



UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis de propuestas de reforzamiento estructural para módulo educativo
tipo Apenkai en la I.E.I. “3048 – Santiago Antúnez de Mayolo” en
Independencia

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Llanos Veliz, Paul Alfonso (0000-0003-4582-6060)

Mora Castañeda, Luis Salvador (0000-0001-5280-5597)

ASESOR

Moreno Sánchez, Javier Daniel (0000-0003-2132-8171)

Lima, 18 de septiembre de 2020

DEDICATORIA

*A nuestras familias por su constante apoyo.
Por alentarnos y amarnos*

AGRADECIMIENTOS

Primero, agradecer a nuestro asesor, el Ing. Javier D. Moreno Sánchez, profesor de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC), por su apoyo y orientación durante todo el proceso de investigación, y sobre todo por su amistad.

Segundo, agradecer al Ph.D. Ing. Guillermo D. Huaco Cárdenas, quién con su asesoría y consejos, nos ayudó a orientarnos y mejorar la investigación.

Por último, a la institución PRONIED por facilitarnos los planos del colegio que sirvió de base para la investigación.

RESUMEN

Entre los años 1992 – 2002, el Instituto Nacional de Infraestructura Educativa y Salud (INFES), ahora PRONIED realizó construcciones masivas de unidades escolares entre los cuales se encuentra el módulo tipo Apenkai, las cuales se diseñaron con los criterios de la norma de aquella época. Si bien se siguió el proceso de diseño adecuado, en la actualidad se sabe que antes se subestimaban los parámetros para el análisis estructural, dando como resultado edificaciones con poca rigidez.

Como Perú está ubicado en una zona de alto riesgo sísmico y sobre todo las ciudades de la costa como Lima, en la cual no se ha registrado un movimiento telúrico de magnitud importante en más de 40 años, se debe estar preparado para un pronto acontecimiento.

Es indispensable que los colegios resistan sismos severos, ya que estos sirven como refugio ante este tipo de desastres. Por ello, debido a que la inversión en el rubro educativo en el país es muy poca, no hay posibilidad de demoler las estructuras antiguas para construir modernas, en esta tesis se planteara estructurar y diseñar propuestas de reforzamiento para los colegios antes mencionados. Además, se elaborará un análisis de costos de las propuestas para determinar la más económica, la cual se puede a las características de otras zonas.

Como punto de partida, se siguieron los estudios previos realizados por las tesis de los ingenieros Antonio Blanco y Henry Núñez en las que realizan evaluaciones estructurales de distintos colegios y plantean posibles soluciones. Esta tesis se enfocará en un colegio llamado I.E.I. “3048 – Santiago Antúnez de Mayolo, ubicado en Lima, ciudad donde se concentra la mayor cantidad de edificaciones de este tipo.

Para la tesis se propuso separar la estructura en dos bloques y aplicar métodos de reforzamiento: encamisados, aletas, placas de concreto armado y arriostre de acero.

Palabras clave:

Módulo tipo Apenkai: Es una edificación educativa de 3 niveles, con aulas rectangulares alineadas y una zona octogonal unida por pasadizos en los dos primeros pisos.

ABSTRACT

Between 1992 and 2002, the National Institute of Educational Infrastructure and Health (INFES), now PRONIED, carried out massive constructions of school units, including the Apenkai type module, which were designed according to the criteria of the norm of that time. While the proper design process was followed, it is now known that previously the parameters for structural analysis were underestimated, resulting in buildings with little rigidity.

As Peru is located in an area of high seismic risk and above all the cities of the coast as Lima, which has not recorded a major earthquake in more than 40 years, must be prepared for an early event.

It is essential that schools resist severe earthquakes, as these serve as a refuge from this type of disaster. Therefore, because the investment in education in the country is very small, there is no possibility of demolishing the old structures to build modern, in this thesis will propose to structure and design proposals for strengthening for the aforementioned schools. In addition, cost analysis of proposals will be developed to determine the most economical, which can be applied to the characteristics of other areas.

As a starting point, the previous studies carried out by the theses of the engineers Antonio Blanco and Henry Nuñez in which they carry out structural evaluations of different schools and propose possible solutions were followed. This thesis will focus on a school called I.E.I. "3048 - Santiago Antúnez de Mayolo, located in Lima, city where the largest number of buildings of this type is concentrated.

Among the proposals for reinforcement will be the use of reinforced concrete casings and reinforced concrete slabs.

Keywords:

Apenkai type module: It is an educational building of 3 levels, with three rectangular classrooms aligned and one in octagonal form united by passages in the first two floors.

ÍNDICE

DEDICATORIA.....	2
AGRADECIMIENTOS.....	3
RESUMEN	4
ABSTRACT	5
ÍNDICE	6
ÍNDICE DE TABLAS.....	8
ÍNDICE DE GRÁFICOS	11
INTRODUCCIÓN	13
Antecedentes.....	13
Realidad problemática.....	20
Delimitación del problema	21
Formulación del Problema	21
Hipótesis.....	21
Objetivo General	22
Objetivos Específicos	22
Descripción del Contenido	22
1. MARCO TEÓRICO.....	23
1.1. Análisis sismorresistente	23
1.1.1. Consideraciones específicas de la zona.....	23
1.1.2. Consideraciones específicas de la edificación.....	25
1.1.3. Análisis Estructural	29
1.1.4. Verificación de Rigidez, Resistencia y Ductilidad.....	31
1.2. Métodos de Reforzamiento.....	32
1.2.1. Placas de Concreto Armado	34
1.2.2. Elementos de Acero.....	38
1.2.3. Encamisados de Concreto Armado	45
1.3. Consideraciones de costos.....	48
1.3.1. Costos directos	48
1.3.2. Costos indirectos	48
2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL MÓDULO EXISTENTE	49
2.1 Descripción de la arquitectura de la estructura existente	49
2.2 Consideraciones para el modelo matemático de la estructura existente.....	50
2.2 Consideraciones para el análisis sismorresistente de la estructura existente.....	51

2.3 Resultados de análisis de la estructura existente	53
2.4 Verificación de rigidez de la estructura existente	55
3. PROPUESTAS PARA EL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	56
3.1 Partición de la estructura existente	56
3.1.1 Evaluación del módulo octogonal	57
3.1.2 Evaluación del módulo rectangular.....	68
3.2 Propuestas de refuerzo para el módulo octogonal	75
3.3 Propuestas de refuerzo para el módulo rectangular	77
3.3.1 Módulo rectangular – Placas de concreto armado	77
3.3.2 Módulo rectangular – Arriostres en X	85
3.3.3 Módulo rectangular – Aletas de concreto armado	93
4. ANÁLISIS DE COSTOS DE LOS REFORZAMIENTOS.....	100
4.1 Costo de propuesta del reforzamiento del módulo octogonal	100
4.2 Costo de propuesta del reforzamiento del módulo rectangular.....	101
4.3 Costo general de obra	104
5. CONCLUSIONES	106
6. RECOMENDACIONES	108
7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	109
8. ANEXOS.....	111

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1 - Clasificación de los Perfiles de Suelo	24
Tabla N° 2 - Factor de Suelo "S"	24
Tabla N° 3 - Periodos "TP" y "TL"	24
Tabla N° 4 - Categoría de las Edificaciones y Factor "U"	25
Tabla N° 5 - Sistemas Estructurales	26
Tabla N° 6 - Irregularidades Estructurales en Altura	27
Tabla N° 7 - Irregularidades Estructurales en Planta	28
Tabla N° 8 - Cargas Vivas Mínimas Repartidas	30
Tabla N° 9 - Límite para la Distorsión del Entrepiso	32
Tabla N° 10 - Relación Limite Ancho-Espesor	39
Tabla N° 11 - Tamaño Mínimo de Soldadura	43
Tabla N° 12 – Evaluación del diafragma del módulo Apenkai - Método UBC-97	51
Tabla N° 13 – Irregularidad por esquinas entrantes – módulo apenkai	52
Tabla N° 14 – Irregularidad extrema de rigidez – módulo apenkai	52
Tabla N° 15 – Irregularidad geométrica vertical – módulo apenkai	53
Tabla N° 16 – Factores de Masa Efectiva por Modo – módulo Apenkai	54
Tabla N° 17 – Fuerzas Cortantes por Piso – módulo apenkai	54
Tabla N° 18 – Derivas del módulo existente en X	55
Tabla N° 19 – Derivas del módulo existente en Y	55
Tabla N° 20 – Irregularidad por esquinas entrantes – módulo octogonal	58
Tabla N° 21 – Irregularidad extrema de rigidez – módulo octogonal	58
Tabla N° 22 – Irregularidad geométrica vertical – módulo octogonal	58
Tabla N° 23 – Factores de Masa Efectiva por Modo – módulo octogonal	59
Tabla N° 24 – Fuerzas Cortantes por Piso – módulo octogonal	59
Tabla N° 25 – Derivas del módulo octogonal en X	60
Tabla N° 26 – Derivas del módulo octogonal en Y	60
Tabla N° 27 – Diseño por cortante de la columna C-F-5	62
Tabla N° 28 – Índice de estabilidad del entrepiso X-X – módulo octogonal	62
Tabla N° 29 – Índice de estabilidad del entrepiso Y-Y – módulo octogonal	62
Tabla N° 30 – Verificación de esbeltez C-F-5	63
Tabla N° 31 – Diseño por flexión de la viga del eje F 3-5	63
Tabla N° 32 – Diseño por corte de la viga del eje F 3-5	64

Tabla N° 33 – Verificación de cortante C-E-4 (1er Piso)	66
Tabla N° 34 – Verificación de esbeltez C-E-4.....	67
Tabla N° 35 – Evaluación del diafragma del módulo rectangular - Método UBC-97.	68
Tabla N° 36 – Irregularidad por esquinas entrantes – módulo rectangular.....	68
Tabla N° 37 – Irregularidad extrema de rigidez – módulo rectangular	69
Tabla N° 38 – Irregularidad geométrica vertical – módulo rectangular	69
Tabla N° 39 – Factores de Masa Efectiva por Modo – módulo rectangular.....	70
Tabla N° 40 – Fuerzas Cortantes por Piso – módulo octogonal	70
Tabla N° 41 – Derivas del módulo rectangular en X.....	71
Tabla N° 42 – Derivas del módulo rectangular en Y	71
Tabla N° 43 – Diseño por cortante C-F'- 3 (1er Piso)	73
Tabla N° 44 – Índice de estabilidad del entrepiso X-X – módulo rectangular	73
Tabla N° 45 – Índice de estabilidad del entrepiso Y-Y – módulo rectangular	73
Tabla N° 46 – Verificación de esbeltez C-F'- 3.....	73
Tabla N° 47 – Diseño por flexión de la viga del eje F' 5-6	74
Tabla N° 48 – Diseño por corte de la viga del eje F 3-5.....	75
Tabla N° 49 – Diseño por corte de la viga del eje 3-AE	77
Tabla N° 50 – Evaluación del diafragma del módulo rectangular reforzado con placas Método UBC-97.....	79
Tabla N° 51 – Irregularidad de rigidez – módulo rectangular reforzado con placas ...	79
Tabla N° 52 - Derivas del módulo rectangular con placas en X.....	80
Tabla N° 53 - Derivas del módulo rectangular con placas en Y.....	80
Tabla N° 54 – Diseño por cortante placa PL2.....	82
Tabla N° 55 – Diseño por cortante columna reforzada G- 7.....	85
Tabla N° 56 – Evaluación del diafragma del módulo rectangular reforzado con aletas Método UBC-97.....	86
Tabla N° 57 – Irregularidad de rigidez – módulo rectangular reforzado arriostres	86
Tabla N° 58 - Derivas del módulo rectangular con arriostres en X.....	87
Tabla N° 59 - Derivas del módulo rectangular con arriostres en Y	87
Tabla N° 60 – Evaluación del diafragma del módulo rectangular reforzado con aletas Método UBC-97.....	94
Tabla N° 61 – Irregularidad de rigidez – módulo rectangular reforzado con aletas	94
Tabla N° 62 - Derivas del módulo rectangular con aletas en X.....	95

Tabla N° 63 - Derivas del módulo rectangular con aletas en Y	95
Tabla N° 64 – Diseño por cortante columna “T” G- 3.....	97
Tabla N° 65 – Diseño por cortante columna reforzada G- 1.....	99
Tabla N° 66 – Presupuesto reforzamiento módulo octogonal	100
Tabla N° 67 – Presupuesto reforzamiento módulo rectangular -Placas.....	101
Tabla N° 68 – Presupuesto reforzamiento módulo rectangular – Arriostre de acero	102
Tabla N° 69 – Presupuesto reforzamiento módulo rectangular – Aletas de concreto	103
Tabla N° 70 – Presupuesto general de obra	104
Tabla N° 71 – Resumen de presupuesto – Aletas de concreto.....	104
Tabla N° 72 – Resumen de presupuesto – Placas	105
Tabla N° 73 – Resumen de presupuesto – Arriostres de acero	105

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura N° 1 - Mapa de Sismos en el Perú (1500-1999)	14
Figura N° 2 - Vista en Planta del Módulo Apenkai	18
Figura N° 3 – Distorsión de Entrepiso Módulo Apenkai Dirección X-X.....	19
Figura N° 4 – Distorsión de Entrepiso Módulo Apenkai Dirección Y-Y	20
Figura N° 5 -Mapa de Zonas Sísmicas.....	23
Figura N° 6 –Modificación global del sistema estructural.....	33
Figura N° 7 –Modificación local de elementos estructurales	33
Figura N° 8 –Técnica constructivas de reforzamiento sísmico.....	34
Figura N° 9 - Valores de "k" teórico	40
Figura N° 10 - Símbolos para el diseño de la conexión.....	44
Figura N° 11 - Diagrama de Fuerzas para la cartela	44
Figura N° 12 – Esquema de Placa Base en Columnas	45
Figura N° 13 - Encamisado de una Columna hasta la Losa.....	47
Figura N° 14 - Planta del Módulo Apenkai (1er Piso).....	49
Figura N° 15 - 3D del Módulo Apenkai.....	50
Figura N° 16 - Planta del Módulo Octogonal (1er Piso).....	56
Figura N° 17 - Planta del Módulo Rectangular (1er Piso).....	57
Figura N° 18 – Detalle de columna nueva rectangular F-5.....	60
Figura N° 19 – Diagrama de interacción de diseño C-F-5 X-X.....	61
Figura N° 20 – Diagrama de interacción de diseño C-F-5 Y-Y.....	61
Figura N° 21 – Detalle de la sección de la viga del eje F 3-5.....	63
Figura N° 22 – Detalle del acero viga del eje F 3-5.....	64
Figura N° 23 – Detalle de columna en “V” E-4.....	65
Figura N° 24 – Diagrama de interacción de diseño C-E-4 X-X	65
Figura N° 25 – Diagrama de interacción de diseño C-E-4 Y-Y	66
Figura N° 26 – Grafica de momentos de la Viga del eje 3 A-E.....	67
Figura N° 27 – Detalle de columna F’ - 3	71
Figura N° 28 – Diagrama de interacción de diseño C-F’ - 3 X-X	72
Figura N° 29 – Diagrama de interacción de diseño C-F’ - 3 Y-Y	72
Figura N° 30 – Detalle de la sección de la viga del eje F’ 5-6.....	74
Figura N° 31 – Detalle del acero viga del eje F 3-5.....	75

Figura N° 32 – Detalle de columna reforzada E- 4.....	76
Figura N° 33 – Diagrama de interacción Refuerzo E – 4 - Y-Y	76
Figura N° 34 – Detalle de viga reforzada del eje 3-AE	77
Figura N° 35 - Planta del Módulo Rectangular Reforzado con Placas (1er Piso)	78
Figura N° 36 - 3D del Modelo Rectangular Reforzado con Placas Fuente: Elaboración propia.....	78
Figura N° 37 – Diagrama de interacción Placa PL2 X-X	81
Figura N° 38 – Diagrama de interacción Placa PL2 Y-Y	81
Figura N° 39 – Detalle de placa PL2 eje G 6-7.....	83
Figura N° 40 – Detalle de zapata de PL2 eje G 6-7	83
Figura N° 41 – Detalle de columna reforzada G- 7	84
Figura N° 42 – Diagrama de interacción de columna reforzada G- 7 X-X.....	84
Figura N° 43 – Diagrama de interacción de columna reforzada G- 7 Y-Y.....	84
Figura N° 44 - Planta del Módulo Rectangular Reforzado – Arriostres en X	85
Figura N° 45 – Detalle de Arriostres.....	92
Figura N° 46 - Planta del Módulo Rectangular Reforzado – Aletas de concreto	93
Figura N° 47 – Detalle de Columnas “T”	96
Figura N° 48 – Diagrama de interacción de columna “T” G- 3 X-X.....	96
Figura N° 49 – Diagrama de interacción de columna “T” G- 3 Y-Y.....	97
Figura N° 50 – Detalle de Columnas reforzada G-1	98
Figura N° 51 – Diagrama de interacción de columna reforzada G- 1 X-X.....	98
Figura N° 52 – Diagrama de interacción de columna reforzada G- 1 Y-Y.....	99

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

- **Sismicidad en el Perú**

El Perú está localizado en una zona de alto riesgo sísmico, donde la mayor actividad sísmica de origen tectónico se desarrolla en el Anillo de Fuego del Pacífico. En esta zona se tiene lugar el 90% de todos los sismos del mundo y el 80% de mayor intensidad. Además, recorre alrededor de 40,000 kilómetros desde Nueva Zelanda hasta la costa oeste de Sudamérica, a través de las costas del este de Asia y Alaska y las del noreste de Norteamérica y Centroamérica. En este país se generan terremotos de magnitud elevada, ya que se da el cruce de la Placa Oceánica de Nazca con la Placa Continental Sudamericana.

Los sismos según su intensidad se interpretan como leves, moderado o severos. Los sismos leves se asemejan al movimiento causado en el suelo por un camión los que pueden lograr a generar fisuras en los revestimientos o caídas de pequeños trozos de revoque. Los moderados son advertidos por las personas que se encuentran en el interior de las casas, incluso los vehículos se balancean, en estos sismos se considerar la posibilidad de daños estructurales leves. Por último, los sismos severos se determinan por un pánico total, algunas edificaciones se desplazan de sus cimentaciones, se agrietan y se desploman debido a sus importantes daños estructurales en la edificación.

En los últimos se han registro gran cantidad de sismo de características moderadas como: Nazca (1996) con 6.5° en escala de Richter; Arequipa (2001) con 8.4° en escala de Momento MW; Lamas (2005) con 7° en escala de Richter; Pisco (2007) con 8° en escala de Momento MW.

A continuación, en el mapa del Perú, están detallados por intensidad y ubicación los sismos ocurridos en los últimos cuatro siglos, según los registros del IGP:



Figura N° 1 - Mapa de Sismos en el Perú (1500-1999)

Fuente: Instituto Geofísico del Perú (2005)

En la imagen podemos observar que la concurrencia de movimientos sísmicos ha sido frecuente en la costa del país, con sismos moderados a severos.

Se ha demostrado que, a periodos largos de tiempo sin movimientos telúricos, en un lugar sísmico, el próximo sismo llega a ser de gran magnitud debido a que la energía acumulada se libera repentinamente.

En Lima ocurre lo mismo, es una zona de alta sismicidad y en los últimos no ha tenido sismos de gran magnitud, ocurriendo silencio sísmico. El último terremoto de gran magnitud en Lima fue en 1746 con 8.6° en escala de Momento MW, por ende se espera un sismo mayor a 8° en escala de Momento Mw por la acumulación de energía.

- **Evolución de la Infraestructura de Centros Educativos**

Como se indica en la investigación de Blanco (2005), en la década de los 50' se inició en el Perú el programa de construcción de colegios emblemáticos, denominados "Grandes Unidades Escolares". La mayoría de estas edificaciones tienen entre dos y tres pisos con 3 ejes en el sentido longitudinal, debido a que en su arquitectura se consideraban pasadizos grandes de 3 a 4.5 m de ancho, esto permitía que los pasajes estén en voladizo, así como se utiliza en la actualidad.

