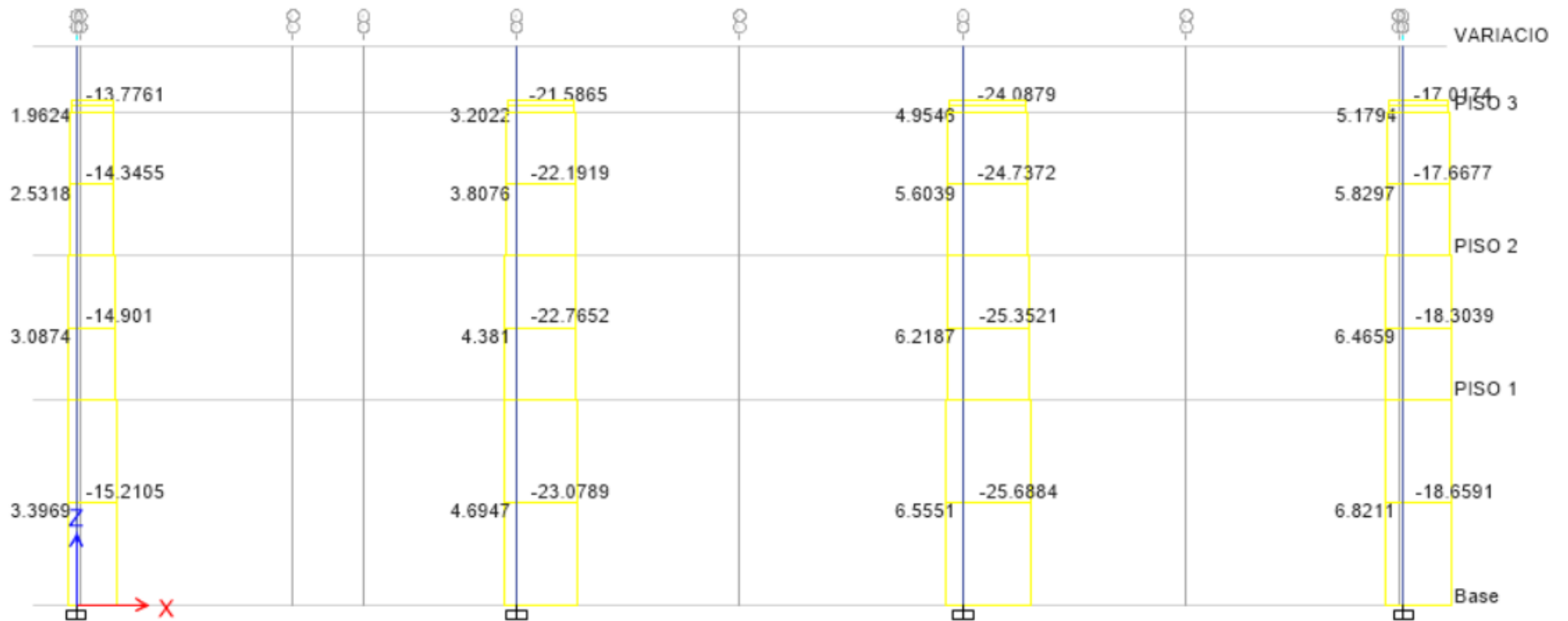
Anexo N° 30: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje G,
 en el plano YZ en el sistema semi-colgante.