A inicio de los 90's, el gobierno del Perú crea el (INFES), Instituto Nacional de Infraestructura Educativa y Salud, para gestionar y coordinar los proyectos de construcción de las nuevas instituciones educativas y hospitalarias. En el 2006, se crea OINFE (Oficina de Infraestructura Educativa), donde se en el rubro educación y se formuló un Plan de Infraestructura Educativa que incluyó la identificación, ejecución y supervisión de actividades y proyectos de inversión pública para infraestructura educativa en todos los niveles y modalidades de educación básica, superior, tecnológica y técnico-productiva. Desde el 2014 hasta la actualidad, cambio de nombre a PRONIED, que aparte del trabajo que antes desarrollaba, busca promover la participación del financiamiento privado para la elaboración, planificación, construcción, implementación y mantenimiento de instituciones educativas públicas.

Las edificaciones educativas construidas por INFES tenían diseños típicos con bloques o módulos entre dos a tres aulas por piso, tres niveles y diversos ambientes administrativos como laboratorios, bibliotecas, etc.

Entre las principales y más construidas están:

- Módulo 780
- Módulo Apenkai
- Módulo PIBA 87
- Módulo Bloqueta

- **Daños en Centros Educativos por Sismos**

A lo largo de los años, los sismos han dejado muchos muertos y graves daños materiales en el país, debido a la vulnerabilidad de las edificaciones. Las principales causas de su deficiencia son por la inadecuada configuración estructural, poca rigidez de la estructura, inadecuados procesos constructivos, baja calidad de los materiales, mano de obra poco calificada, entre otros.

En Blanco (2005) se logró identificar problemas estructurales en los edificios educativos construidos por INFES, concluyendo que varias instituciones educativas construidas en la zona Costa y Sierra del Perú, desde 1993 hasta 1996, no hubo una correcta supervisión de los trabajos ni una construcción con materiales de calidad, ya que muchos de estos colegios están ubicados en lugares fuera de la zona urbana.

Además, se detalla en Muñoz (2005), en el año 1996 ocurrió el terremoto de Nazca, con una magnitud 6.4 en la escala de Richter, se observó que los pabellones tipo Apenkai presentaron daños importante en los componentes estructurales y no estructurales, como es el caso de la Institución Educativa San Agustín de Hunter de Arequipa, donde en el pabellón tipo Apenkai, construido en el año 1995, tuvo las siguientes fallas: agrietamiento diagonal en los muros de albañilería , fisuras en vigas y columnas para todos los pisos, sobre todo en dirección al sentido de los pasadizos por la poca rigidez que tiene.

Después de ocurrido el sismo en Nazca en 1996, se observaron daños muy graves en varias instituciones educativas públicas construidas recientemente en toda la zona, lo que ocasionó una reflexión los parámetros de diseño estructural para las edificaciones, encontrando estructuras demasiado flexibles y muchas consideraciones erróneas en la norma de diseño sísmico.

Entre los principales problemas estructurales encontrados por el Ing. Blanco están:

- Columna corta.
- Falta de juntas entre tabiquería y elementos estructurales.
- Parámetros de la Norma E.030 erróneos.

- **Modificación de la Norma E.030 – Diseño Sismorresistente**

Las edificaciones de las instituciones educativas según (N.T.P. E030 2018) tienen como finalidad, aparte de ser un centro educativo, otorgar un espacio donde la comunidad realice actividades culturales o recreativas. También, son estructuras que, luego de un sismo severo, deben brindar refugio ante desastres, por ello en las infraestructuras escolares se tiene que evitar daños que afecten la continuidad de los servicios.

En 1997, se modifica y se publica la nueva norma de diseño sísmico, donde surgen cambios significativos para el diseño estructural como en la estimación de las distorsiones en los entrepisos generados por las fuerzas cortantes. Estos cambios ocasionaron un incremento en estos valores, entre dos y tres veces lo que se obtenía al diseñar con la norma sismorresistente de 1977 (la primera norma técnica peruana de diseño sísmico).

La N.T.P. del año 1977, fue modificada luego de observarse daños en colegios y edificaciones de pocos pisos por efecto del Sismo de Nazca de 1996. Según la investigación de Blanco (2005), menciona las variantes de la nueva norma de 1997: se añadieron límites permisibles para las derivas inelásticas y ahora se considera para las edificaciones educativas el factor de uso de 1.5. Al hacer una comparación entre la antigua y nueva norma, podemos deducir los siguientes resultados: las fuerzas resultantes por la cortante basal aumenta un 20% aproximadamente y al modificar los coeficientes de reducción por sistema estructural, así como irregularidades en planta y altura, se obtienen desplazamientos laterales hasta 2.5 veces mayor.

En 1997, se publicó la nueva norma de diseño sísmico y empezaron diseñar instituciones educativas con mayor resistencia ante sismos de gran magnitud. Sin embargo, las construcciones anteriores de centros educativos aún seguían con la norma anterior y requerían de un plan de reforzamiento.

En la actualidad, muchos ingenieros han realizado análisis y propuestas de reforzamientos para los diversos tipos de módulos educativos, pero para los bloques tipo Apenkai no se encuentran registros ni planes de reforzamiento.

- **Evaluación de vulnerabilidad en módulos Apenkai**

Los módulos Apenkai son edificaciones educativas de tres niveles y mantiene una distribución de cuatro para aulas y uno para administrativo, la planta esta conformada por una sección rectangular y otra octogonal. Todas las aulas estas conectadas entre sí por un pasadizo que conecta a una escalera adyacente a la zona octogonal.

En Núñez (2004) se desarrolla una investigación sobre la vulnerabilidad estructural de cuatro diferentes tipos de pabellones escolares. Uno de ellos es el Apenkai, el cual tiene un sistema estructural compuesto por pórticos de concreto armado en el sentido longitudinal y albañilería confinada en el transversal. El autor elabora un modelo matemático con el software ETABS; los cuales consideran todas las propiedades mecánicas. En general, se usó este programa para realizar el análisis estructural de la edificación, calculando los esfuerzos y su comportamiento dinámico.

En la siguiente imagen se puede apreciar la distribución en planta:

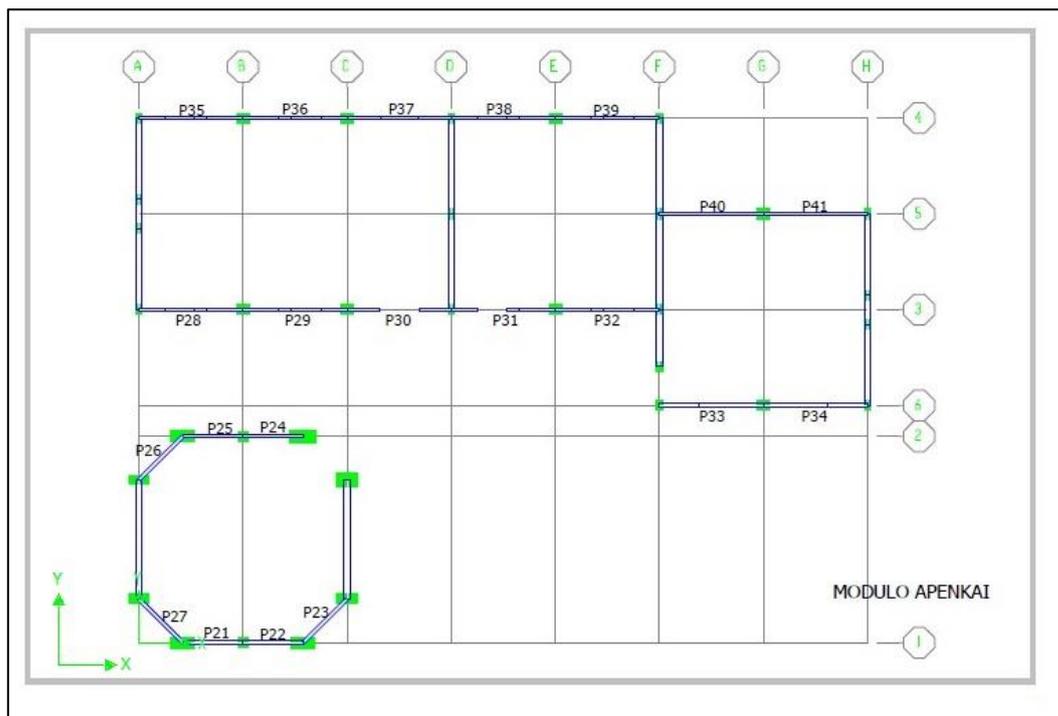


Figura N° 2 - Vista en Planta del Módulo Apenkai

Fuente: Evaluación De Vulnerabilidad Sísmica De Edificaciones Escolares En El Distrito De San Martín De Porres (2004)

Como se puede observar en la imagen anterior se han modelado las columnas, vigas, muros y losas de la estructura tipo apenkai. Según su arquitectura son necesarias aulas de gran dimensión y se observan luces de 7.80m de los pórticos en el sentido transversal, los cuales reciben la carga del entrepiso uniformemente. En la otra dirección hay pórticos de menor longitud y distribuidas simétricamente, además, para el aula octogonal se tiene una luz en todas sus direcciones de 8.00m aproximadamente.

En el estudio de Núñez (2004) se consideran espectros de diseño para sismos leves, moderados y severos con aceleraciones de 100, 250 y 350 gals respectivamente. Estas han sido estimadas basándose en los parámetros geotécnicos y características particulares de las edificaciones educativas según sus investigaciones. Al evaluar cada una de las hipótesis se obtienen distintos resultados de esfuerzos y desplazamientos que deben ser evaluados por su capacidad vs demanda.

En la siguiente imagen se muestran los resultados del análisis estructural:

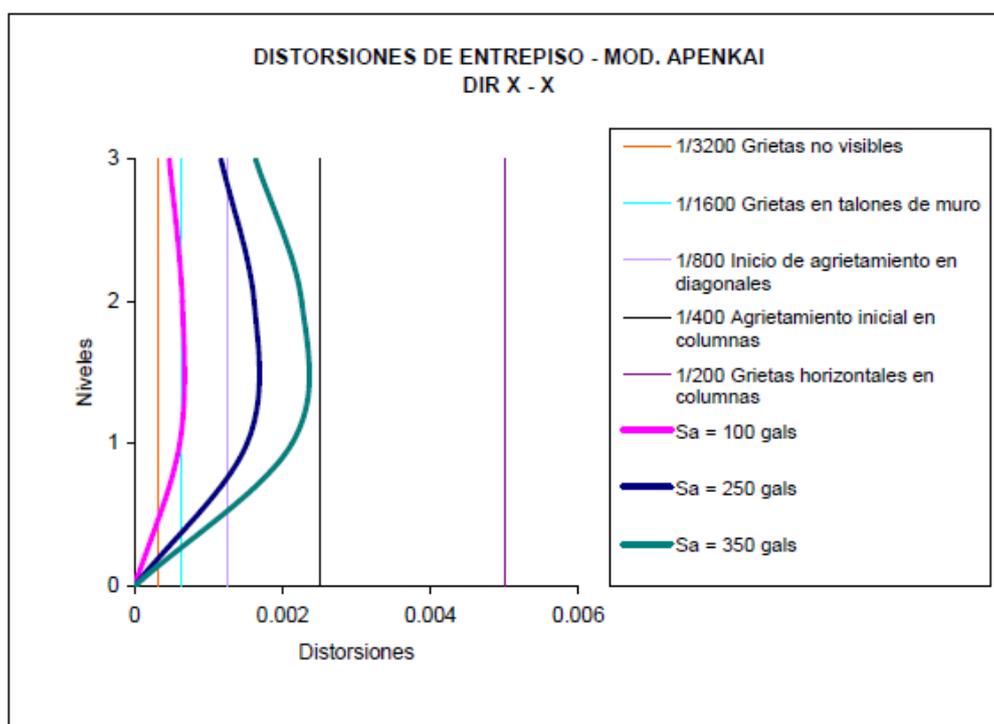


Figura N° 3 – Distorsión de Entrepiso Módulo Apenkai Dirección X-X

Fuente: Evaluación De Vulnerabilidad Sísmica De Edificaciones Escolares En El Distrito De San Martín De Porres (2004)

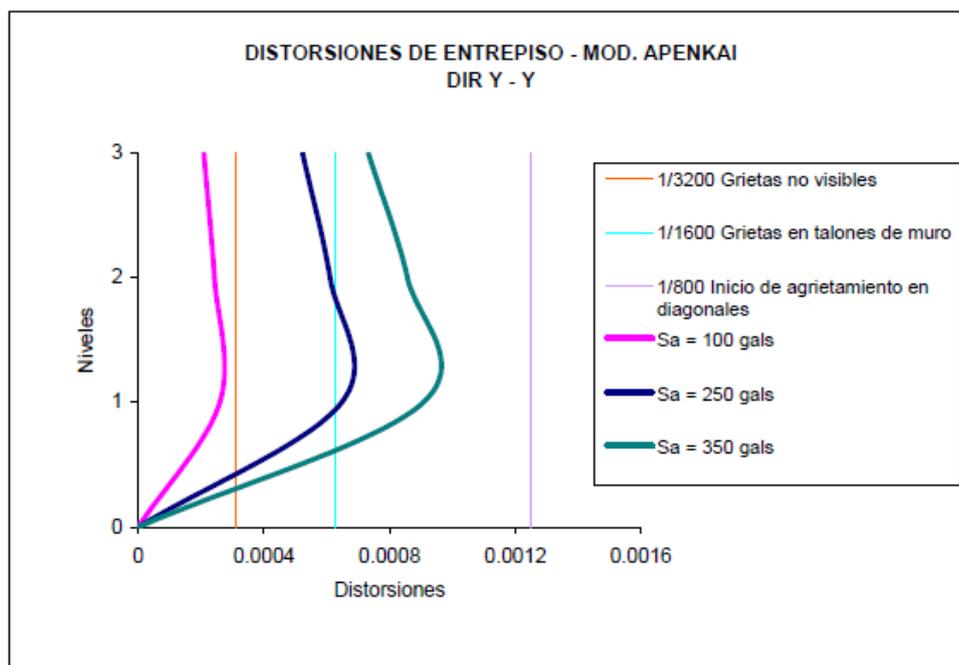


Figura N° 4 – Distorsión de Entrepiso Módulo Apenkai Dirección Y-Y

Fuente: Evaluación De Vulnerabilidad Sísmica De Edificaciones Escolares En El Distrito De San Martín De Porres (2004)

Según este análisis del Ing. Núñez, la estructura en caso de un sismo severo sería vulnerable, ya que la distorsión máxima por norma es superada y se empezaría a presentar agrietamiento en columnas. También, indica que la estructura de la edificación presenta irregularidades en planta y altura que según la norma de diseño sismorresistente no están permitidas para edificaciones tipo A, además, esto ocasiona que los esfuerzos generados por las fuerzas cortantes produzcan agrietamiento en los entrepisos. Por ello, según el autor para solucionar los problemas de irregularidad y torsión, es necesario separar la zona octogonal de la rectangular.

Por estas razones, encontramos que los defectos de diseño en este tipo de estructuras en Lima necesitan un plan de reforzamiento, en esta tesis nos enfocaremos en proponer tres opciones de refuerzo a las estructuras de los módulos tipo Apenkai, considerando la norma de diseño sismorresistente del año 2020.

Realidad problemática

El estado peruano comenzó el planeamiento de la construcción de nuevas instituciones educativas al comienzo de los años 90'. Estos proyectos de construcción se diseñaron con la primera norma sismorresistente del país, la cual aún no consideraba límites

permisibles para las distorsiones ni un cálculo adecuado de los desplazamientos y esfuerzos ocasionados por las fuerzas sísmicas.

Delimitación del problema

- **Delimitación espacial**

Para este caso centraremos nuestra investigación en el distrito de Independencia, ya que cuenta con gran número de instituciones educativas con el diseño del módulo tipo Apenkai. Además, Esta zona tiene un tipo de suelo intermedio, el cual es el más común en el país.

- **Delimitación temporal**

Se procederá a analizar las propuestas con las normas del reglamento nacional de edificaciones vigente en el año 2020.

- **Delimitación del universo**

Existen investigaciones sobre la vulnerabilidad, fallas y métodos de reforzamiento para varios modelos de instituciones educativas estatales. Siendo la I.E.I “3048 Santiago Antúnez de Mayolo” un centro educativo con diversos tipos de módulos educativos, entre ellos el tipo Apenkai del cual hay poca investigación.

- **Delimitación del Contenido**

Se analizará que tipos de reforzamiento será el adecuado aplicar en el módulo tipo Apenkai de la I.E.I “3048 Santiago Antúnez de Mayolo” y la factibilidad económica de cada una de las propuestas.

Formulación del Problema

¿Cuál es la propuesta de reforzamiento estructural más económica para el colegio modular tipo Apenkai 3048 – Santiago Antúnez de Mayolo en Independencia?

Hipótesis

La propuesta de reforzamiento estructural más económica para el colegio modular tipo Apenkai 3048 – Santiago Antúnez de Mayolo en Independencia es rigidizar la estructura mediante el incremento de sección de los elementos estructurales.

Objetivo General

Determinar la propuesta de reforzamiento estructural más económica para el módulo tipo Apenkai de la I.E 3048 – Santiago Antúnez de Mayolo en Independencia.

Objetivos Específicos

- Modelar matemáticamente el módulo Apenkai.
- Realizar un análisis estructural del módulo de la institución educativa existente según las normas técnicas peruanas.
- Diseñar estructuralmente las propuestas de reforzamiento.
- Evaluar propuestas de reforzamiento de la institución educativa
- Analizar los costos de las propuestas de reforzamiento.

Descripción del Contenido

Para el desarrollo del presente proyecto estableció los siguientes lineamientos:

En primer término se menciona los fenómenos sísmicos ocurrido en el país y como estos eventos causaron daños en diversas instituciones educativas. También se señala la evolución en el diseño de módulos escolares en el transcurso de los años. El marco teórico se enmarca con el análisis sísmico regido por el Reglamento Nacional de Edificaciones, del mismo modo establecer los métodos de reforzamiento como son: Placas de concreto armado, elementos de acero y encamisados, que se aplicará en el proyecto. Otro de los puntos a estudiar ha sido las consideraciones de costo: Costos directos e indirectos.

Con los criterios anteriores establecidos, se inicia mediante el programa ETABS 2016, el análisis del módulo existente tipo Apenkai de los cuales se obtendrá resultados de elementos estructurales más vulnerables.

A continuación, se procedió a desarrollar las tres propuestas de reforzamiento, analizando sus derivas de los pisos y posteriormente diseñando un reforzamiento para cada elemento vulnerable.

Finalmente, se hace el análisis de costos según los objetivos determinados.

1. MARCO TEÓRICO

1.1. Análisis sismorresistente

Para realizar el análisis y evaluación del módulo Apenkai debemos verificar si el diseño sismorresistente acata los conceptos establecidos por la norma E.030 (2018) del R.N.E., el cual permanece vigente hasta la fecha.

Estos puntos se deben tener en cuenta al momento de hacer la verificación del diseño para determinar si la estructura es vulnerable y necesita ser reforzada.

1.1.1. Consideraciones específicas de la zona

Debido las características particulares de cada zona del país son necesarios parámetros específicos según la ubicación en la que se encuentra la edificación, por ende, la N.T.P. E.030 (2018) considera los siguientes:

- **Zonificación:**

La normativa segmenta el Perú en cuatro áreas, como se muestra:

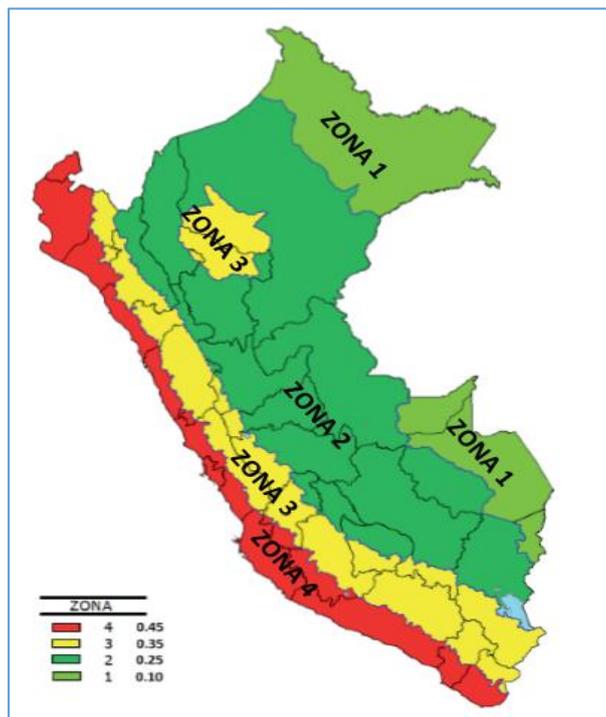


Figura N° 5 -Mapa de Zonas Sísmicas

Fuente: N.T.P. E030 (2018)

- **Perfiles del suelo:**

Este parámetro se obtiene de un estudio de suelos y se clasifica según el tipo de perfil como se observa en la tabla:

Tabla N° 1 - Clasificación de los Perfiles de Suelo

Perfil	\bar{V}_s	N_{60}	\bar{S}_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: N.T.P. E030 (2018)

- **Parámetros de sitio (S , T_p y T_L):**

Con los dos parámetros anteriores se procederá a calcular los factores de amplificación del suelo “S” y de los períodos “ T_p ” y “ T_L ” dados en las siguientes tablas:

Tabla N° 2 - Factor de Suelo "S"

ZONA \ SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: N.T.P. E030 (2018)

Tabla N° 3 - Periodos " T_p " y " T_L "

	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: N.T.P. E030 (2018)

Una vez obtenidos estos parámetros, se calcula el factor de amplificación sísmica “C” con las siguientes expresiones de la N.T.P. E030 (2018).

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

1.1.2. Consideraciones específicas de la edificación

En este punto se detallarán las características particulares de la edificación a diseñar y se clasificará según lo estipulado en la N.T.P. E030 (2018).

- **Categoría de la edificación:**

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con la categoría indicada en la siguiente tabla:

Tabla N° 4 - Categoría de las Edificaciones y Factor "U"

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1,5

Fuente: N.T.P. E030 (2018)

- **Sistema estructural:**

Los sistemas con los que fueron diseñados los centros educativos a analizar son los siguientes según la clasificación de la N.T.P. E030 (2018):

a. Estructura de concreto armado:

Pórticos: Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

b. Estructura de albañilería:

Edificaciones cuyos elementos sismorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto. Es indiferente si es estructura de albañilería confinada o armada.

c. Estructura de acero:

Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF): Estos pórticos proveen una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción.

• **Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas:**

Primero, se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la tabla. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente “ R_o ” que corresponda.

Tabla N° 5 - Sistemas Estructurales

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: N.T.P. E030 (2018)

Segundo, se determinará el factor de irregularidad por altura como el menor de los valores de la tabla correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis.

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente “ R_o ” y de los factores “ I_p ”, “ I_a ” obtenidos de las tablas que se muestran a continuación extraídas de la N.T.P. E030 (2018).

$$R = R_0 * I_p * I_a \dots\dots\dots \text{(Ecuación 1.1.2.1)}$$

R = Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

R₀ = Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.

I_p = Factor de irregularidad estructural en planta.

I_a = Factor de irregularidad estructural en altura.

Tabla N° 6 - Irregularidades Estructurales en Altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad "I _a "
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene</p>	

un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0.60

Fuente: N.T.P. E030 (2018)

Por último, el factor “ I_p ” se determinará como el menor de los valores de la tabla correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Tabla N° 7 - Irregularidades Estructurales en Planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad “I_p”
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental “ $\Delta_{m\acute{a}x}$ ”, es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga “ Δ_{CM} ”. Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 9.	0.75
Irregularidad Torsional Extrema Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental “ Δ_{CM} ”, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga “ Δ_{CM} ”. Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 9.	0.60
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0.90
Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0.85

<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	<p>0.90</p>
---	-------------

Fuente: N.T.E. E030 (2018)

Si al aplicar las tablas anteriores se obtuvieran valores distintos de los factores “ I_a ” o “ I_p ” para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Una vez obtenidos los parámetros de zona y la edificación se procederán con el análisis estructural.

1.1.3. Análisis Estructural

Para el análisis se utilizará el software ETABS 2016, en el cual se desarrollará un modelo matemático tomando en cuenta las condiciones de diseños antes mencionados y las siguientes consideraciones que se mencionan en la N.T.P. E030 (2018):

- **Consideraciones para el modelamiento:**

Uno de los criterios para el modelo es considerar una distribución espacial de masas y rigideces para calcular los aspectos más significativos del comportamiento estático y dinámico de la estructura.

- **Evaluación de Rigidez de Diafragmas:**

Se utilizará uno de los métodos descritos en (Morteza M. y Behzad R. 2011) para evaluar la rigidez de los diafragmas de la estructura. El Método UBC-97, similar a otros códigos internacionales evalúa la flexibilidad en base a los desplazamientos de entresijos.

Se considera diafragma rígido cuando:

$$\beta = \frac{\Delta_{flexible}}{\Delta_{story}} < 2 \dots\dots\dots \text{(Ecuación 1.1.3.1)}$$

Se considera diafragma flexible cuando:

$$\beta = \frac{\Delta_{flexible}}{\Delta_{story}} \geq 2 \dots\dots\dots \text{(Ecuación 1.1.3.2)}$$

- **Estimación del peso:**

El peso (P), peso propio, el cual el software ETABS 2016 calcula automáticamente y un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera según la N.T.P. E030 (2018):

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.

En donde las sobrecargas se obtendrán de la Tabla N° 8 de la N.T.P. E020 (2006):

Tabla N° 8 - Cargas Vivas Mínimas Repartidas

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (Kgf/m ²)
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Bibliotecas	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de Almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6,4
Auditorios, Gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Fuente: N.T.P. E020 (2006)

- **Análisis dinámico modal espectral:**

Debido a la zona de sismicidad se debe hacer este tipo de análisis considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico según la N.T.P. E030 (2018) y se deben de detallar los siguientes criterios en el software ETABS 2016:

- 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.

b. Aceleración espectral:

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

$$S_a = \frac{Z*U*C*S}{R} * g \dots\dots\dots \text{(Ecuación 1.1.3.3)}$$

Z = Factor de zona.

U = Factor de uso.

C = Factor de amplificación sísmica.

S = Factor del suelo.

R = Coeficiente de reducción de fuerza sísmica.

S_a = Coeficiente de reducción de fuerza sísmica.

g = Coeficiente de reducción de fuerza sísmica.

c. Criterios de combinación:

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 (CQC) de los valores calculados para cada modo.

d. Excentricidad accidental (efectos de torsión):

Se considerará 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.

e. Fuerza mínima en la cortante:

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.

1.1.4. Verificación de Rigidez, Resistencia y Ductilidad

Para las verificaciones de estructuras irregulares como es el caso del módulo Apenkai, la NT.P. E030 (2018) detalla que los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. Además, el

máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 9.

Tabla N° 9 - Límite para la Distorsión del Entrepiso

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: N.T.P. E030 (2018)

Con estos límites según el tipo de sistema estructural, se realiza la verificación por sismorresistencia de la edificación analizada.

1.2. Métodos de Reforzamiento

Los métodos de reforzamiento según Barraza S. y Neredia E. (2008) se pueden aplicar dependiendo de qué tipo de problemas estructurales presente la edificación como: capacidad resistente insuficiente, poca rigidez, ductilidad inadecuada, problemas de irregularidad, etc.

Los tres principios fundamentales para realizar un reforzamiento estructural según Sugano and Endo (1983) son:

- 1.- Incrementar la resistencia con respecto a las cargas laterales.
- 2.- Incrementar la ductilidad.
- 3.- Una combinación de las dos características anteriores.

Emma Soto Barraza en su tesis rehabilitación de estructuras de concreto menciona dos tipos de reforzamiento que se pueden aplicar sea a nivel de estructura total o elemento.

- **Reforzamiento a nivel estructura**

Este reforzamiento se debe aplicar para mejorar el comportamiento de toda la estructura. Al realizar este tipo de modificaciones en la estructura se debe efectuar un análisis estructural detallado de la edificación para que se puedan evaluar distintas alternativas

de reforzamiento y verificar cuales son las que se pueden adaptarse mejor a la problemática.

En la siguiente figura se muestra el comportamiento de una estructura al momento de un sismo en su estado original y reforzado:

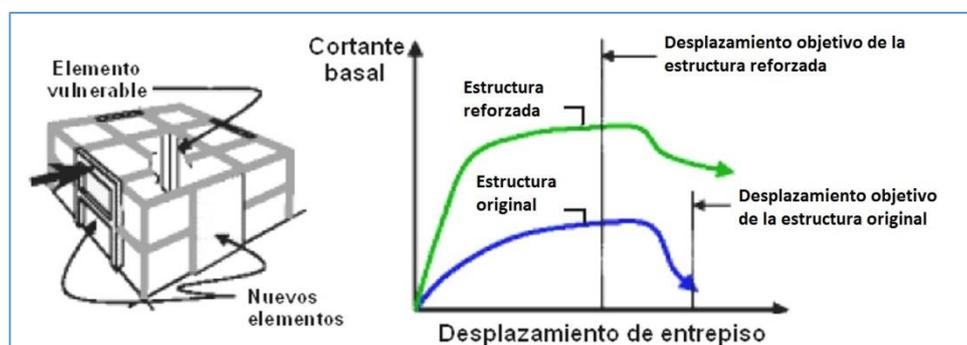


Figura N° 6 –Modificación global del sistema estructural

Fuente: Moehle (2000)

De la figura podemos observar cómo incrementar la resistencia de la estructura reforzada con respecto a la cortante basal y como se limita el desplazamiento del entrepiso.

- **Reforzamiento a nivel elemento**

Este reforzamiento se utiliza para mejorar la resistencia del elemento, ya sea por cortante, compresión, flexión, etc. En la siguiente figura, se muestra su comportamiento al ocurrir un sismo:

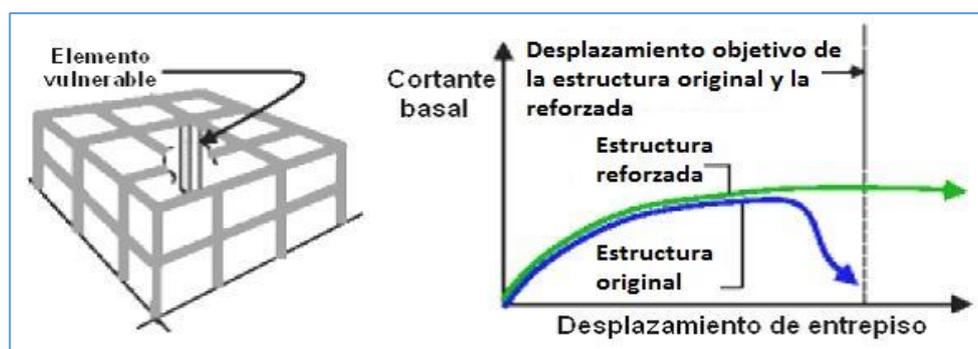


Figura N° 7 –Modificación local de elementos estructurales

Fuente: Moehle (2000)

Como se puede observar en la gráfica una modificación a nivel de elementos se utilizará para mejorar la respuesta estructural a los esfuerzos generados por el sismo.

En las siguientes figuras se mostrarán los diferentes tipos de reforzamiento, su aplicación y características generales.

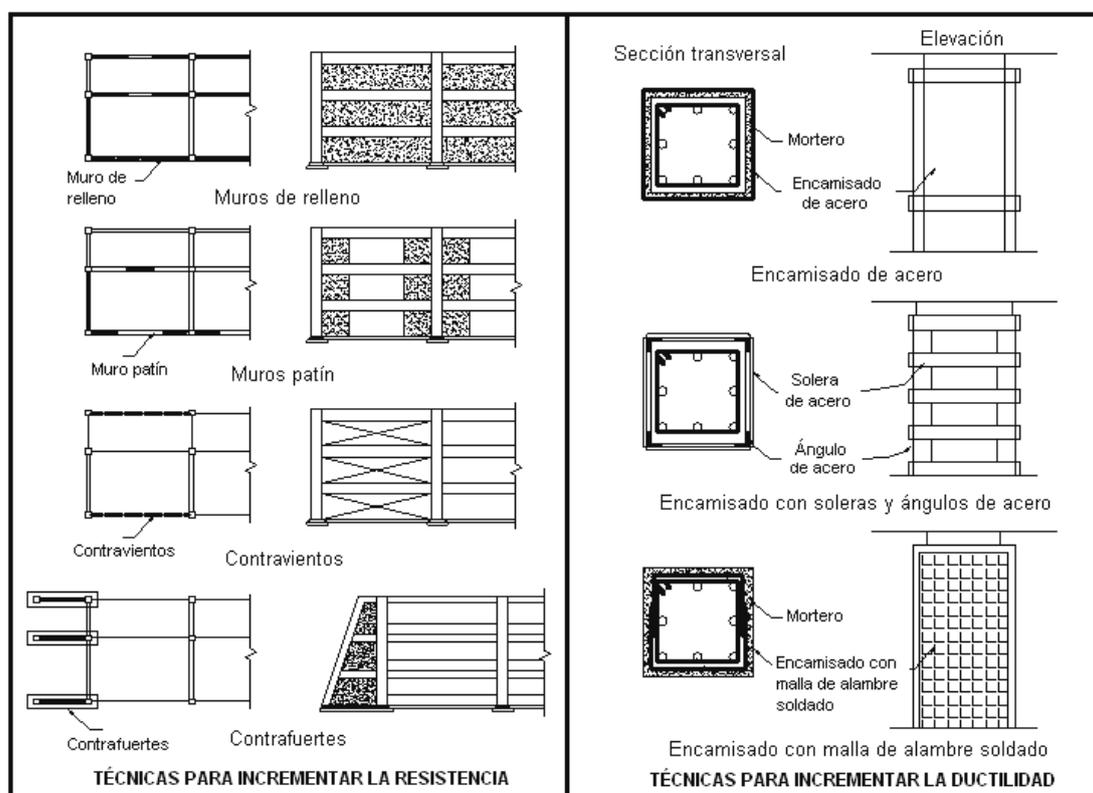


Figura N° 8 –Técnica constructivas de reforzamiento sísmico

Fuente: Sugano and Endo (1981)

Para el caso de esta investigación se utilizarán como reforzamientos para el sistema estructura: los muros de relleno con placas de concreto armado, muros de patín de concreto armado y contravientos en X de acero; mientras que en los casos que se necesite un reforzamiento a nivel de elementos se usará los encamisados de concreto armado.

1.2.1. Placas de Concreto Armado

Para el diseño de los muros de relleno y de patín se seguirá el procedimiento de Choque (2010), donde describe que las placas con los elementos de la estructura que resisten cargas axiales y cargas laterales sísmicas. El diseño es similar al seguido para una columna con la particularidad que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes momentos y cortantes producidos por las fuerzas de sismo.

El diseño de placas o muros estructurales se basarán en las disposiciones especiales para elementos sismorresistentes del capítulo 21 de la N.T.P. E.060 (2009), numeral 21.9, referente a Muros Estructurales de Concreto Reforzado.

- **Espesores mínimos:**

El espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 150 mm.

Cuando el muro reciba carga concentradas provenientes por ejemplo de vigas perpendiculares al plano del muro, deberá investigarse si el espesor es adecuado para la acción de las cargas axiales y de los momentos perpendiculares al plano del muro. La longitud horizontal del muro considerada como efectiva para cada carga concentrada no debe exceder la distancia centro a centro entre las cargas ni del ancho de apoyo más dos veces el espesor del muro a cada lado, a no ser que se demuestre mediante un análisis detallado la contribución de una longitud mayor. Estas zonas deberán diseñarse como columnas atendiendo los requerimientos del Capítulo 10 la N.T.P. E.060 (2009), como se explica en el subcapítulo de encamisado de elementos estructurales.

- **Refuerzo distribuido horizontal y vertical**

La N.T.P. E.060 (2009), numeral 11.10.7, establece que cuando la cortante última “ V_u ”:

$$V_u < 0.27 * \sqrt{f'_c} * A_{cw} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 1.2.1.1)}$$

A_{cw} = Área de la sección de concreto de un segmento vertical individual de un muro, segmento horizontal de un muro o viga de acople, que resiste cortante (cm^2).

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto (K_g/cm^2).

V_u = Fuerza cortante amplificada en la sección (K_g).

El refuerzo distribuido será de acuerdo con los siguientes mínimos:

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002.
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015.

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no deberá exceder de tres veces el espesor del muro ni de 40cm.

Si:

$$\frac{hm}{lm} \leq 2 \dots\dots\dots \text{(Ecuación 1.2.1.2)}$$

hm = Altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior o altura del segmento de muro considerado (cm).

lm = Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante (cm).

La cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal. Cuando el espesor del muro sea mayor que 20cm deberá distribuirse el refuerzo horizontal y vertical por cortante en las dos caras del muro.

- **Diseño por flexocompresión:**

Se colocará el refuerzo vertical distribuido a lo largo de la longitud del muro y concentrado en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de la placa.

Del análisis estructural con el software ETABS 2016, se obtendrán las combinaciones de cargas y momentos actuantes, donde se verificará que los pares de carga y momentos flectores últimos sean menores a los resistidos por la sección, es decir se encuentren dentro del diagrama de interacción.

En las zonas donde llegan las vigas perpendiculares, el diseño de los núcleos confinados se realizará bajo los mismos requerimientos del diseño de columnas, capítulo 10 como se menciona en la N.T.P. E.060 (2009), y como se explica en el subcapítulo de encamisado de columnas.

- **Diseño por cortante**

Se basa en las disposiciones especiales para muros de corte, numeral 11.10 de la Norma E.060, donde se indica:

$$V_u \leq \phi * V_n \dots\dots\dots \text{(Ecuación 1.2.1.3)}$$

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots \text{(Ecuación 1.2.1.4)}$$

Así mismo, la resistencia nominal “ V_n ”, no deberá exceder de:

$$V_{nmax} \leq 2.6 * \sqrt{f'_c} * A_{wc} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 1.2.1.5)}$$

Además, la contribución del concreto “ V_c ”, no deberá exceder de:

$$V_c \leq A_{cw} * (\alpha_c * f'_c) \dots\dots\dots \text{(Ecuación 1.2.1.6)}$$

V_u = Fuerza cortante amplificada en la sección (K_g).

ϕ = Factor de reducción de resistencia (para muros en cortante es 0.85).

V_n = Resistencia nominal al cortante (K_g).

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero (K_g).

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto (K_g).

A_{cw} = Área de corte transversal del muro (cm^2).

f'_c = Resistencia especificada a compresión del concreto (K_g/cm^2).

$\alpha_c = 0.8$ si $(hm/lm) \leq 1.5$; 0.53 si $(hm/lm) \geq 2.0$ y varía linealmente entre $0.8 - 0.53$ si $1.5 \leq (hm/lm) \leq 2.0$.

Además, según la NT.P. E060 (2009), la cortante debe cumplir con lo siguiente:

$$V_u \geq V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right) \dots\dots\dots \text{(Ecuación 1.2.2.7)}$$

V_u = Fuerza cortante amplificada en la sección (K_g).

M_{ua} = Momento amplificado proveniente del análisis ($K_g - m$).

V_{ua} = Fuerza cortante amplificada proveniente del análisis (K_g).

M_n = Resistencia nominal a flexión de la sección ($K_g - m$).

Con el mencionado procedimiento y restricciones diseñamos las placas que servirán como refuerzos en la estructura.

- **Diseño de Anclajes**

Los anclajes constituyen cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del refuerzo sin dañar al concreto, en la actualidad es un medio esencial para garantizar la estabilidad de diversas estructuras.

Su uso se puede clasificar en aplicaciones de tipo estructural y no estructural. Aplicaciones de tipo estructural como: reforzamiento de estructuras (para el

recrecimiento de secciones de elementos estructurales como vigas, columnas, losas y muros), y la fijación de maquinaria a la fundación (compresores, bombas, equipos con mucha vibración). También se usan para la fijación de elementos no estructurales como: barandas, estantes de herramientas, pasamanos, etc.