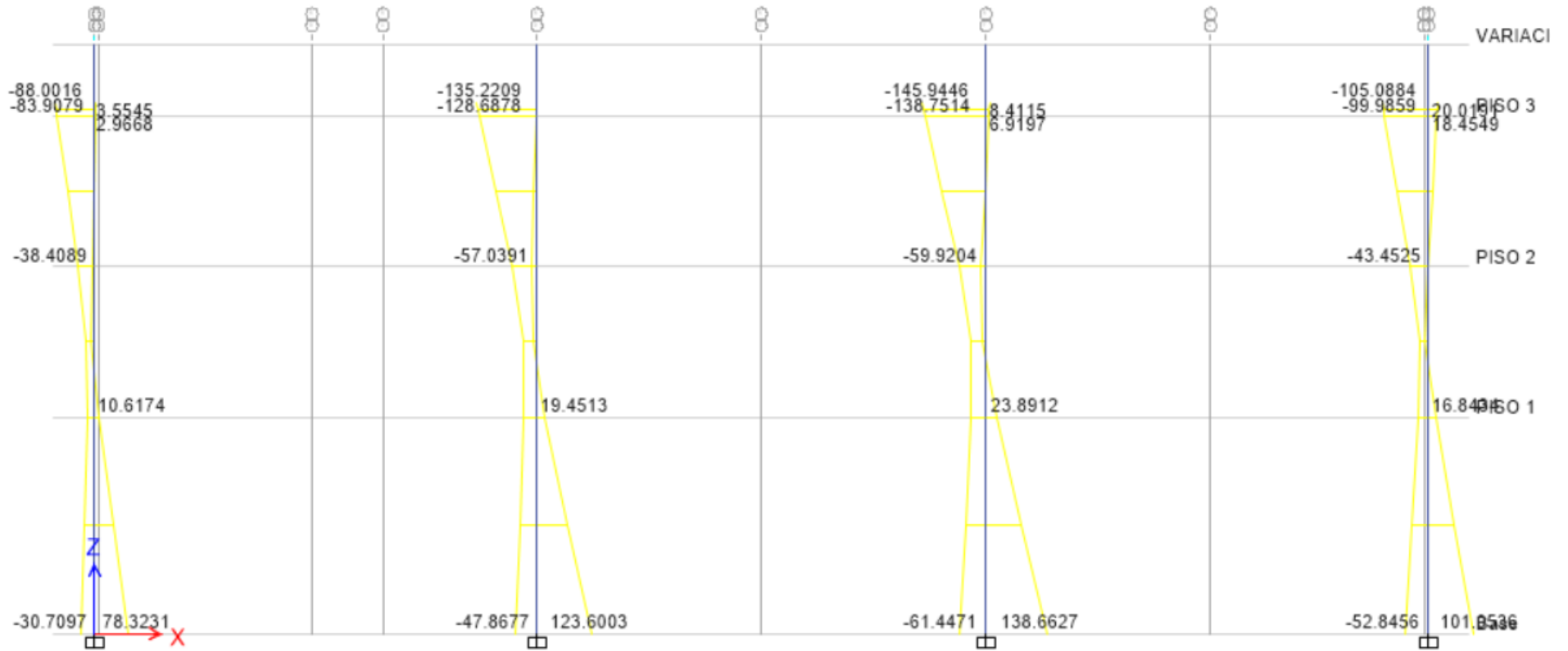
Anexo N° 31: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje 1, en el plano XZ en el sistema semi-colgante



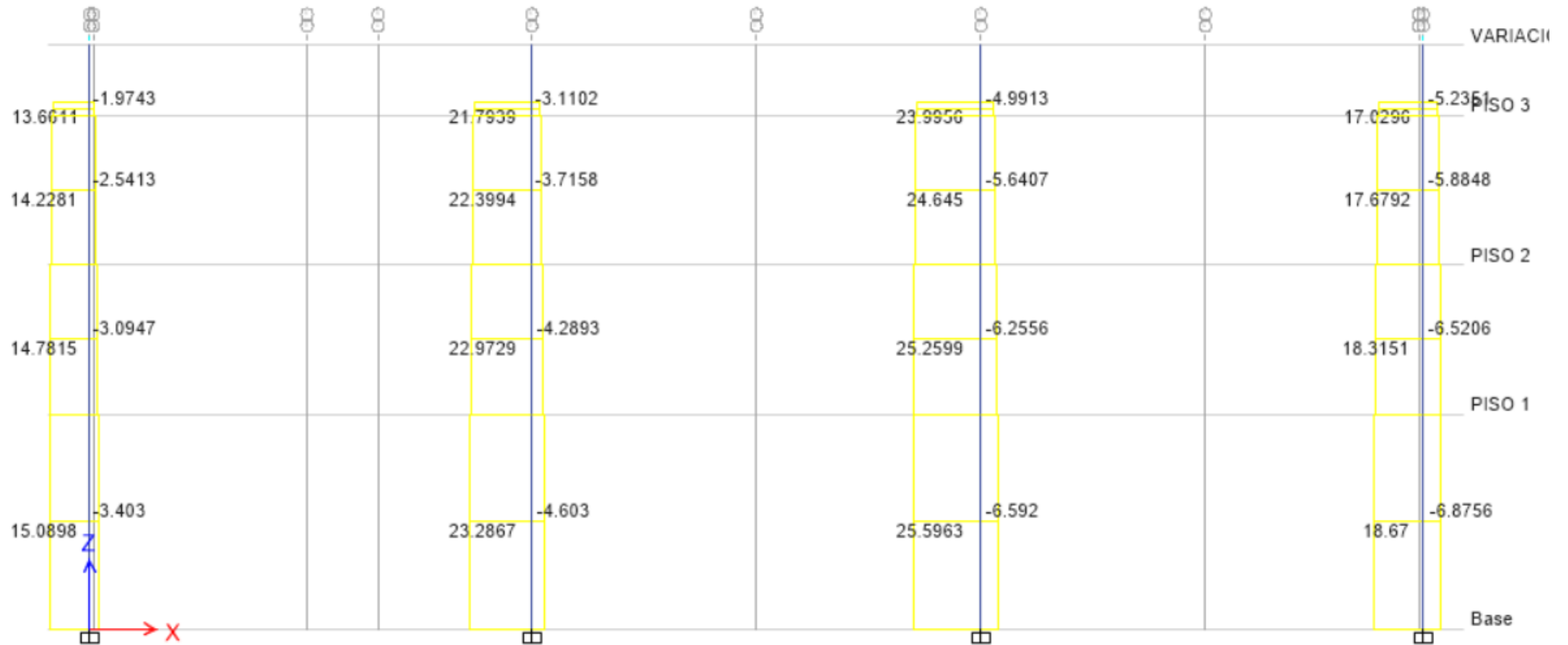
Anexo N° 32: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje 1, en el plano XZ en el sistema semi-colgante.



Anexo N° 33: Diagrama de momentos flectores de la envolvente expresada en Ton-m en el eje 5, en el plano XZ en el sistema semi-colgante



Anexo N° 34: Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente expresada en Ton en el eje 5, en el plano XZ en el sistema semi-colgante.



Anexo N° 35: Planilla de Resumen de metrados en el sistema aporticado y sistema semi-colgante

PLANILLA DE METRADOS DE ESTRUCTURAS			
TESIS:	“COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN LOCAL COMERCIAL DE TRES NIVELES CON SISTEMA SEMI-COLGANTE, EN LA CIUDAD DE TRUJILLO-PERU, 2020 ”		
Item	Descripción	UND	CANT.
1	SISTEMA APORTICADO		
1.01	COLUMNAS		
1.01.01	CONCRETO $f'c=210$ kg/cm ²	m ³	57.75
1.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m ²	403.20
1.01.03	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	12170.19
1.02	VIGAS		
1.02.01	CONCRETO $f'c=210$ kg/cm ²	m ³	64.42
1.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m ²	579.29
1.02.03	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	10082.86
2	SISTEMA SEMI-COLGANTE		
2.01	COLUMNAS		
2.01.01	CONCRETO $f'c=210$ kg/cm ²	m ³	57.20
2.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m ²	182.40
2.01.03	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	10405.03
2.02	VIGAS		
2.02.01	CONCRETO $f'c=175$ kg/cm ²	m ³	22.00
2.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m ²	110.00
2.02.03	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	4024.15
2.03	COLUMNA Y VIGA DE ACERO		
2.03.01	ACERO DE COLUMNA	kg	22688.64
2.03.02	ACERO DE VIGA	kg	7520.69

Anexo N° 36: Sustento de metrado de concreto, encofrado y acero industrial del sistema aporticado y sistema semi-colgante.