1.2.2. Elementos de Acero

La resistencia requerida de los elementos estructurales y sus conexiones debe ser determinada mediante un análisis estructural para las cargas que actúan sobre la estructura.

El acero estructural que emplearemos con especificación ASTM A36.

Se usará las cargas nominales que serán las cargas mínimas de diseño establecidas en la Norma E.020 Cargas, que son consideradas:

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

S: Carga de nieve.

E: Carga de sismo de acuerdo a la NT.P. E030 (2018).

R: Carga por lluvia o granizo.

Para la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

1,4D

1,2D + 1,6L + 0,5 (L ó S ó R)

1,2D + 1,6 (L ó S ó R)+(0,5L ó 0,8W)

1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(L ó S ó R)

1,2D + 1,0E + 0,5L + 0,2S

0,9 D ± (1,3W ó 1,0 E)

- **Área efectiva**

Uno de los requisitos comunes es el cálculo del área neta en tracción y corte donde el ancho de un agujero para perno que se tomará como 2 mm mayor que la dimensión nominal del agujero. De ese modo el área neta efectiva cuando el miembro esta tracción será transmitida directamente al elemento de la sección por medio de conectores o soldadura, el área neta efectiva A_e es igual al área neta A_n .

Cuando la tracción es transmitida por conectores o soldadura a través de algunos, pero no todos los elementos de la sección, el área neta efectiva A_e debe de calculará:

$$A_e = AU$$

Dónde:

A = al área como se define a continuación.

U = coeficiente de reducción.

$$= 1 - (\bar{x}/L) \leq 0.9$$

\bar{x} = excentricidad de la conexión.

L = Longitud de la conexión en la dirección de la fuerza.

- **Relaciones de ancho-espesor:**

El conocer acerca de las características elásticas, inelásticas, de fractura y de fatiga de un metal es necesario para la fabricación de un miembro estructural, y es requerido para un cierto diseño estructural. De este modo, usaremos la relación de límite de ancho/espesor para nuestro requerimiento de acero.

Tabla N° 10 - Relación Limite Ancho-Espesor

	Descripción del elemento	Relación ancho/espesor	Relación Límites ancho/espesor para elementos en compresión	
			λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)
Elementos Rigidizados	Alas de secciones estructurales, huecas, cuadradas y rectangulares, y de sección cajón y de espesor uniforme, sometidas a flexión o compresión; platabandas y planchas de diafragmas entre líneas de conectores o soldaduras.	b/t	$500/\sqrt{F_y}$	$625/\sqrt{F_y}$
	Ancho no soportado de platabandas [b] perforadas con una sucesión de huecos de acceso.	b/t	ND	$650/\sqrt{F_y}$
	Almas en compresión por flexión. [a]	h/t_w	$1680/\sqrt{F_y}$ [c]	$2550/\sqrt{F_y}$ [f]
	Almas en flexo-compresión	h/t_w	Para $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$ [c] $\frac{1680}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right)$	[f] $\frac{2550}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$

Fuente: N.T.P. E090 (2009)

Las secciones de acero se clasifican en compactas, no-compactas y esbeltas. Para que una sección clasifique como compacta, sus alas deben estar conectadas en forma continua al alma o almas y las relaciones ancho / espesor de sus elementos en compresión no deben exceder los límites de las relaciones ancho /espesor (λ_p) que se presentan en la Tabla 10. Las secciones que no clasifiquen como compactas serán calificadas como no-compactas siempre que las relaciones ancho /espesor de sus elementos en compresión no excedan los límites para secciones no-compactas (λ_r) de la Tabla 10. Si las relaciones ancho /espesor de algún elemento, sobrepasan los valores (λ_r), la sección será clasificada.

- **Relaciones de esbeltez-límite:**

El diseño se basa en fuerzas de compresión, donde las relaciones de esbeltez (Kl / r) no deben exceder, preferentemente, de 200. Los valores de K se determinan a través del siguiente cuadro:

La forma de pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados de proyecto para condiciones reales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Condiciones de vínculo						

Figura N° 9 - Valores de "k" teórico

Fuente: N.T.P. E090 (2009)

Sin embargo, se empleará cuando el elemento este en fuerza de tracción, las relaciones de esbeltez l / r que no excederá los 300.

- **Diseño de elementos a compresión (LRFD):**

Cuando la resistencia de diseño para pandeo por flexión en miembros comprimidos en los que los elementos a usar tendrán una relación ancho – espesor menor a λ_r , entonces se tendrá que $\phi_c P_n$:

Dónde:

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_g F_{cr}$$

a) Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

b) Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y$$

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Donde:

A_g = área total del miembro.

F_y = esfuerzo de fluencia especificada.

E = módulo de Elasticidad.

K = factor de longitud efectiva.

l = longitud lateral no arriostrada.

r = radio de giro respecto del eje de pandeo.

- **Diseño de elementos a tracción (LRFD):**

La resistencia de diseño de elementos en tracción $\phi_t P_n$ debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en el área total y de rotura en el área neta.

En este caso se empleará:

(a) Para la fluencia en el área total:

$$\phi_t = 0.90$$

$$P_n = F_y A_g$$

(b) Para la rotura en el área neta:

$$\phi_t = 0.75$$

$$P_n = F_u A_e$$

Donde:

A_e = área neta efectiva.

A_g = área total del elemento.

F_y = esfuerzo mínimo de fluencia especificado.

F_u = resistencia mínima a la tracción especificada.

P_n = resistencia axial nominal.

Se entiende que las áreas efectivas lo determinamos en el caso anteriormente planteado.

- **Conexiones**

En este punto detallaremos el método de conexión para los elementos de acero que se utilizaran como refuerzo.

Soldadura de filete:

El área efectiva de la soldadura de filete será tomada como el producto de la longitud efectiva por el espesor de la garganta efectiva.

Su longitud efectiva es la longitud total de filete incluido los retornos de extremo. En este punto se puede tomar como longitud mínima, sobre la base de la resistencia, no debe ser menor a cuatro veces su tamaño nominal de la soldadura. Mientras que en su longitud efectiva máxima se empleará no excederá 70 veces el tamaño de la soldadura.

Se tomará en cuenta que el tamaño mínimo de la soldadura de filete no será menor al cuadro:

Tabla N° 11 - Tamaño Mínimo de Soldadura

Espesor de la parte unida más gruesa (en mm)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete [a] (en mm)
Hasta 6 inclusive	3
Sobre 6 a 13	5
Sobre 13 a 19	6
Sobre 19	8

[a] Dimensión del lado de la soldadura de filete. Debe emplearse soldaduras en sólo una pasada.
 [b] Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Fuente: N.T.P. E090 (2009)

Para su tamaño máximo de las soldaduras de filete se ha considerado lo siguiente:

A los largos de bordes con material de espesor menor a 6mm, no será mayor que el espesor del material; si es igual o mayor a 6mm el espesor del material es menos 2mm.

Se vio adecuado que la soldadura no esté en las esquinas de las partes o miembros, y se desarrollara de forma continua alrededor de las esquinas por una distancia que no sobrepasara dos veces el tamaño nominal de la soldadura.

Método de las fuerzas:

En Vera (2016), se realiza el método de las fuerzas para el dimensionamiento de cartelas, ya que de tal forma que no haya momentos flectores en las tres interfaces de la conexión: cartela a viga, cartela a columna y viga a columna. En ausencia de momento, estas conexiones se diseñan a corte.

Donde:

α = distancia desde la cara de la columna hasta en el centroide de la interfase cartela-viga.

β = distancia desde el límite de la viga hasta el centroide de la interfase cartela-columna.

e_b = la mitad del peralte de la viga.

e_c = la mitad del peralte de la columna.

Para que se cumpla lo antes mencionado, la siguiente expresión debe ser cumplida:

$$\alpha - \beta * \tan \theta = e_b * \tan \theta - e_c$$

Se muestra a que corresponde cada valor gráficamente en la siguiente figura:

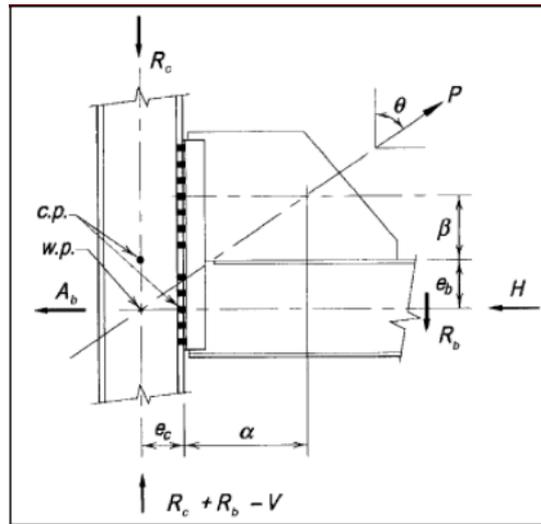


Figura N° 10 - Símbolos para el diseño de la conexión

Fuente: AISC Steel Construction Manual 13th

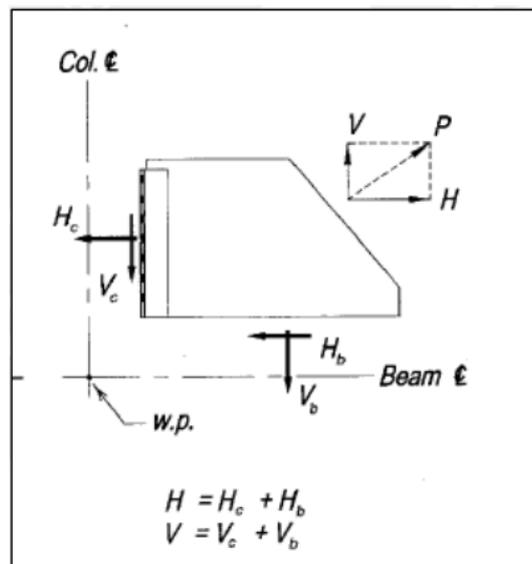


Figura N° 11 - Diagrama de Fuerzas para la cartela

Fuente: AISC Steel Construction Manual 13th

Diseño de planchas bases:

En McCormac (2010) se detalla el siguiente procedimiento para el diseño de las planchas base:

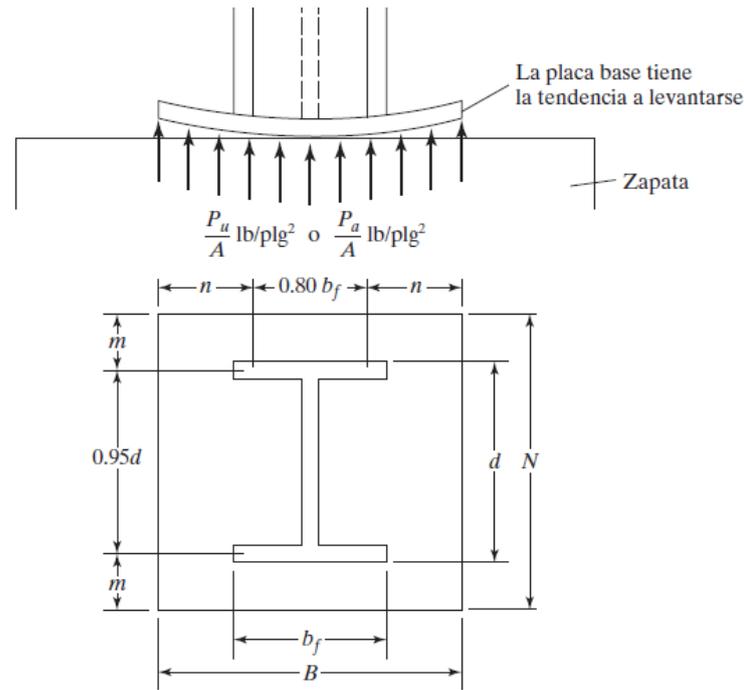


Figura N° 12 – Esquema de Placa Base en Columnas

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero 5ta Edición (2010)

La resistencia de diseño de la placa base por aplastamientos $\phi_c P_p$ debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a el área de apoyo de la placa base y superficie de concreto.

Para ello se empleará:

$$\phi_c P_p = \phi_c * 0.85 * f'_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

Además, se calculará el espesor requerido de la placa base, considerando la resistencia máxima de los elementos que se conectarán.

Para ello se empleará:

$$t_{req} = l * \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.9 * F_y * B * N}}$$

1.2.3. Encamisados de Concreto Armado

En este subcapítulo describiremos la metodología de diseño del primer tipo de refuerzo que podría ser utilizado en la estructura. Este se diseñará como una columna

convencional según la N.T.P. E060 (2009), sin embargo, se tomarán en consideraciones algunos criterios del ACI 369 (06).

En Choque (2010), el diseño de elementos sometidos a flexocompresión, se fija una sección transversal con una determinada cantidad y distribución de acero, con lo cual se puede obtener una curva con diferentes valores de carga axial y momento flector conforme se varíe la posición del eje neutro. A esta curva se denomina diagrama de interacción.

La N.T.P. E060 (2009), numeral 10.9.1 indica que la cuantía en columnas debe estar entre el 1% y el 6% del área total " A_g ", de la sección de concreto.

Si la columna tuviera mayor sección de la requerida se podrá utilizar como mínimo 0.5% de cuantía mínima, numeral 10.8.3.

Para el diagrama de iteración se seguirá el siguiente procedimiento que detalla (Choque J. 2010):

- a. Se considera inicialmente una cuantía de acero de refuerzo aproximada de 1% del área bruta de la sección, con dicha cuantía se distribuye el refuerzo vertical, considerando la dirección del momento actuante mayor y las secciones críticas.
- b. Para esta distribución de refuerzo, se construyen los diagramas de interacción nominales (M_n , P_n) para ambas direcciones.
- c. Se afectan los valores nominales de carga axial y momento flector por el factor de reducción de resistencia " ϕ " y se obtiene el diagrama de interacción de diseño (ϕM_n , ϕP_n).
- d. Se trunca el diagrama de interacción a los máximos valores de carga axial ϕP_n , exigidos por la norma N.T.P. E060 (2009), el cual se obtiene afectándolos por un factor " α ".
- e. Luego se verifica que todos los pares correspondientes a las combinaciones de carga (M_u , P_u) se encuentren dentro del área encerrada por el diagrama de interacción de diseño, caso contrario se aumentan la cuantía de acero. (p.59)

Además, se deberán seguir los siguientes criterios del ACI 369 (06)

- Si es posible, se deben encamisar los cuatro lados de la columna.
- Para el diseño, se supone un comportamiento monolítico de las columnas compuestas.
- El espesor mínimo del encamisado debe ser de 10 cm para concreto premezclado.
- La cuantía de refuerzo del encamisado con respecto al área encamisada debe estar limitado entre 0.015 y 0.04, y por lo menos, se deben utilizar barras de 5/8" en cada esquina de los cuatro lados del encamisado.
- La resistencia a compresión " f'_c " del concreto nuevo debe ser mayor que la del concreto existente por 50 "Kg/cm²"

En UNPD/UNIDO (1983) se describen diferentes casos y detalles constructivos que se deben tener en cuenta al momento de graficar el encamisado, ya sea parcialmente, en una cara, hasta la losa, etc. Para nuestro caso en particular se considerará que el acero de refuerzo colocado será desde la cimentación hasta el término de la losa del entrepiso.

A continuación, un detalle del encamisado de columna:

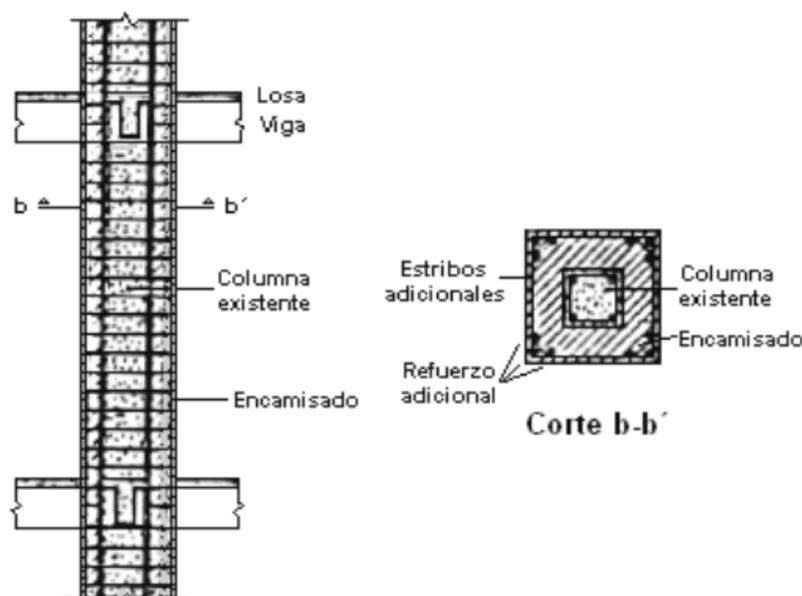


Figura N° 13 - Encamisado de una Columna hasta la Losa

Fuente: UNPD/UNIDO (1983)

Con estas consideraciones se logra continuidad en los elementos e incrementa la resistencia a flexión de los extremos del elemento.

1.3. Consideraciones de costos

El Ing. Jesús Ramos Salazar en el libro *Costos y Presupuestos en Edificación* menciona:

“La construcción es una actividad de un variado y heterogéneo espectro de obras que pueden ser desde la ejecución de un núcleo básico hasta una central hidroeléctrica, teniendo como una de sus principales características que se desarrolla en un determinado tiempo, de acuerdo con la obra, la cual la hace vulnerable a los efectos de la economía del medio en que se desenvuelve. Sin embargo, es denominador común en las obras de construcción la participación en el cálculo del presupuesto de obra de dos conceptos de costos: costos directos e indirectos”. (Ramos; 2003)

1.3.1. Costos directos

En el mismo texto el Ing. Ramos define al costo directo como:

“Es la suma de los costos de materiales, mano de obra (incluyendo leyes sociales), equipos, herramientas, y todos los elementos requeridos para la ejecución de una obra. Estos costos directos que se analizan de cada una de las partidas conformantes de una obra pueden tener diversos grados de aproximación de acuerdo con el interés propuesto. Sin embargo, el efectuar un mayor refinamiento de estos no siempre conduce a una mayor exactitud porque siempre existirán diferencias entre los diversos estimados de costos de la misma partida. Ello debido a los diferentes criterios que se pueden asumir, así como a la experiencia del Ingeniero que elabore los mismos. En este capítulo, se presenta en forma ordenada la metodología para llegar a la determinación del costo unitario directo en las diversas partidas que conforman la obra de edificación, las mismas que deben tomarse de modo referencial teniendo en consideración que cada analista de costos elaborará el costo unitario directo de cada partida en función de las características de cada obra y específicamente de materiales, rendimiento de mano de obra de la zona y equipo a utilizar, entre otros”. (Ramos; 2003)

1.3.2. Costos indirectos

En Ramos (2003) se califica al costo indirecto en construcción como los gastos que no se materializa en el producto. Este costo se puede dividir en gastos generales y utilidades.