PLANILLA DE METRADOS DE ESTRUCTURAS									
TESIS: "COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN LOCAL COMERCIAL DE TRES NIVELES CON SISTEMA SEMI-COLGANTE, EN LA CIUDAD DE TRUJILLO-PERU, 2020"									
PARTIDA	DESCRIPCION	UND.	METRADO	ALTO (M)	ANCHO (M)	LARGO (M)	CANTIDAD	PERIMETRO	AREA
1.00	SISTEMA APORTICADO								
1.01	COLUMNAS								
1.01.01	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	57.750						
	C1		57.75	11.00	0.50	0.50	21.00		
1.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL		403.20						
	C1		403.20	9.60			21.00	2.00	
1.01.03	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg							
1.02	VIGAS								
1.02.01	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ²		64.42						
	VP-30x55								
	EJE A - B, EN EL EJE 1,2,3		6.42	0.30	0.55	4.325	9.00		
	EJE B - C, EN EL EJE 1,2,3		6.87	0.30	0.55	4.625	9.00		
	EJE C - D, EN EL EJE 1,2,3		6.65	0.30	0.55	4.475	9.00		
	EJE D - E, EN EL EJE 1,2,3		6.76	0.30	0.55	4.550	9.00		
	EJE E - F, EN EL EJE 1,2,3		6.76	0.30	0.55	4.550	9.00		
	EJE F - G, EN EL EJE 1,2,3		6.42	0.30	0.55	4.325	9.00		
	VS-25x55								
	EJE 1 - 2, EN EL EJE A,B,C,D,E,F,G		12.27	0.25	0.55	4.25	21.00		
	EJE 2 - 3, EN EL EJE A,B,C,D,E,F,G		12.27	0.25	0.55	4.25	21.00		
1.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m ²	579.29						
	VP-30x65								
	EJE A - B, EN EL EJE 1,2,3		54.50			4.325	9.00	1.40	
	EJE B - C, EN EL EJE 1,2,3		58.28			4.625	9.00	1.40	
	EJE C - D, EN EL EJE 1,2,3		56.39			4.475	9.00	1.40	
	EJE D - E, EN EL EJE 1,2,3		57.33			4.550	9.00	1.40	
	EJE E - F, EN EL EJE 1,2,3		57.33			4.550	9.00	1.40	
	EJE F - G, EN EL EJE 1,2,3		54.50			4.325	9.00	1.40	
	VS-30x50								
	EJE 1 - 2, EN EL EJE A,B,C,D,E,F,G		120.49			4.25	21.00	1.35	
	EJE 2 - 3, EN EL EJE A,B,C,D,E,F,G		120.49			4.25	21.00	1.35	
1.02.03	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg							
2.00	SISTEMA SEMI-COLGANTE								
2.01	COLUMNAS								
2.01.01	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ²	m ³	57.20						
	C1		25.52	11.00	0.80	1.45	2.00		
	C2		31.68	11.00	0.90	1.60	2.00		
2.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m ²	182.40						
	C1		86.40	9.60			2.00	4.50	
	C2		96.00	9.60			2.00	5.00	
2.01.03	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg							
2.02	VIGAS								
2.02.01	CONCRETO $f_c=175$ kg/cm ²	m ³	22.00						
	VS-30x50								
	EJE 1 - 3, EN EL EJE A,C,E,G		22.00	11.00	0.50	1.00	4.00		
2.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m ²	110.00						
	VS-30x50								
	EJE 1 - 3, EN EL EJE A,C,E,G		110.00			11.000	4.00	2.50	
2.02.03	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg							
2.03	COLUMNA Y VIGA DE ACERO								
2.03.01	ACERO DE COLUMNA	kg	22688.64						
	W 310X202 (H)		22688.64	FACTOR	202.00	7.02	16		
2.03.02	ACERO DE VIGA		7520.69						
	W 250X17.9		7520.69						
	LONGITUDINAL								
	EJE A - B, EN EL EJE 1,2,3		696.76	FACTOR	17.90	4.325	9.00		
	EJE B - C, EN EL EJE 1,2,3		745.09	FACTOR	17.90	4.625	9.00		
	EJE C - D, EN EL EJE 1,2,3		720.92	FACTOR	17.90	4.475	9.00		
	EJE D - E, EN EL EJE 1,2,3		733.01	FACTOR	17.90	4.550	9.00		
	EJE E - F, EN EL EJE 1,2,3		733.01	FACTOR	17.90	4.550	9.00		
	EJE F - G, EN EL EJE 1,2,3		696.76	FACTOR	17.90	4.325	9.00		
	TRANSVERSAL								
	EJE 1 - 2, EN EL EJE A,B,C,D,E,F,G		1597.58	FACTOR	17.90	4.25	21.00		
	EJE 2 - 3, EN EL EJE A,B,C,D,E,F,G		1597.58	FACTOR	17.90	4.25	21.00		

Anexo N° 37: Sustento de metrado de acero de refuerzo del sistema aporticado y sistema semi-colgante.

SUSTENTO DE METRADOS										
TESIS:	"COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN LOCAL COMERCIAL DE TRES NIVELES CON SISTEMA SEMI-COLGANTE, EN LA CIUDAD DE TRUJILLO-PERU, 2020"									
DESCRIPCIÓN	DISEÑO DEL FIERRO	Ø	CANT	N° ELEM.	LONG.	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	
COLUMNAS - APORTICADO										
C-01		3/4"	16	21	12.35					4149.60
		3/8"	80	21	1.88	3158.40				
Peso en Kilogramos por metro lineal						0.56	0.99	1.55	2.24	TOTAL
Longitud Total por Ø en metros lineales						3158.40	0.00	0.00	4149.60	EN KG
Total en Kilogramos por Ø						1768.70	0.00	0.00	9296.10	11,063.81
DESPERDICIO										12,176.19
VIGAS - APORTICADO										
VP-30X65										
EJE 1 y 3 ENTRE (A-G)		1/2"	4	6	33.57		805.68			
As Long. (Sup.)		5/8"	2	6	33.57			402.84		
As Long. (Inf.)		1/2"	2	24	2.00			96.00		
Refuerzo extremo		1/2"	2	60	3.75			450.00		
Refuerzo extremo		3/8"	208	6	1.88	2346.24				
ESTRIBO										
EJE 2 ENTRE (A-G)		1/2"	4	3	33.57		402.84			
As Long. (Sup.)		5/8"	2	3	33.57			201.42		
As Long. (Inf.)		5/8"	2	12	2.00			48.00		
Refuerzo extremo		5/8"	2	30	3.75			225.00		
Refuerzo extremo		3/8"	216	3	1.88	1212.60				
ESTRIBO										
VS-30X50										
EJE A,B,C,D,E,F,G ENTRE (1-3)		5/8"	5	21	9.87			1036.35		
As Long. (Sup.)		1/2"	1	21	9.87		207.27			
As Long. (Inf.)		5/8"	2	84	2.00			336.00		
Refuerzo extremo		5/8"	2	42	3.75			315.00		
Refuerzo extremo		3/8"	60	21	1.78	2242.80				
ESTRIBO										
Peso en Kilogramos por metro						0.56	0.99	1.55	2.24	TOTAL
Longitud Total por Ø en metros						5801.64	1861.79	2564.61	0.00	EN KG
Total en Kilogramos por Ø						3248.92	1942.17	2876.16	0.00	9,166.24
DESPERDICIO										10,082.86
COLUMNAS - SEMI-COLGANTE										
C-01		3/4"	60	2	12.35					1482.00
		3/8"	103	2	4.48	922.88				
		3/8"	103	2	3.00	618.00				
C-02		3/4"	60	2	12.35					1482.00
		3/8"	140	2	5.08	1422.40				
		3/8"	140	2	4.20	1176.00				
		3/8"	140	2	3.20	896.00				
Peso en Kilogramos por metro lineal						0.56	0.99	1.55	2.24	TOTAL
Longitud Total por Ø en metros lineales						5035.28	0.00	0.00	2364.00	EN KG
Total en Kilogramos por Ø						2819.76	0.00	0.00	6639.36	9,459.12
DESPERDICIO										10,465.93
VIGAS - SEMI-COLGANTE										
VP-50X100										
EJE A y G ENTRE (1-3)		3/4"	14	2	13.97					391.16
As Long. (Sup.)		3/4"	2	8	4.59					73.44
Refuerzo extremo		5/8"	34	2	2.98			202.64		
ESTRIBO		1/2"	48	2	2.98		286.08			
EJE C y E ENTRE (1-3)		3/4"	16	2	13.97					447.04
As Long. (Sup.)		3/4"	2	8	4.59					73.44
Refuerzo extremo		5/8"	68	2	2.98			345.68		
ESTRIBO		1/2"	54	2	2.98		321.84			
Peso en Kilogramos por metro						0.56	0.99	1.55	2.24	TOTAL
Longitud Total por Ø en metros						0.00	607.92	648.32	885.08	EN KG
Total en Kilogramos por Ø						0.00	601.84	849.90	2206.58	3,658.32
DESPERDICIO										4,024.15

Anexo N° 38: Precio Unitario del concreto $F'c=210 \text{ kg/cm}^2$ para la realización de presupuesto en el sistema aporcado y en el sistema semi-colgante.