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL MÓDULO EXISTENTE

2.1 Descripción de la arquitectura de la estructura existente

Los colegios tipo Apenkai son de 3 niveles con tres aulas rectangulares alineadas y una en forma octogonal unidas por pasadizos en los dos primeros pisos. La forma de la planta parece una “L”, la luz del pórtico que recibe las cargas del techo tiene 7.80 m separados a 4.20 m uno del otro y la luz del módulo octogonal es de 8.40 m. El área construida aproximada de 1,068.91 m². Cuentan con 4 aulas y un salón administrativo por piso. La estructura está conformada por pórticos de concreto armado en la dirección X y muros de albañilería confinada en la dirección Y. En la Figura N° 14 se ve la vista en planta:

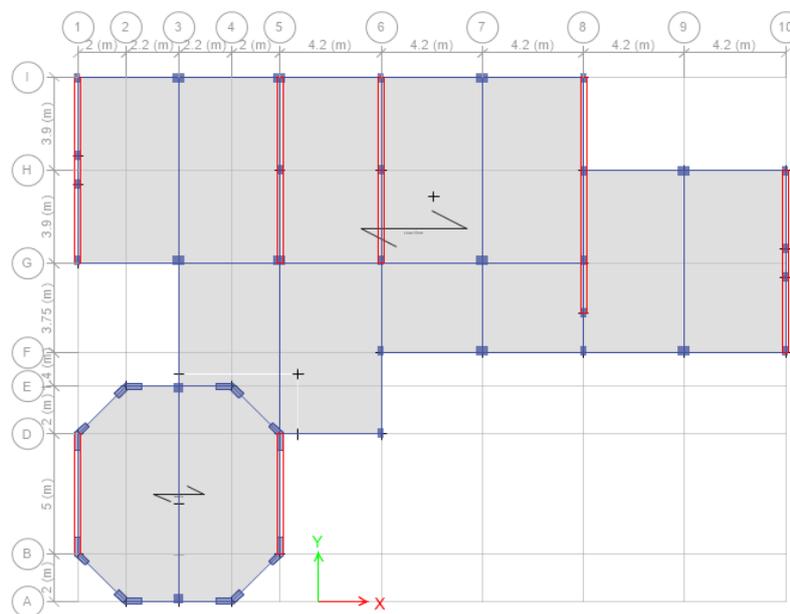


Figura N° 14 - Planta del Módulo Apenkai (1er Piso)

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar en la distribución en planta su irregularidad. Los techos son losas aligeradas unidireccionales con espesor de 20 cm. Las aulas tienen ventanas en los muros no portantes. Los alféizares de las ventanas son muros de mampostería (tabiques) sin separación de las columnas y sin confinamiento en los bordes. La altura de piso a piso es de 3 m y el desplante de 0.8 m. Debido a la flexibilidad de los pórticos, en un sismo las columnas chocan con los tabiques produciendo el fenómeno de columna corta y causando la falla de la tabiquería.

2.2 Consideraciones para el modelo matemático de la estructura existente

Se realizará el modelado de la estructura por el software ETABS. Este módulo de tres niveles está compuesto por un sistema mixto de pórticos y muros de albañilería de ladrillo, se siguieron las especificaciones técnicas de los planos considerando para el concreto un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, para el acero un $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ y para la albañilería un $f'm = 50 \text{ kg/cm}^2$. Según los planos estructurales, crearon las secciones de las columnas y vigas, los muros de albañilería confinada de 25 cm como tipo “shell-thin” y las losas de 20 cm como tipo “membrane” sin espesor, ya que se adicionará su peso como carga externa. En la Figura N° 15 se observa el modelo tridimensional.

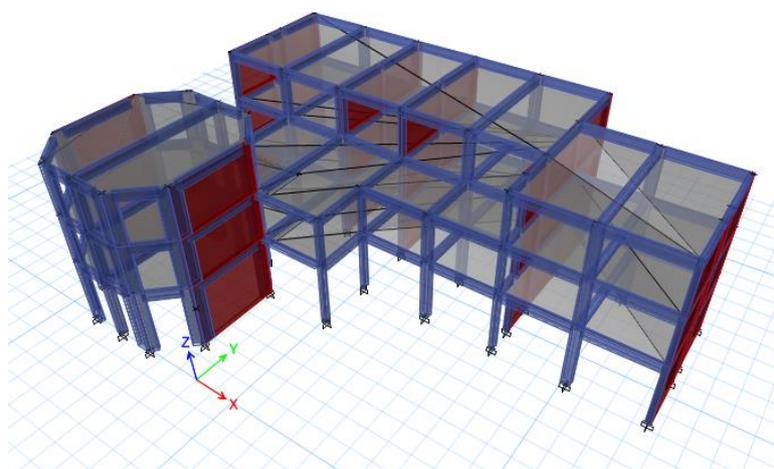


Figura N° 15 - 3D del Módulo Apenkai

Fuente: Elaboración propia

Las cargas muertas provenientes de muros portantes, vigas, columnas y placas serán asumidas por el software considerando como el peso específico de la albañilería de $1,800 \text{ kg/m}^3$ y el del concreto de $2,400 \text{ kg/m}^3$.

Debido a la inexistencia de confinamiento en la tabiquería no se ha modelado. Entonces, para los muros no portantes y losas, las cargas muertas serán asignadas como cargas externas. Las losas aligeradas de $h=0.20\text{m}$ y tendrán un peso estimado de 300 kg/m^2 . Además, se considerará un piso terminado de 100 kg/m^2 .

Los muros no portantes son de 2 tipos según su altura, el peso específico considerado es para unidades de albañilería cocida hueca con $1,350 \text{ kg/m}^3$ y las cargas asignadas al modelo serán las siguientes:

- Tabique con ventana (altura 2.75 m, e = 0.15 m) = 560 kg/m.
- Parapeto del pasadizo (altura 1.2m, e = 0.15m) = 250 kg/m.

De la Tabla N° 8 de carga mínima repartida, se tomarán las siguientes cargas vivas de diseño:

- 250 kg/m² para aulas.
- 400 kg/m² para pasadizos.
- 100 kg/m² para azotea.

La estructura presenta gran irregularidad, por lo que se ha visto necesario evaluar la rigidez del diafragma por el método cuantitativo del UBC-97:

Tabla N° 12 – Evaluación del diafragma del módulo Apenkai - Método UBC-97

Piso	Δ Max Desp Flexible	Δ Story	$\frac{\Delta \text{ Flexible}}{\Delta \text{ Story}}$	Verificación
Piso 3 D2 (SX)	51.772	45.85	1.129	Rígido
Piso 3 D2 (SY)	38.373	15.42	2.489	Flexible
Piso 3 D1 (SX)	9.544	8.18	1.166	Rígido
Piso 3 D1 (SY)	23.458	10.77	2.178	Flexible
Piso 2 (SX)	43.739	28.68	1.525	Rígido
Piso 2 (SY)	32.404	12.28	2.638	Flexible
Piso 1 (SX)	27.565	15.11	1.825	Rígido
Piso 1 (SY)	19.109	7.45	2.565	Flexible

Fuente: Elaboración propia

Como se puede ver en los resultados de la Tabla N° 12, el diafragma al ser evaluado considerando el sismo en no sería rígido. Por ello, se considerará para el análisis un diafragma flexible.

2.2 Consideraciones para el análisis sismorresistente de la estructura existente

Para esta investigación se analizará el diseño de los módulos con los requerimientos de la Norma E030-2016. Para este caso en específico se realizará un análisis dinámico modal espectral y se tuvieron en cuantas las siguientes consideraciones:

- $Z = 0.45$ (Zona 4 – Independencia, Lima, Lima – Perú) – Figura N° 5.
- $S = 1.05$ (Suelo intermedio S_2 , según EMS) – Tabla N° 2.
- $T_p = 0.6$ seg. y $T_L = 2.0$ seg. – Tabla N° 3.
- $U = 1.5$ (A2 - Edificaciones esenciales). – Tabla N° 4.

- $R_0X = 8$ (Pórticos de concreto armado). – Tabla N° 5.
- $R_0Y = 3$ (Albañilería confinada). – Tabla N° 5.

Según la norma no se puede usar el sistema de pórticos de concreto armado para edificaciones esenciales en la zona costera.

Para determinar las irregularidades de la edificación y determinar el espectro de respuesta, se evaluó la estructura según las Tablas N° 6 y N° 7, obteniendo los siguientes resultados que aplican:

- Irregularidad por esquinas entrantes: $I_p = 0.9$

Tabla N° 13 – Irregularidad por esquinas entrantes – módulo apenkai

X (m)	Y (m)	20%*X (m)	20%*Y (m)
29.4	11.55	5.88	2.31
Ubicación	A -X	B-Y	Verificación
	m	m	
Esquina 1	0.00	0.00	No hay
Esquina 2	4.20	3.75	Si hay
Esquina 3	8.20	3.90	Si hay
Esquina 4	0.00	0.00	No hay

Fuente: Elaboración propia

- Irregularidad extrema de rigidez: $I_a = 0.5$

Tabla N° 14 – Irregularidad extrema de rigidez – módulo apenkai

Piso	Caso	Elevación	Desp. Prom	Δ_{prom-X}	$\frac{\Delta_{prom-Xi}}{\Delta_{prom-Xi+1}}$	Verificación
		m	mm	max		
Piso 3 - D2	SDX Max	10	45.854	0.002769		
Piso 2 - D2	SDX Max	7	37.546	0.005010	1.81	Extrema
Piso 1 - D2	SDX Max	4	22.516			
Piso 3 - D1	SDX Max	10	8.182	0.000519		
Piso 2 - D1	SDX Max	7	6.624	0.000943	1.82	Extrema
Piso 1 - D1	SDX Max	4	3.794			
Piso 2	SDX Max	7	28.679	0.004525		
Piso 1	SDX Max	4	15.105	0.003776	0.83	No hay
Piso 3 - D2	SDY Max	10	15.417	0.001045		
Piso 2 - D2	SDY Max	7	12.281	0.001610	1.54	Si hay
Piso 1 - D2	SDY Max	4	7.451			
Piso 3 - D1	SDY Max	10	10.770	0.000532		
Piso 2 - D1	SDY Max	7	9.174	0.000987	1.85	Extrema
Piso 1 - D1	SDY Max	4	6.213			
Piso 2	SDY Max	7	12.281	0.001610		
Piso 1	SDY Max	4	7.451	0.001863	1.16	No hay

Fuente: Elaboración propia

- Irregularidad geométrica vertical: $I_a = 0.9$

Tabla N° 15 – Irregularidad geométrica vertical – módulo apenkai

Ubicación	Piso 2	Piso 3	$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	Verificación
	m	m		
Eje 1,3,5,6,7	11.55	7.80	1.48	Si hay
Eje F	29.40	8.40	3.50	Si hay

Fuente: Elaboración propia

Como se observa del análisis, la configuración estructural presenta muchas irregularidades, las cuales no son permitidas para las instituciones educativas según la norma.

De estos resultados consideraremos los menores tanto en planta como en altura para graficar el espectro. Además, para efectuar el análisis dinámico se han determinado las masas de cada piso, considerándolas concentradas en los niveles de entrepiso con el porcentaje adicional de la carga viva, siendo del 50% para los primeros pisos y 25% para la azotea.

El programa ETABS determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras. Sin embargo, debido a la flexibilidad existente en el diafragma se asumió 45 modos, de tal manera que en cada dirección las masas efectivas sean por lo menos el 90% de la masa de la estructura. Por último, se crean los casos del sismo considerando los criterios de combinación para cada modo con el método CQC, una fracción de amortiguamiento de 0.05 y una excentricidad accidental de 0.05 veces la dimensión del edificio.

2.3 Resultados de análisis de la estructura existente

En esta estructura de tres niveles se encontró un periodo fundamental de 0,546 segundos y los factores de participación de masa efectiva se muestran en la Tabla N° 16.

Tabla N° 16 – Factores de Masa Efectiva por Modo – módulo Apenkai

Modo	Periodos	UX	UY	RZ
1	0.546	67.630%	0.001%	6.940%
2	0.42	1.650%	0.001%	7.860%
3	0.321	0.510%	2.770%	1.520%
4	0.298	0.310%	12.360%	12.550%
5	0.294	0.700%	2.290%	1.720%
6	0.277	5.650%	0.020%	8.180%
7	0.27	9.490%	2.000%	6.350%
8	0.249	1.080%	18.750%	4.220%
9	0.222	0.140%	0.070%	0.450%
10	0.197	0.010%	0.070%	0.220%
...
36	0.1	0.001%	0.050%	0.000%
37	0.1	0.004%	4.360%	5.810%
38	0.098	0.550%	0.010%	0.100%
39	0.094	0.000%	3.620%	6.600%
40	0.094	0.003%	5.640%	7.630%
41	0.094	0.000%	2.110%	6.300%
42	0.093	0.010%	0.870%	1.380%
43	0.09	0.210%	0.003%	0.120%
44	0.089	0.010%	0.220%	0.420%
45	0.087	0.010%	0.002%	0.010%

Fuente: Elaboración propia

Con lo ya se describió anteriormente, se obtuvieron parámetros iniciales del modelo a analizar. Este período es grande comparado con la estimación rápida de la norma para pórticos de concreto armado sin muros de corte que sería de 0.286 segundos. Este resultado se puede deber a la irregularidad extrema que tiene la estructura y a la flexibilidad de las losas.

Como se diseñará con los valores de esfuerzos obtenidos del análisis dinámico, se debe hacer una verificación por fuerza mínima en la base como se menciona en la norma, en la siguiente tabla se ven la cortante para cada piso y en ambas direcciones con la relación entre el 90% del estático y dinámico.

Tabla N° 17 – Fuerzas Cortantes por Piso – módulo apenkai

Piso	Dinámico		Estático		0.9VX _{ESTÁTICO}	0.9VY _{ESTÁTICO}
	VX (kg)	VY (kg)	VX (kg)	VY (kg)	VX _{DINÁMICO}	VY _{DINÁMICO}
Piso 3	129,455.31	235,284.53	196,779.20	524,741.88	1.37	2.01
Piso 2	292,299.86	523,531.54	420,641.16	1,121,704.00	1.30	1.93
Piso 1	391,731.17	713,401.63	555,426.48	1,481,130.00	1.28	1.87

Fuente: Elaboración propia

Debido a que no cumple lo señalado anteriormente, los valores de los esfuerzos resultantes de la superposición modal, multiplicados por estos factores obtenidos en cada dirección de análisis.

2.4 Verificación de rigidez de la estructura existente

En las siguientes tablas se calcularon los desplazamientos relativos inelásticos ocasionados por los sismos en ambas direcciones y se verificaron según la norma. Para el sismo en X como el sistema estructural es de pórticos de concreto armado las derivas deben ser menores a 0.7%.

Tabla N° 18 – Derivas del módulo existente en X

Piso	Caso	$\Delta_{inelastico-i}$	Verificación
Piso 3 - D2	SDX Max	1.44%	No cumple
Piso 3 - D1	SDX Max	0.36%	Cumple
Piso 2	SDX Max	2.91%	No cumple
Piso 1	SDX Max	3.71%	No cumple

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar, el máximo desplazamiento relativo de todos los entrepisos inelástico es mucho mayor al permisible de la norma, excepto en el último piso de la torre octogonal.

Para la verificación en el otro sentido del análisis, el sistema estructural es de albañilería confinada, por lo tanto, la distorsión debe ser menor a 0.5%.

Tabla N° 19 – Derivas del módulo existente en Y

Piso	Caso	$\Delta_{inelastico-i}$	Verificación
Piso 3 - D2	SDY Max	1.01%	No cumple
Piso 3 - D1	SDY Max	0.13%	Cumple
Piso 2	SDY Max	0.74%	No cumple
Piso 1	SDY Max	0.99%	No cumple

Fuente: Elaboración propia

Se ve que es similar al análisis en el otro sentido, ya que solo cumple en el tercer piso de la torre. Por ello, que la estructura carece de una rigidez adecuada para las solicitaciones sísmicas que la zona y la configuración estructural le demandan.

3. PROPUESTAS PARA EL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

3.1 Partición de la estructura existente

Como se mencionó en el capítulo anterior la configuración estructural del módulo Apenkai presenta irregularidades en planta y en elevación, las cuales no son permitidas para las edificaciones esenciales, según la Norma E030-2016.

Por ello, consideramos indispensable el independizar el módulo octogonal del rectangular por tres motivos: para mejorar el comportamiento sismorresistente, solucionar los problemas de irregularidad y conseguir un comportamiento rígido del diafragma de los entrepisos.

a) Características del módulo octogonal:

Se realizó un corte en el “eje F” quedando la sección octogonal de tres pisos con parte del pasadizo de los dos primeros niveles, como se muestra a continuación:

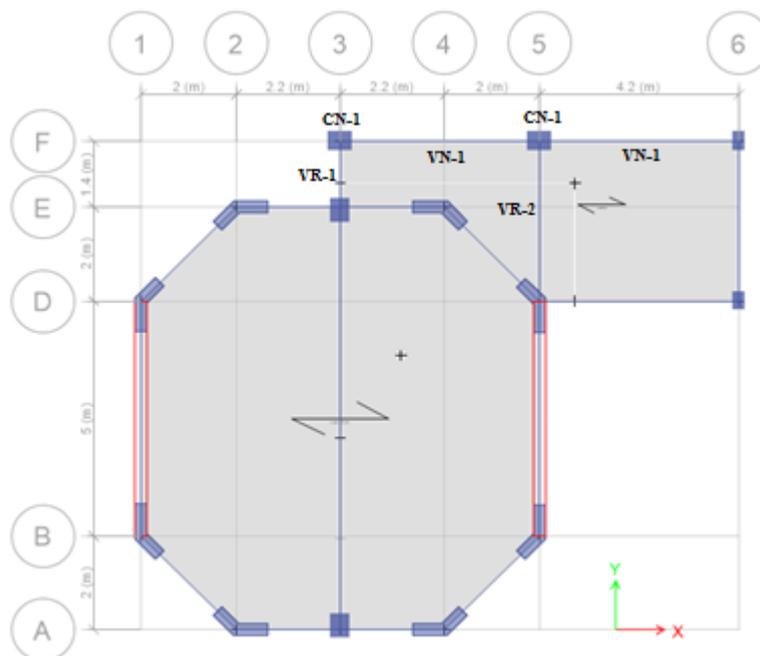


Figura N° 16 - Planta del Módulo Octogonal (1er Piso)

Fuente: Elaboración propia

A la nueva estructura se le denominara como módulo octogonal, el cual tendría nuevos elementos y necesitaría reforzamiento en otros, como se muestran en la figura anterior.

b) Características del módulo rectangular:

La otra parte de la estructura estaría conformada por la sección de aulas rectangulares de 3 niveles y parte del pasadizo, como se muestra:

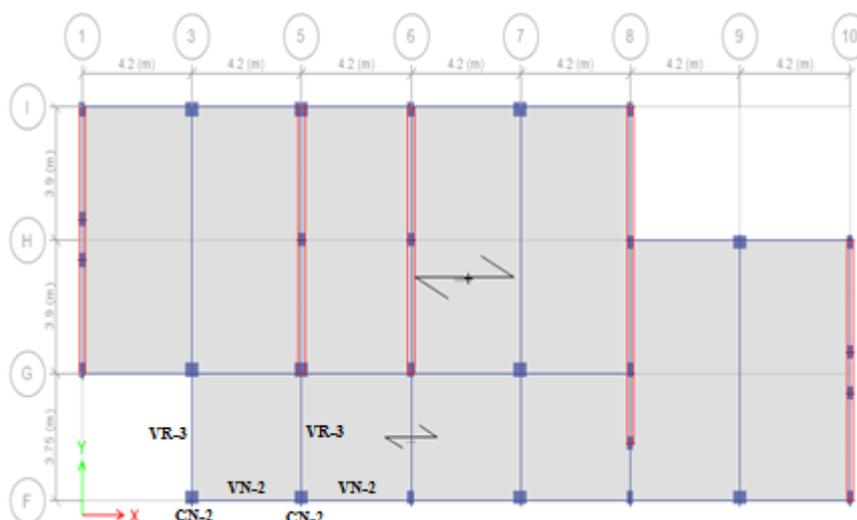


Figura N° 17 - Planta del Módulo Rectangular (1er Piso)

Fuente: Elaboración propia

A este se le llamará módulo rectangular y al igual que el otro se le añadirán y reforzarán elementos para una correcta configuración estructural.

3.1.1 Evaluación del módulo octogonal

Como en el caso de la estructura existente, es necesario realizar una nueva evaluación, ya que la configuración y dimensiones de las nuevas estructuras cambiaron completamente. Por ende, realizaremos un análisis por separado a ambos módulos.

a) Consideraciones para el análisis del módulo octogonal:

Tanto los parámetros de ubicación como estructuración se mantienen como la estructura inicial, excepto por los siguientes cambios:

- Se asumirá que las losas de los entrepisos son infinitamente rígidas, ya que la irregularidad en planta es mínima.
- Al ser un diafragma rígido, como se menciona en la norma se asumirán 3 grados de libertad por piso.