🖱️ Análisis de precios unitarios

010105060218 (1101003 01) Jornada = 8

CONCRETO $F'c=210 \text{ kg/cm}^2$

Productividad por m3: 8.8000 hh 0.0000 hm.hp

Rendimiento DIA: 10.0000 0.00

Precio Unitario: m3 S/.422.89

	Mano de Obra	Materiales	Equipos	Subcontratos	Subpartidas
	139.53	255.41	27.95	0.00	0.00

	Descripción Recurso	Und.	Cuadrilla	Cantidad	Precio (S/.)	Parcial
▶	ARENA GRUESA	m3		0.5200	50.00	26.00
	CEMENTO PORTLAND TIPO MS (42.5 kg)	bol		9.7300	20.77	202.09
	GASOLINA 90 OCTANOS	gal		0.0652	12.50	0.82
	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	139.53	4.19
	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.8000	17.20	13.76
	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	15.51	12.41
	OPERARIO	hh	2.0000	1.6000	23.85	38.16
	PEON	hh	8.0000	6.4000	13.90	88.96
	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.5300	50.00	26.50
	VIBRADOR A GASOLINA	hm	1.0000	0.8000	12.50	10.00

Anexo N° 39: Precio Unitario del encofrado y desencofrado para la realización de presupuesto en el sistema aporcado y en el sistema semi-colgante.

🖱️ Análisis de precios unitarios

010105060219 (1101003 01) Jornada = 8

ENCÓFRADO Y DESENCÓFRADO NORMAL

Productividad por m2: 1.6667 hh 0.0000 hm.hp

Rendimiento DIA: 12.0000 0.00

Precio Unitario: m2 S/.47.83

Descripción Recurso	Und.	Cuadrilla	Cantidad	Precio (S/.)	Parcial
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.3000	4.50	1.35
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kg		0.1500	4.50	0.68
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	30.87	0.93
MADERA TORNILLO	p2		4.0000	3.50	14.00
OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	15.51	10.34
OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	23.85	15.90
PEON	hh	0.5000	0.3333	13.90	4.63

Anexo N° 40: Precio Unitario del acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ para la realización de presupuesto en el sistema aporcado y en el sistema semi-colgante.

🖱️ Análisis de precios unitarios

010105060203 (1101003 01) Jornada = 8

ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Productividad por kg: 0.0640 hh 0.0000 hm.hp

Rendimiento DIA: 250.0000 0.00

Precio Unitario: kg S/.4.97

	Mano de Obra	Materiales	Equipos	Subcontratos	Subpartidas
	1.26	3.39	0.32	0.00	0.00

Descripción Recurso	Und.	Cuadrilla	Cantidad	Precio (S/.)	Parcial
ACERO CORRUGADO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ GRADO 60	kg		1.0500	2.90	3.05
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg		0.0600	4.50	0.27
DISCO DE CORTE METÁLICO DE 14"	und		0.0050	13.14	0.07
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.26	0.04
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	15.51	0.50
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	23.85	0.76
TRONZADORA DE 14"	día	1.0000	0.0040	70.00	0.28

Anexo N° 41: Precio Unitario del acero estructural para la realización de presupuesto en el sistema aporticado y en el sistema semi-colgante.