- Irregularidad por esquinas entrantes: $I_p = 0.9$

Tabla N° 20 – Irregularidad por esquinas entrantes – módulo octogonal

X (m)	Y (m)	20%*X (m)	20%*Y (m)
12.6	10.4	2.52	2.08
Ubicación	A -X	B-Y	Verificación
	m	m	
Esquina 1	3.40	4.20	Si hay
Esquina 2	2.00	2.00	No hay
Esquina 3	0.00	0.00	No hay
Esquina 4	6.20	7.00	Si hay

Fuente: Elaboración propia

- Irregularidad extrema de rigidez: $I_a = 0.5$

Tabla N° 21 – Irregularidad extrema de rigidez – módulo octogonal

Piso	Caso	Elevación	Desp. Prom	Δ_{prom-X}	$\frac{\Delta_{prom-Xi}}{\Delta_{prom-Xi+1}}$	Verificación
		m	mm	max		
Piso 3 - D1	SDX Max	10	9.764	0.000660		
Piso 2 - D1	SDX Max	7	7.784	0.001110	1.68	Extrema
Piso 1 - D1	SDX Max	4	4.453			
Piso 2	SDX Max	7	7.809	0.001113		
Piso 1	SDX Max	4	4.470	0.001118	1.00	No hay
Piso 3 - D1	SDY Max	10	7.167	0.000495		
Piso 2 - D1	SDY Max	7	5.681	0.000785	1.59	Si hay
Piso 1 - D1	SDY Max	4	3.326			
Piso 2	SDY Max	7	6.392	0.000873		
Piso 1	SDY Max	4	3.772	0.000943	1.08	No hay

Fuente: Elaboración propia

- Irregularidad geométrica vertical: $I_a = 0.9$

Tabla N° 22 – Irregularidad geométrica vertical – módulo octogonal

Ubicación	Piso 2	Piso 3	$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	Verificación
	m	m		
Eje 3	10.40	9.00	1.16	No hay
Eje 5	8.40	5.00	1.68	Si hay
Eje D	12.60	8.40	1.50	Si hay

Fuente: Elaboración propia

La estructura se comporta mejor, aunque siguen existiendo irregularidades. Para este nuevo análisis se considerarán 9 modos de vibración.

b) Resultados del análisis del módulo octogonal:

El periodo fundamental es de 0,245 segundos, el cual es cercano al calculado por la norma y los factores de participación de masa efectiva se muestran en la Tabla N° 23.

Tabla N° 23 – Factores de Masa Efectiva por Modo – módulo octogonal

Modo	Periodos	UX	UY	RZ
1	0.245	89.090%	0.003%	0.003%
2	0.141	0.001%	51.210%	40.190%
3	0.126	0.020%	38.090%	50.810%
4	0.074	7.900%	0.002%	0.200%
5	0.046	0.040%	4.610%	2.150%
6	0.043	1.480%	0.300%	0.002%
7	0.042	0.000%	0.000%	0.000%
8	0.041	0.001%	3.120%	3.800%
9	0.038	0.000%	0.000%	0.000%

Fuente: Elaboración propia

Se observa que ahora se cumple que los tres primeros modos de vibración sean en X, Y y rotación en Z, ya que ahora se ha considerado un diafragma rígido.

En la verificación por fuerza mínima en la base, se ven la cortante dinámica sigue muy por debajo de la estática, por ende, se tendrán que multiplicar los resultados por el factor calculado en la siguiente tabla:

Tabla N° 24 – Fuerzas Cortantes por Piso – módulo octogonal

Piso	Dinámico		Estático		$0.9VX_{ESTÁTICO}$	$0.9VY_{ESTÁTICO}$
	VX (kg)	VY (kg)	VX (kg)	VY (kg)	$VX_{DINÁMICO}$	$VY_{DINÁMICO}$
Piso 3	44,148.50	99,280.40	51,233.25	136,621.30	1.04	1.24
Piso 2	101,260.99	227,721.11	113,448.92	302,528.91	1.01	1.20
Piso 1	135,993.51	307,783.20	152,051.26	405,467.96	1.01	1.19

Fuente: Elaboración propia

Se observa que los factores se redujeron considerablemente al compararlos con el análisis inicial.

c) Verificación de rigidez del módulo octogonal:

Se calcularon nuevamente los desplazamientos relativos inelásticos. Para el sismo en X e Y, como el sistema estructural se mantiene, las derivas deben ser menores a 0.7% y 0.5% respectivamente. En las siguientes tablas se observan las derivas:

Tabla N° 25 – Derivas del módulo octogonal en X

Piso	Caso	$\Delta_{inelastico-i}$	Verificación
Piso 3	SDX Max	0.24%	Cumple
Piso 2	SDX Max	0.41%	Cumple
Piso 1	SDX Max	0.42%	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 26 – Derivas del módulo octogonal en Y

Piso	Caso	$\Delta_{inelastico-i}$	Verificación
Piso 3	SDY Max	0.07%	Cumple
Piso 2	SDY Max	0.17%	Cumple
Piso 1	SDY Max	0.19%	Cumple

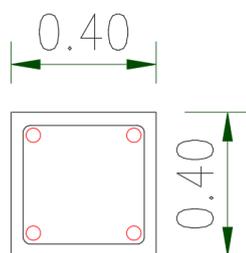
Fuente: Elaboración propia

Al determinar la distorsión en ambas direcciones se confirma el cumplimiento de estos con la norma.

d) Diseño de nuevos elementos estructurales del módulo octogonal:

Por motivo de la separación de la edificación en dos partes, es necesario adicionar elementos estructurales. Se diseñarán los nuevos elementos para que cumplan con todas las cargas solicitadas según la norma E060.

Primero, se diseñarán las columnas y se mostrará el proceso de la más crítica, la cual es la columna F-5. A continuación, se muestra el detalle de la nueva columna.



4 \varnothing 1"
ESTRIBOS \varnothing 3/8" @ 0.25
DETALLE DE COLUMNA CN-1

Figura N° 18 – Detalle de columna nueva rectangular F-5

Fuente: Elaboración propia

Se realizará el diseño por flexocompresión diseñaran las columnas y se mostrara el proceso de la más crítica, la cual es la columna F-5. A continuación, se muestra el detalle de la nueva columna.

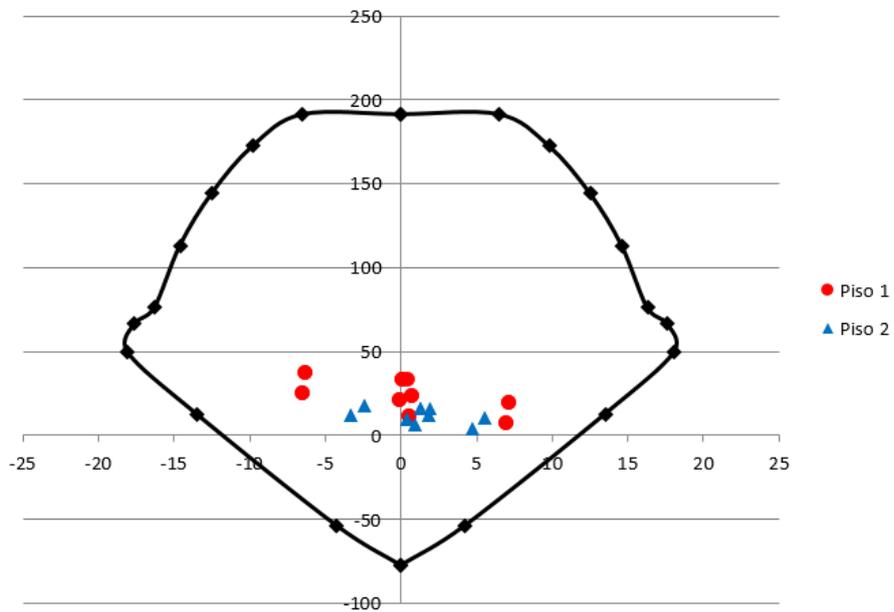


Figura N° 19 – Diagrama de interacción de diseño C-F-5 X-X

Fuente: Elaboración propia

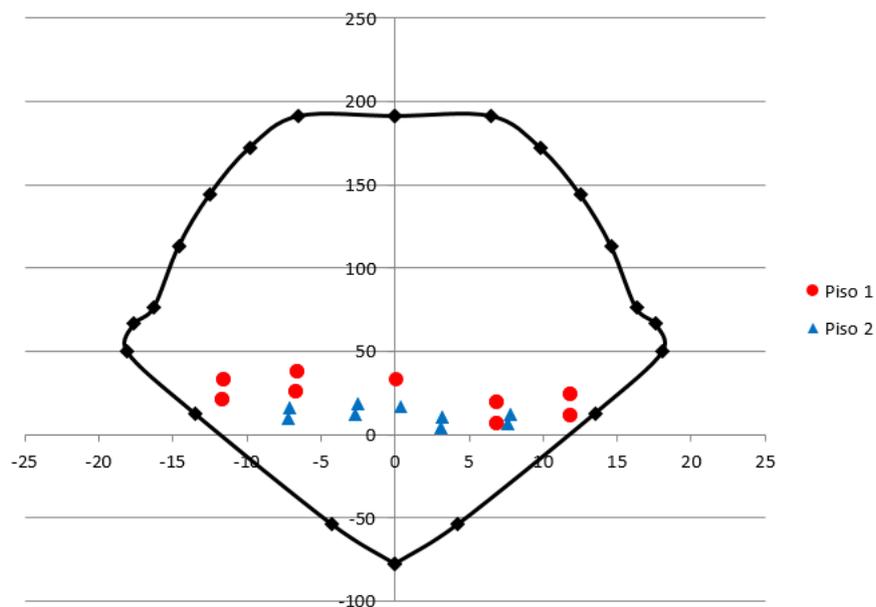


Figura N° 20 – Diagrama de interacción de diseño C-F-5 Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Se ve que las combinaciones últimas están dentro del diagrama de interacción de diseño, por lo que las dimensiones y el refuerzo longitudinal son los adecuados.

Luego, se realizará el diseño por cortante para calcular los estribos de confinamiento y se seguirán las pautas de distribución y espaciamientos según la norma E060, los resultados del diseño se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° 27 – Diseño por cortante de la columna C-F-5

	Vu	Vu max	bw	d	Pu min	Vc	Vs	Barras	Av	s
	tonf	tonf	cm	cm	tonf	kgf	tonf		cm ²	cm
Lado X-X	13.1	47.40	40	37	7.67	11756	3.6	2	0.71	60.54
Lado Y-Y	13.1	47.40	40	37	7.67	11756	3.6	2	0.71	60.54

Fuente: Elaboración propia

Además, se verificó si existían efectos de esbeltez en las columnas. Se procedió a verificar la estabilidad de los entrepisos para determinar si se podía considerar a las columnas como arriostradas.

A continuación, se presenta el cálculo del índice de estabilidad del entrepiso con el análisis en ambas direcciones.

Tabla N° 28 – Índice de estabilidad del entrepiso X-X – módulo octogonal

Piso	Pu (ton)	∑Pu (ton)	Δo (cm)	∑Pu*Δo	Vus (ton)	h (m)	Q
3	54.6	54.6	0.2	10.92	44.1	2.75	0.0009
2	102.8	157.4	0.34	53.516	101.3	2.75	0.0019
1	108.2	265.6	0.45	119.52	136.0	2.75	0.0032

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 29 – Índice de estabilidad del entrepiso Y-Y – módulo octogonal

Piso	Pu (ton)	∑Pu (ton)	Δo (cm)	∑Pu*Δo	Vus (ton)	h (m)	Q
3	54.6	54.6	0.15	8.19	99.3	2.75	0.0003
2	102.8	157.4	0.3	47.22	227.7	2.75	0.0008
1	108.2	265.6	0.43	114.208	307.8	2.75	0.0013

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en ambas direcciones el factor $Q < 0.06$, por tanto, la estructura es arriostrada (sin desplazamientos laterales).

Después, se verificará los efectos de esbeltez pueden ser ignorados según la E.060, numeral 10.12.2, donde se verifica que $ln \times k/r < 34$.

Tabla N° 30 – Verificación de esbeltez C-F-5

Analisis	k	r (mm)	Ln (m)	k x ln/r
X-X	1.0	115.5	2.75	23.81
Y-Y	1.0	115.5	2.75	23.81

Fuente: Elaboración propia

Entonces, se ignorarán los efectos de esbeltez y la columna F-3 tendrá las mismas características para mayor simplicidad en el proceso constructivo.

Segundo, las nuevas vigas se diseñarán tomando en cuenta el caso más crítico, que en este caso sería la viga del eje F 3-5, a continuación se detalla la sección central.

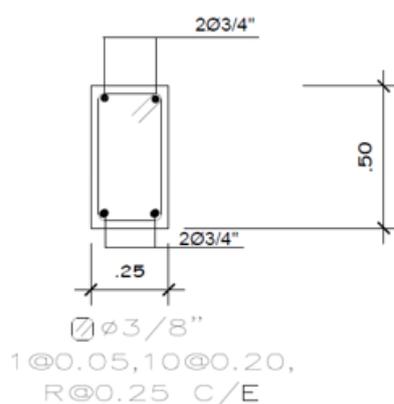


Figura N° 21 – Detalle de la sección de la viga del eje F 3-5

Fuente: Elaboración propia

Se comenzó con el diseño por flexión, dando los siguientes resultados para los diferentes tramos de la viga:

Tabla N° 31 – Diseño por flexión de la viga del eje F 3-5

Viga VN-1	Mu	As	As colocado	
	Tn-m	cm2		
Izquierda (+)	8.23	5.14	5.70	2Ø3/4"
Izquierda (-)	10.06	6.37	6.97	2Ø3/4"+1Ø1/2"
Central (+)	0.89	2.70	5.70	2Ø3/4"
Central (-)	0.19	2.70	5.70	2Ø3/4"
Derecha (+)	7.57	4.71	5.70	2Ø3/4"
Derecha (-)	9.53	6.01	6.97	2Ø3/4"+1Ø1/2"

Fuente: Elaboración propia

Se colocará un estribo de $\text{Ø}3/8''$, teniendo como $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$. Y con un espaciamento $s = 20 \text{ cm}$.

Tabla N° 32 – Diseño por corte de la viga del eje F 3-5

VN-1				
$A_v =$	1.42	cm^2		
$\text{Ø}V_n =$	2.108	Ton		
$V_c =$	8.75	Ton		
$V_s =$	13.59	Ton		
$S =$	20	cm		
$\text{Ø}V_n =$	18.98	$>$	2.108	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra el detalle del acero de la viga:

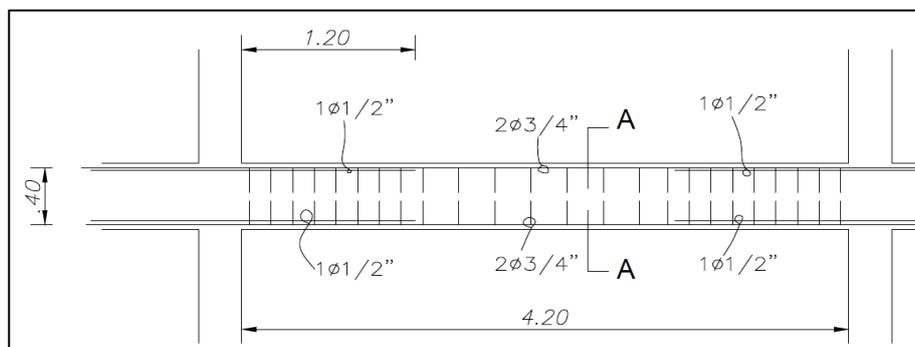


Figura N° 22 – Detalle del acero viga del eje F 3-5

Fuente: Elaboración propia

La otra viga tendrá las mismas características que el diseño antes detallado.

Por último, se determinará la junta de separación sísmica según la norma E030.

El valor de S debe tomarse como el mayor de las siguientes expresiones, como la parte en la separación solo hay dos pisos se tomará como altura total 6 m:

- $S > 2/3 \times (0.57 + 0.94) = 1.01 \text{ cm}$
- $S = 0.006 \times (600) = 3.6 \text{ cm}$
- $S > 3 \text{ cm}$

Se tomará la mitad del mayor valor redondeando queda 2 cm.

e) **Verificación de elementos estructurales del módulo octogonal:**

Para las columnas se encontró que un tipo de sección no cumplía la demanda solicitada, a continuación, se mostrará el análisis para el caso más crítico.

• **Columna E-4**

Este tipo de columna tiene una sección similar a “V” con un ángulo de inclinación de 45° en un extremo, en total son 8 por piso, los cuales forman el octógono. En la imagen se puede observar el detalle de las medidas y refuerzo longitudinal y transversal.

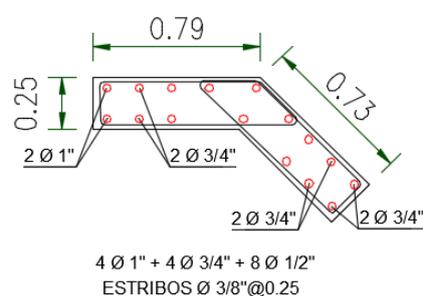


Figura N° 23 – Detalle de columna en “V” E-4

Fuente: Elaboración propia

Se comenzó realizando la verificación del diseño por flexocompresión siguiendo las pautas de la Norma E060 dando los siguientes resultados en los diagramas de interacción:

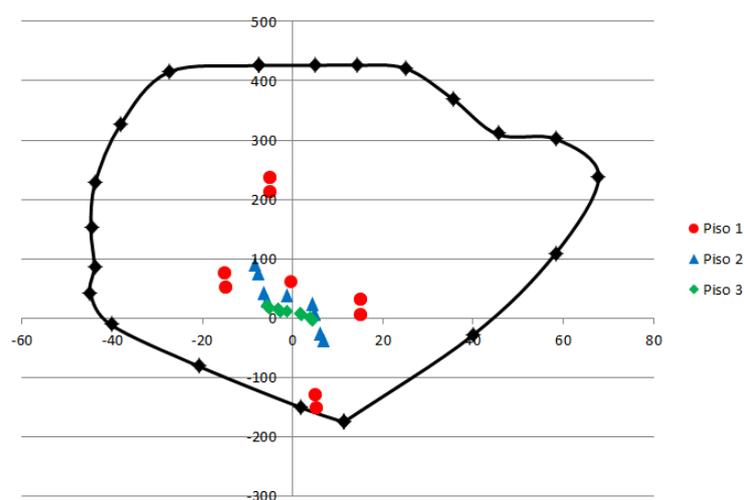


Figura N° 24 – Diagrama de interacción de diseño C-E-4 X-X

Fuente: Elaboración propia

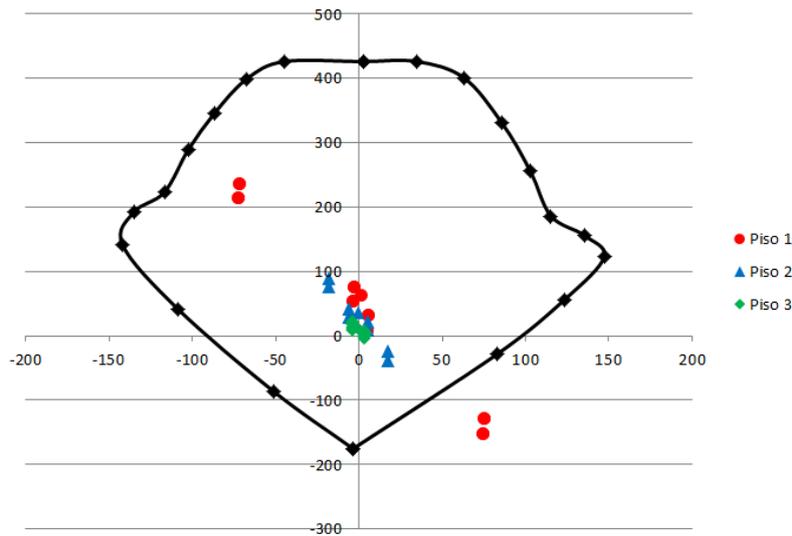


Figura N° 25 – Diagrama de interacción de diseño C-E-4 Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en la gráfica del análisis en sentido Y-Y, algunas combinaciones superan la curva y esto ocurre en todas las columnas de este tipo en el primer piso.

Además, se procedió a verificar el diseño por cortante según la Norma E060, donde se detalla que el cortante último de diseño no debe superar el cortante máximo.

Tabla N° 33 – Verificación de cortante C-E-4 (1er Piso)

	Barras	Av	s	bw	d	Vs	Pu min	Vc	$\phi(Vs + Vc)$	Vu max
		cm ²	cm	cm	cm	kgf	tonf	kgf	tonf	tonf
Lado 1 Y-Y	2	0.71	10	25	70	41748	7.13	13816	47.23	56.05
Lado 2 Y-Y	3	0.71	10	79	22	19681	7.13	13693	28.37	55.66
Lado 1 X-X	3	0.71	10	73	22	19681	7.13	12679	27.51	51.43
Lado 2 X-X	2	0.71	10	22	76	45326	7.13	13218	49.76	53.55

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados de la tabla en todos los casos el $V_U < V_{U \max}$, por tanto, el diseño planteado es correcto y no se necesita realizar ninguna modificación ni refuerzo en ninguna de las columnas de esta sección debido a falla por cortante.

Ninguna columna en todo el módulo tipo octogonal sufre alguna falla por cortante y todas cumplen con los criterios de espaciamiento y distribución de estribos según la norma.

Para el caso de la columna analizada se verificará si los efectos de esbeltez según la norma:

Tabla N° 34 – Verificación de esbeltez C-E-4

Analisis	k	r (mm)	Ln (m)	k x ln/r
X-X	1.0	166.7	2.75	16.496701
Y-Y	1.0	357.2	2.75	7.6987682

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar, los efectos de esbeltez se pueden ignorar para este tipo de sección, y al realizar el mismo tipo de análisis se encontró que ninguna columna sufre por este fenómeno.

- **Viga EJE 3-AE**

Se realizó el análisis de las vigas en los primeros pisos, evaluándolas por flexión, corte, deflexión y figuración, dando solo resultados negativos en flexión.

A continuación, se muestra una gráfica con los momentos últimos dados por ETBAS y de diseño de la viga escogida del análisis de flexión.

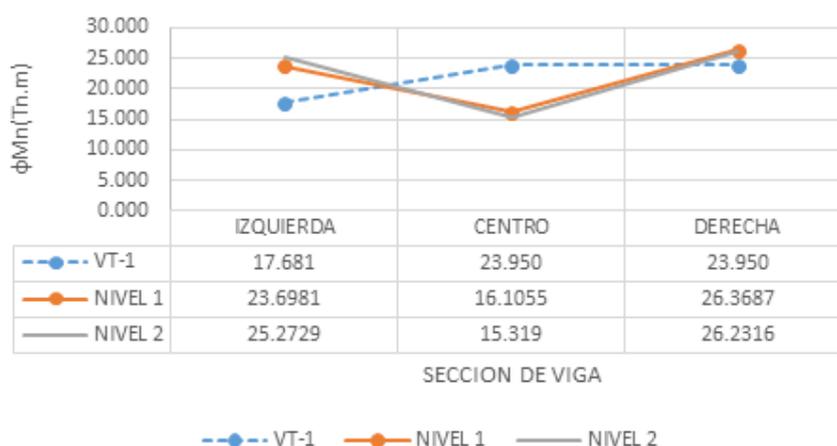


Figura N° 26 – Grafica de momentos de la Viga del eje 3 A-E

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en los extremos de la viga las cargas ultimas superan las resistentes. Por ello, va a ser necesario incrementar el refuerzo longitudinal en las zonas de confinamiento.

3.1.2 Evaluación del módulo rectangular

Para el caso de la otra estructura de forma rectangular, se realizará la nueva evaluación estructural.

a) Consideraciones para el análisis del módulo rectangular:

Se realizarán los siguientes cambios:

- Se realizó nuevamente el análisis de rigidez de los diafragmas del entrepiso, ya que presenta gran diferencia entre las dimensiones del ancho y largo de planta.

Tabla N° 35 – Evaluación del diafragma del módulo rectangular - Método UBC-97

Piso	Δ Max Desp Flexible	Δ Story	$\frac{\Delta \text{ Flexible}}{\Delta \text{ Story}}$	Verificación
Piso 3 (SX)	49.622	44.00	1.128	Rígido
Piso 3 (SY)	38.089	16.88	2.257	Flexible
Piso 2 (SX)	41.955	36.04	1.164	Rígido
Piso 2 (SY)	31.863	14.03	2.271	Flexible
Piso 1 (SX)	26.607	21.63	1.230	Rígido
Piso 1 (SY)	20.139	8.62	2.336	Flexible

Fuente: Elaboración propia

Como se puede ver en las tablas anteriores, existe flexibilidad en el sentido Y. Por ello, se considerará para el análisis un diafragma flexible.

- Al ser un diafragma flexible, se considerarán 35 modos de vibración con los que superan el 90% de la sumatoria de masas participativas.
- Irregularidad por esquinas entrantes: $I_p = 0.9$

Tabla N° 36 – Irregularidad por esquinas entrantes – módulo rectangular

X (m)	Y (m)	20%*X (m)	20%*Y (m)	
29.4	11.55	5.88	2.31	
Ubicación	A-X	B-Y	Verificación	
	m	m		
Esquina 1	0.00	0.00		No hay
Esquina 2	4.20	3.75		No hay
Esquina 3	8.20	3.90		Si hay
Esquina 4	0.00	0.00		No hay

Fuente: Elaboración propia

- Irregularidad extrema de rigidez: $I_a = 0.5$

Tabla N° 37 – Irregularidad extrema de rigidez – módulo rectangular

Piso	Caso	Elevación	Desp. Prom	Δ_{prom-x}	$\frac{\Delta_{prom-x_i}}{\Delta_{prom-x_{i+1}}}$	Verificación
		m	mm	max		
Piso 3	SDX Max	10	43.997	0.002651		
Piso 2	SDX Max	7	36.043	0.004804	1.81	Extrema
Piso 1	SDX Max	4	21.632	0.005408	1.13	
Piso 3	SDY Max	10	16.879	0.000950		
Piso 2	SDY Max	7	14.029	0.001802	1.90	Extrema
Piso 1	SDY Max	4	8.623	0.002156	1.20	

Fuente: Elaboración propia

- Irregularidad geométrica vertical: $I_a = 0.9$

Tabla N° 38 – Irregularidad geométrica vertical – módulo rectangular

Ubicación	Piso 2	Piso 3	$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	Verificación
	m	m		
Eje 1,3,5,6,7	11.55	7.80	1.48	Si hay
Eje F	29.40	8.40	3.50	Si hay

Fuente: Elaboración propia

La estructura se mantiene con irregularidades extremas, por lo cual se debe tener precaución al aplicar los reforzamientos.

b) Resultados del análisis del módulo rectangular:

El nuevo periodo fundamental es de 0,543 segundos, el cual está alejado cercano al calculado por la norma, debido a que se mantuvo la flexibilidad e irregularidades en la estructura. Los factores de participación de masa efectiva se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° 39 – Factores de Masa Efectiva por Modo – módulo rectangular

Modo	Periodos	UX	UY	RZ
1	0.543	91.200%	0.003%	0.410%
2	0.423	1.410%	0.020%	15.520%
3	0.324	0.230%	2.010%	0.600%
4	0.298	0.020%	31.900%	0.810%
5	0.296	0.190%	0.920%	28.420%
6	0.284	0.060%	0.220%	0.380%
7	0.265	0.440%	3.960%	0.040%
8	0.193	0.020%	0.001%	0.000%
9	0.18	0.190%	0.010%	0.030%
...
26	0.1	0.440%	1.070%	0.410%
27	0.1	0.040%	10.590%	4.370%
28	0.096	0.010%	0.470%	0.660%
29	0.094	0.010%	0.330%	0.070%
30	0.094	0.080%	0.630%	2.400%
31	0.093	0.030%	9.110%	2.460%
32	0.093	0.005%	2.200%	26.170%
33	0.093	0.005%	2.330%	0.004%
34	0.093	0.002%	1.590%	4.930%
35	0.09	0.180%	0.002%	0.010%

Fuente: Elaboración propia

En la verificación por fuerza mínima en la base, se ven la cortante dinámica sigue muy por debajo de la estática, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla N° 40 – Fuerzas Cortantes por Piso – módulo octogonal

Piso	Dinámico		Estático		$0.9VX_{ESTÁTICO}$	$0.9VY_{ESTÁTICO}$
	VX (kg)	VY (kg)	VX (kg)	VY (kg)	$VX_{DINÁMICO}$	$VY_{DINÁMICO}$
Piso 3	109,008.41	172,148.16	130,808.90	348,821.96	1.08	1.82
Piso 2	264,398.04	411,823.10	299,831.88	799,547.63	1.02	1.75
Piso 1	365,174.71	578,486.17	398,851.83	1,063,599.47	0.98	1.65

Fuente: Elaboración propia

Se observa que el factor del análisis en el sentido Y sigue siendo considerablemente alto.

c) Verificación de rigidez del módulo rectangular:

Igual que para el módulo octogonal el sistema estructural se mantiene, las derivas deben ser menores a 0.7% y 0.5% respectivamente. En las siguientes tablas se observan las derivas:

Tabla N° 41 – Derivas del módulo rectangular en X

Piso	Caso	$\Delta_{inelastico-i}$	Verificación
Piso 3	SDX Max	1.26%	No cumple
Piso 2	SDX Max	1.88%	No cumple
Piso 1	SDX Max	2.39%	No cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 42 – Derivas del módulo rectangular en Y

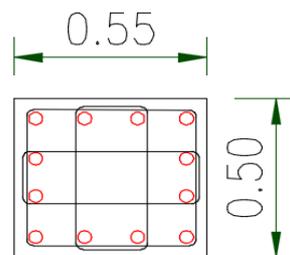
Piso	Caso	$\Delta_{inelastico-i}$	Verificación
Piso 3	SDY Max	0.28%	Cumple
Piso 2	SDY Max	0.53%	No cumple
Piso 1	SDY Max	0.68%	No cumple

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en las tablas existe un problema de rigidez en el segundo módulo.

d) Diseño de nuevos elementos estructurales del módulo rectangular:

Para el módulo rectangular, también se diseñarán las columnas y se mostrará el proceso de la más crítica a continuación:



12 \varnothing 1"
ESTRIBOS \varnothing 3/8" @ 0.25

Figura N° 27 – Detalle de columna F' - 3

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra el diagrama de interacción para verificar la columna por flexocompresión:

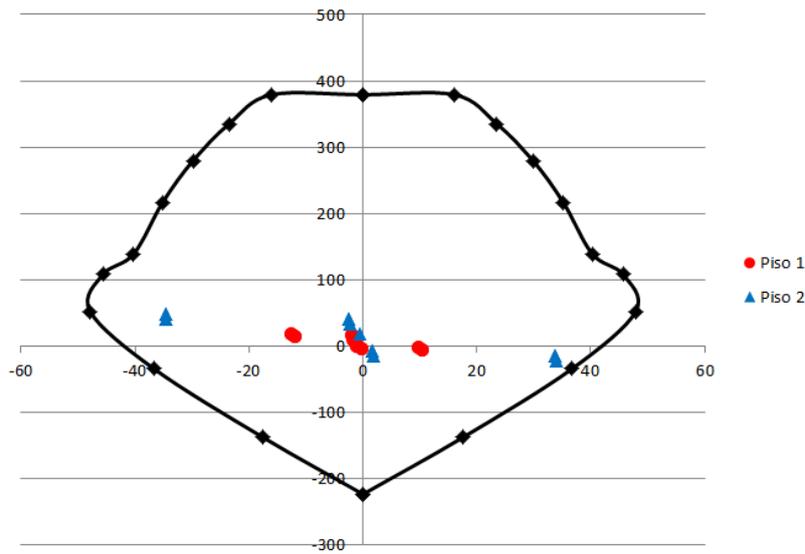


Figura N° 28 – Diagrama de interacción de diseño C-F'- 3 X-X

Fuente: Elaboración propia

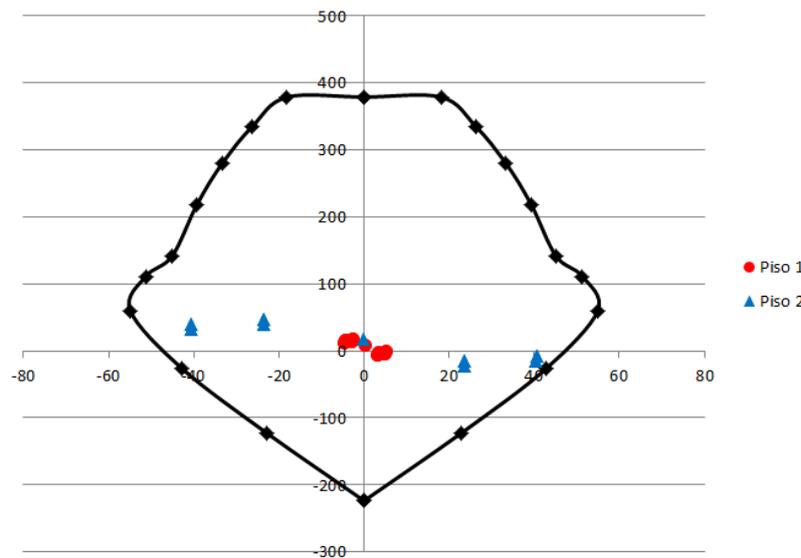


Figura N° 29 – Diagrama de interacción de diseño C-F'- 3 Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Se ve que las combinaciones últimas están dentro del diagrama de interacción de diseño, por lo que las dimensiones y el refuerzo longitudinal son los adecuados, este se repetirá en ambos pisos.

Luego, se realizará el diseño por cortante para calcular los estribos de confinamiento y se seguirán las pautas de distribución y espaciamientos según la norma E060, los resultados del diseño se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° 43 – Diseño por cortante C-F²- 3 (1er Piso)

	Vu	Vu max	bw	d	Pu min	Vc	Vs	Barras	Av	s
	tonf	tonf	cm	cm	tonf	kgf	tonf		cm ²	cm
Lado X-X	34.8	83.27	50	52	0.10	19974	21.0	4	0.71	29.52
Lado Y-Y	39.9	82.79	55	47	0.10	19859	27.1	4	0.71	20.68

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, la distribución de los estribos queda definida de la siguiente manera:

□3/8” 1@0.05,6@0.10cm,rto@0.25m. Para los nudos el espaciamiento será cada 15cm como máximo.

Por último, se pasó a verificar si existían efectos de esbeltez en las columnas. Se procedió a verificar la estabilidad de los entrepisos para determinar si se podía considerar a las columnas como arriostradas.

A continuación, se presenta el cálculo del índice de estabilidad del entrepiso con el análisis en ambas direcciones.

Tabla N° 44 – Índice de estabilidad del entrepiso X-X – módulo rectangular

Piso	Pu (ton)	∑Pu (ton)	Δo (cm)	∑Pu*Δo	Vus (ton)	h (m)	Q
3	171	171	0.9	153.9	109	2.75	0.0051
2	315.7	486.7	1.5	730.05	264.4	2.75	0.0100
1	323.7	810.4	2.27	1839.61	365.2	2.75	0.0183

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 45 – Índice de estabilidad del entrepiso Y-Y – módulo rectangular

Piso	Pu (ton)	∑Pu (ton)	Δo (cm)	∑Pu*Δo	Vus (ton)	h (m)	Q
3	171	171	0.4	68.4	172.2	2.75	0.0014
2	315.7	486.7	0.75	365.025	411.8	2.75	0.0032
1	323.7	810.4	1.11	899.544	578.5	2.75	0.0057

Fuente: Elaboración propia

Donde, el factor $Q < 0.06$, por tanto, la estructura es arriostrada (sin desplazamientos laterales). Después, se verificará los efectos de esbeltez pueden ser ignorados según la E.060, donde se verifica que $\ln \times k/r < 34$.

Tabla N° 46 – Verificación de esbeltez C-F²- 3

Analisis	k	r (mm)	Ln (m)	k x ln/r
X-X	1.0	144.3	2.75	19.06
Y-Y	1.0	158.8	2.75	17.32

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar, los efectos de esbeltez se pueden ignorar para este tipo de sección, este diseño también se utilizará para la columna F⁵-5.

Además, se diseñaron las nuevas vigas tomando en cuenta el caso más crítico, que en este caso sería la viga del eje F⁵ 5-6, a continuación, se detalla la sección central.

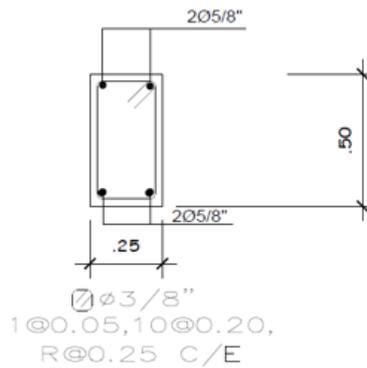


Figura N° 30 – Detalle de la sección de la viga del eje F⁵ 5-6

Fuente: Elaboración propia

Se comenzó con el diseño por flexión, dando los siguientes resultados para los diferentes tramos de la viga:

Tabla N° 47 – Diseño por flexión de la viga del eje F⁵ 5-6

Viga VN-2	Mu	As	As colocado	
	Tn-m	cm ²		
Izquierda (+)	12.15	7.82	10.77	2Ø3/4" + 1Ø1"
Izquierda (-)	12.63	8.16	10.77	2Ø3/4" + 1Ø1"
Central (+)	0.82	2.70	5.70	2Ø3/4"
Central (-)	0.30	2.70	5.70	2Ø3/4"
Derecha (+)	11.02	7.03	10.77	2Ø3/4" + 1Ø1"
Derecha (-)	11.68	7.49	10.77	2Ø3/4" + 1Ø1"

Fuente: Elaboración propia

Se colocará un estribo de Ø3/8", teniendo como $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$. Y con un espaciamiento $s = 20 \text{ cm}$.

En la siguiente tabla el resultado del diseño por corte:

Tabla N° 48 – Diseño por corte de la viga del eje F 3-5

VN-2				
Av=	1.42	cm ²		
ØVn=	9.029	Ton		
Vc=	8.75	Ton		
Vs=	13.59	Ton		
S=	20	cm		
ØVn=	18.98	>	9.029	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra el detalle del acero de la viga:

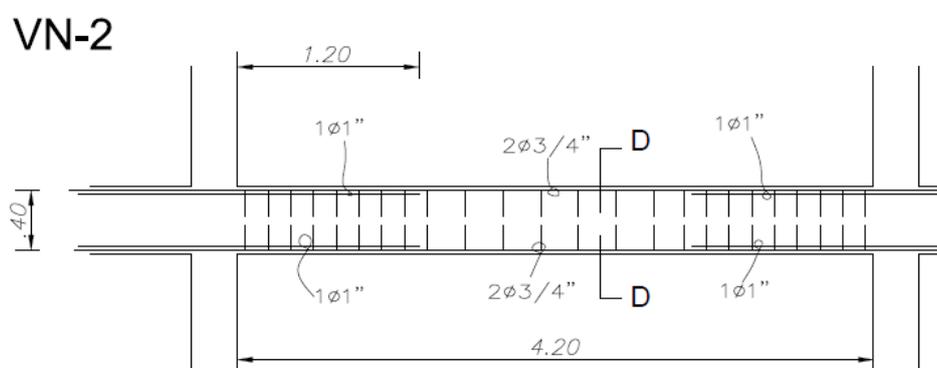


Figura N° 31 – Detalle del acero viga del eje F 3-5

Fuente: Elaboración propia

La otra viga tendrá las mismas características que el diseño antes detallado.

3.2 Propuestas de refuerzo para el módulo octogonal

Para el caso de este módulo, existe rigidez suficiente según la norma, pero es necesario reforzar algunos de sus elementos estructurales. Para el reforzamiento se usará encamisados de concreto armado.