🖱️ Análisis de precios unitarios

010107010202 (1101003 01) Jornada = 8

ACERO ESTRUCTURAL

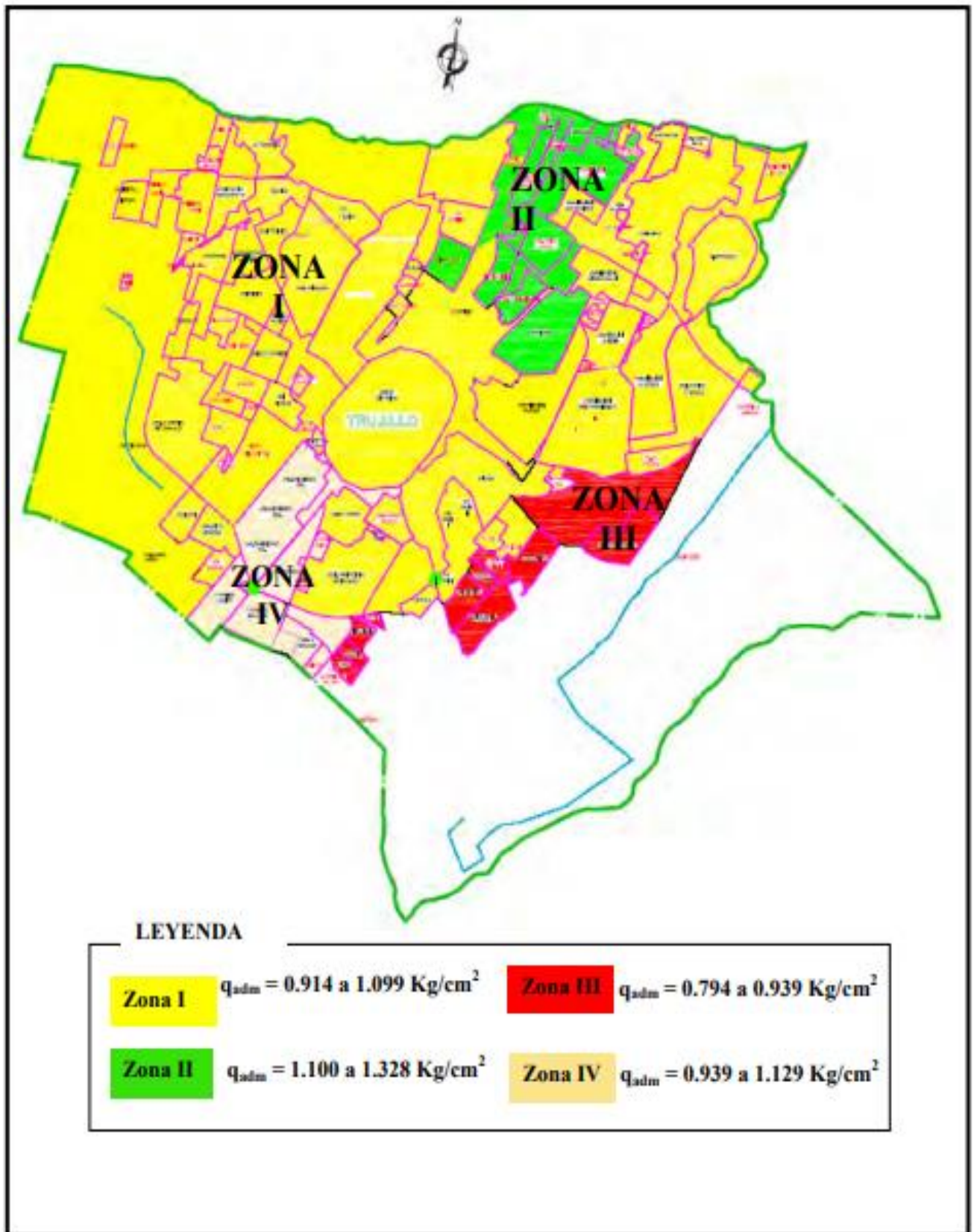
Productividad por kg: 0.2667 hh 0.0000 hm.hp

Rendimiento DIA: 75.0000 0.00

Precio Unitario: kg | S/.11.00

	Mano de Obra	Materiales	Equipos	Subcontratos	Subpartidas
	4.93	3.63	2.44	0.00	0.00

	Descripción Recurso	Und.	Cuadrilla	Cantidad	Precio (S/.)	Parcial
▶	ACERO EN PERFIL	kg		1.0500	2.93	3.08
	AMOLADORA BOSCH GWS 23-180	día	1.0000	0.0133	15.00	0.20
	ANTICORRESIVO	gal		0.0100	20.50	0.21
	ELECTRODO 3/16	kg		0.0500	2.50	0.13
	GRUA	hm	0.7000	0.0747	27.00	2.02
	MAQUINA DE SOLDAR 295 A	día	1.0000	0.0133	16.90	0.22
	OFICIAL	hh	1.0000	0.1067	15.51	1.65
	OPERARIO	hh	1.0000	0.1067	23.85	2.54
	PEON	hh	0.5000	0.0533	13.90	0.74
	THINNER	gal		0.0100	21.11	0.21



Fuente : (Luján Silva, 2011)