Como se demostró en el análisis de los elementos estructurales, se deben reforzar las columnas tipo “V” del primer piso y se realizara la verificación por flexocompresión. Se incrementó la sección de un lado en 15 cm como se puede apreciar en la siguiente figura:

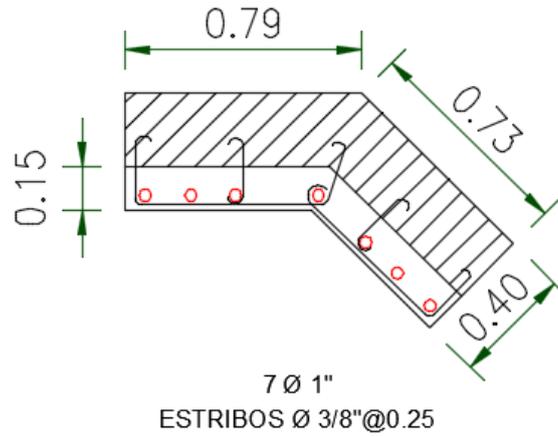


Figura N° 32 – Detalle de columna reforzada E- 4

Fuente: Elaboración propia

Dando los siguientes resultados en el diagrama de interacción del sentido Y-Y, comparado con el análisis inicial.

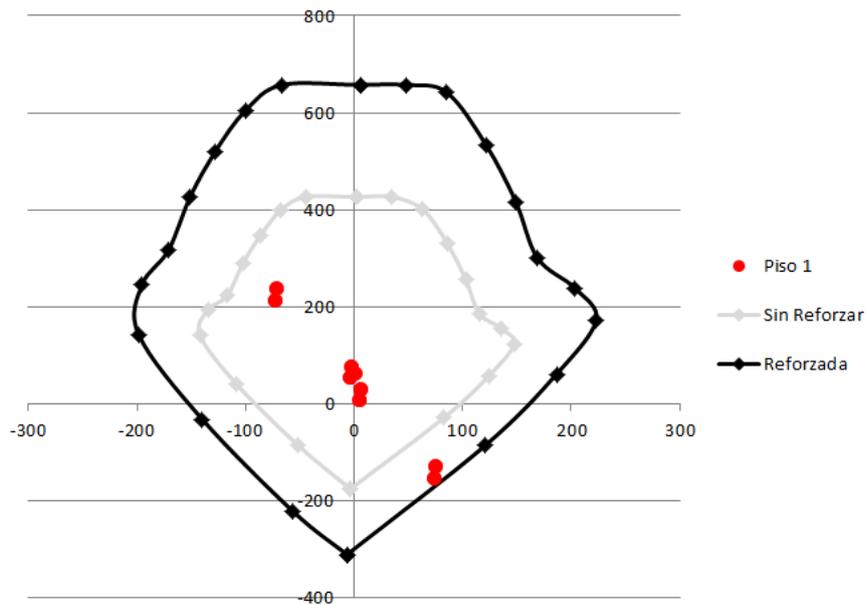


Figura N° 33 – Diagrama de interacción Refuerzo E – 4 - Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Con este aumento de sección y acero longitudinal se logró cumplir con las solicitaciones demandadas.

Luego, se pasó a diseñar el refuerzo de las vigas del eje 3-AE por flexión en el sentido negativo proponiendo colocar una barra de 1” en los extremos.

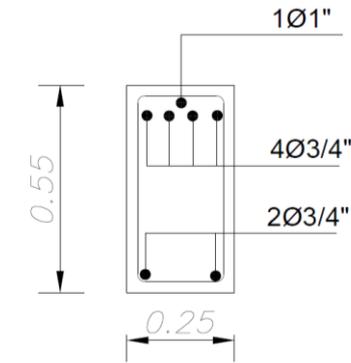


Figura N° 34 – Detalle de viga reforzada del eje 3-AE

Fuente: Elaboración propia

Luego de estructurar el reforzamiento se verificó por flexión dando los siguientes resultados.

Tabla N° 49 – Diseño por corte de la viga del eje 3-AE

		VT-1		
		SECCION		
		IZQUIERDA	CENTRAL	DERECHA
	$\phi Mn(Tn.m)$	24.8106	23.9501	23.9501
NIVEL 1	ETABS $\phi Mn(Tn.m)$	22.3522	13.599	22.626
		Cumple	Cumple	Cumple
NIVEL 2	ETABS $\phi Mn(Tn.m)$	23.6068	13.3058	22.3655
		Cumple	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Con este incremento de acero en la zona de confinamiento de los extremos se logró cumplir con la demanda solicitada.

3.3 Propuestas de refuerzo para el módulo rectangular

Para este módulo se debe incrementar la rigidez de la estructura. Por ello, se ha planteado usar: cierre de vanos con placas de concreto armado, arriostres de acero con perfiles tubulares y aletas de concreto armado en formando secciones tipo “T”. En los siguientes subcapítulos se detallará todo el proceso de reforzamiento.

3.3.1 Módulo rectangular – Placas de concreto armado

Se adicionarán 4 placas que irán desde la cimentación hasta el segundo piso en los extremos y 2 centrales que llegarán hasta el último piso, todas paralelas al eje X. En el

eje Y, se incrementará la sección de las columnas de los ejes 3, 7 y 9. Se puede observar la nueva estructuración en siguiente figura:

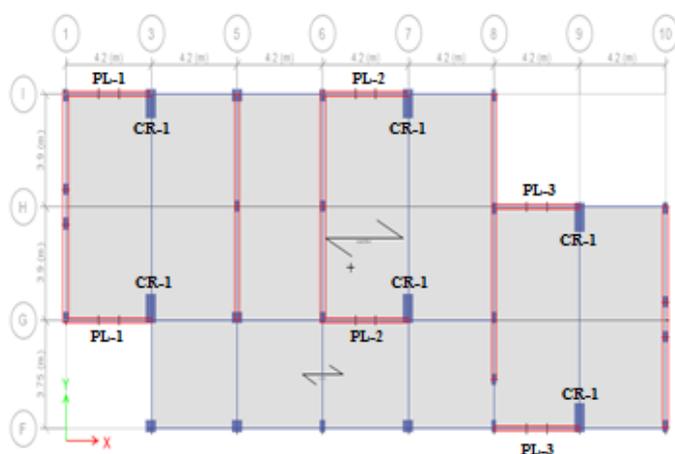


Figura N° 35 - Planta del Módulo Rectangular Reforzado con Placas (1er Piso)

Fuente: Elaboración propia

Cerrar todo el vano oscurecería el salón. Por ello, todas las placas tendrán aberturas para ventanas de (1.00 X 1.00) en cada piso y para la placa, con ello se solucionarían los problemas de ventilación e iluminación.

En la siguiente figura se muestra las aberturas consideradas para las ventanas.

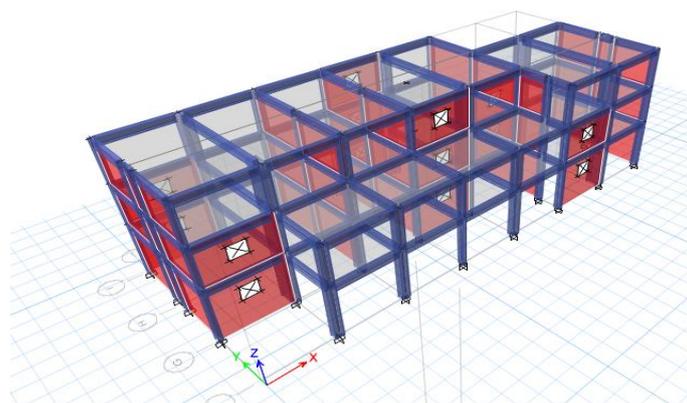


Figura N° 36 - 3D del Modelo Rectangular Reforzado con Placas

Fuente: Elaboración propia

Debido a que hubo un cambio significativo en la estructuración, al realizar nuevamente el análisis se realizarán los siguientes cambios:

- Se realizó nuevamente el análisis de rigidez de los diafragmas del entrepiso, ya que presenta mayor rigidez que la estructura inicial.

Tabla N° 50 – Evaluación del diafragma del módulo rectangular reforzado con placas
Método UBC-97

Piso	Δ Max Desp Flexible	Δ Story	$\frac{\Delta \text{ Flexible}}{\Delta \text{ Story}}$	Verificación
Piso 3 (SX)	7.326	4.16	1.760	Rígido
Piso 3 (SY)	17.559	9.78	1.795	Rígido
Piso 2 (SX)	5.91	3.15	1.879	Rígido
Piso 2 (SY)	11.442	6.52	1.754	Rígido
Piso 1 (SX)	3.826	2.02	1.898	Rígido
Piso 1 (SY)	5.315	3.15	1.690	Rígido

Fuente: Elaboración propia

- Como se puede ver en las tablas anteriores, se redujo la flexibilidad. Por ello, se considerará para el análisis un diafragma rígido por ser más conservadores.
- Al ser un modificado el tipo de diafragma, se considerarán 45 modos de vibración con los que superan el 90% de la sumatoria de masas participativas.
- Ya no se considerará la irregularidad extrema de rigidez.

Tabla N° 51 – Irregularidad de rigidez – módulo rectangular reforzado con placas

Piso	Caso	Elevación	Desp. Prom	Δ_{prom-X}	$\frac{\Delta_{prom-Xi}}{\Delta_{prom-Xi+1}}$	Verificación
		m	mm	max		
Piso 3	SDX Max	10	3.957	0.000415		
Piso 2	SDX Max	7	2.714	0.000338	0.82	No hay
Piso 1	SDX Max	4	1.699	0.000425	1.26	
Piso 3	SDY Max	10	7.815	0.000823		
Piso 2	SDY Max	7	5.344	0.000919	1.12	No hay
Piso 1	SDY Max	4	2.588	0.000647	0.70	

Fuente: Elaboración propia

La estructura ya no presenta irregularidades extremas, además, se considerará como un sistema dual en el sentido X, ya que ahora las placas absorben el 52% de la cortante, mientras que en sentido Y se mantiene como albañilería.

El software ETABS 2016 calculó automáticamente los desplazamientos máximos que se generan debido al sismo.

Se calcularon las derivas de la estructura reforzada con placas obteniendo los resultados de la siguiente tabla para el análisis en X.

Tabla N° 52 - Derivas del módulo rectangular con placas en X

Piso	Caso	$\Delta_{inelastico-i}$	Verificación
Piso 3	SDX Max	0.27%	Cumple
Piso 2	SDX Max	0.39%	Cumple
Piso 1	SDX Max	0.54%	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Y los resultados del análisis en Y en la siguiente tabla.

Tabla N° 53 - Derivas del módulo rectangular con placas en Y

Piso	Caso	$\Delta_{inelastico-i}$	Verificación
Piso 3	SDY Max	0.50%	Cumple
Piso 2	SDY Max	0.50%	Cumple
Piso 1	SDY Max	0.32%	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Con los valores obtenidos se pudo verificar que la estructura reforzada cumple con la N.T.E. E030 (2018), ya que la distorsión es menor que 0.7% en X y 0.5% en Y.

Siguiendo con la propuesta se pasó a diseñar los refuerzos. Para ello, se mostrará el diseño de la placa y columna encamisada más crítica.

Para el diseño de la placa, se tomó como muestra la PL2, ubicada en el eje G 6-7, estas son de 15 cm de espesor y van desde la cimentación hasta el último piso. Para el diseño por flexocompresión se consideró colocar barras de 1/2" cada 20 cm, dando los siguientes resultados en los diagramas de interacción:

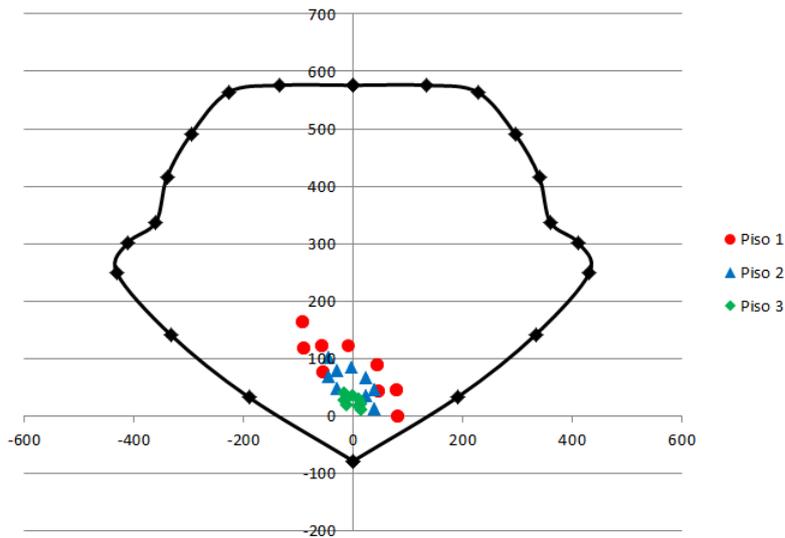


Figura N° 37 – Diagrama de interacción Placa PL2 X-X

Fuente: Elaboración propia

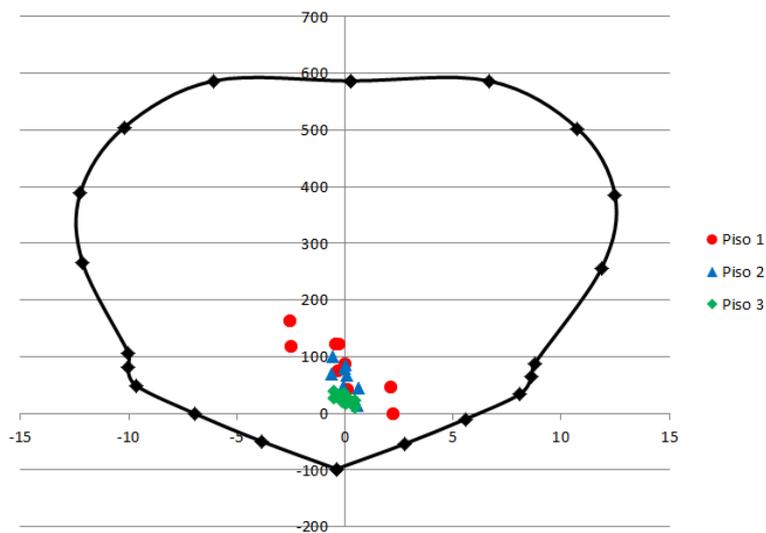


Figura N° 38 – Diagrama de interacción Placa PL2 Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en los diagramas el refuerzo asignado es suficiente. Sin embargo, es necesario hacer las verificaciones por cortante y otros criterios que demanda la norma E060. A continuación, se muestra el diseño por cortante.

Tabla N° 54 – Diseño por cortante placa PL2

	Placa	Im	Vua	Mn/Mua	Vu	Vn	Vc	Vs	ph	φ	s
		m	tonf		tonf	tonf	tonf	tonf			cm
Piso 1	PL2	3.825	26.5	3.8	100.5	118.28	35.25	83.03	0.0034	1/2	24.96
Piso 2	PL2	3.825	24.3	5.4	131.7	154.98	35.25	119.73	0.0050	1/2	17.31
Piso 3	PL2	3.825	18.3	7.0	127.9	150.43	35.25	115.18	0.0048	1/2	17.99

Fuente: Elaboración propia

Al evaluar la placa por cortante se ve que es necesario colocar refuerzo transversal de 1/2" cada 15 cm. Además, al evaluar los refuerzos asignados según los criterios de la norma, se incrementará la cantidad de barras de acero longitudinal colocándolas a 15 cm.

Además, se diseñaron los anclajes para unir las placas a las columnas existentes. Por tracción se calculó el diámetro de las barras de anclaje:

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta}$$

A_{se} : Area transversal efectiva de un anclaje en traccion mm²

f_{uta} : No debe ser mayor que el menor de 1.9 f_{ya} o 860 Mpa

$$N_{sa} = 7581.61 \text{ kgf}$$

Se obtuvo como resultado un diámetro de acero de 1/2".

También, se consideró la resistencia al arrancamiento del concreto:

$$N_{cb} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

$$N_{cb} = 5960.88 \text{ kgf}$$

Se tiene una fuerza empleada en placa de 119750 kgf, el cual se distribuye en 3.00 m. altura de la placa. Se obtiene un espaciamiento de anclajes de 0.15 m.

En la siguiente imagen se puede observar la vista en planta de la placa antes diseñada:

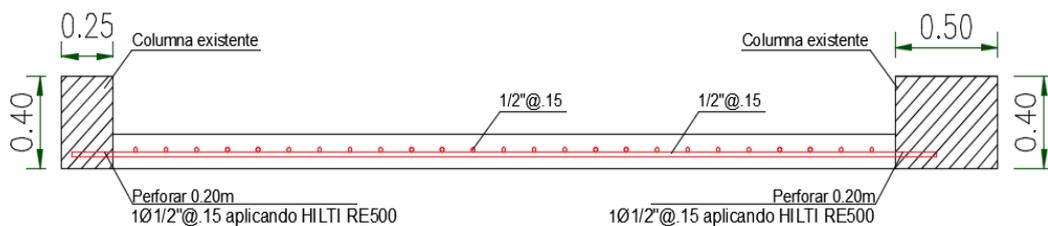


Figura N° 39 – Detalle de placa PL2 eje G 6-7

Fuente: Elaboración propia

Para terminar, se diseñó de la zapata, la cual se verificó por punzonamiento, corte y flexión según los criterios de diseño de las normas E050 y E060, obteniendo lo siguiente:

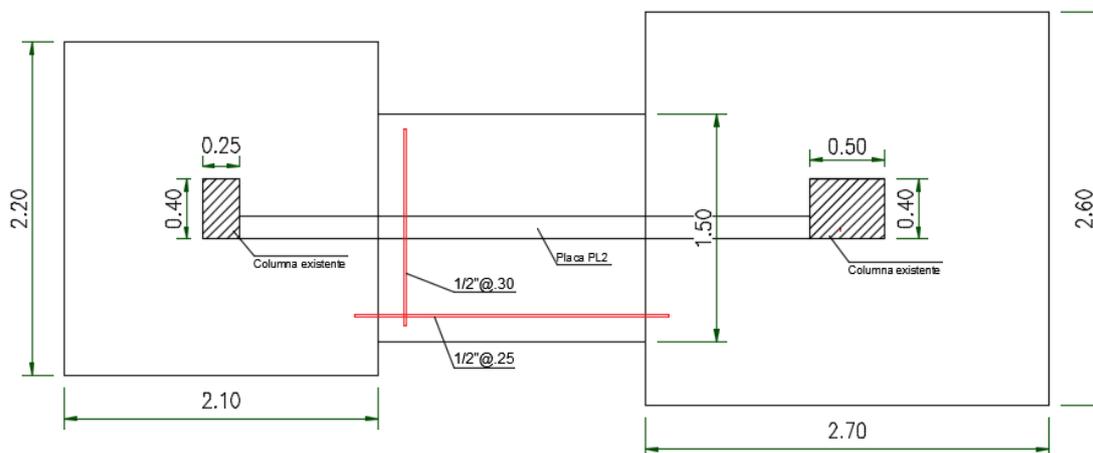


Figura N° 40 – Detalle de zapata de PL2 eje G 6-7

Fuente: Elaboración propia

Tendrá un desplante de 0.95 cm con un espesor de 40 cm y se anclara a las zapatas de las columnas ya existentes.

Además de los nuevos elementos incorporados es necesario reforzar otros como vigas y columnas, dentro de la propuesta se vio necesario incrementar la sección de algunas columnas como se mostró en el plano de estructuración inicial de esta propuesta.

A continuación, se observara el detalle del reforzamiento propuesto para la columna CR2, en este caso analizaremos la ubicada entre los ejes G-7.

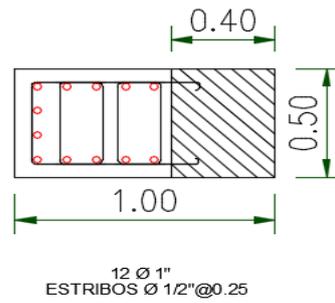


Figura N° 41 – Detalle de columna reforzada G- 7

Fuente: Elaboración propia

En las siguientes figuras se muestran los diagramas de interacción del reforzamiento propuesto:

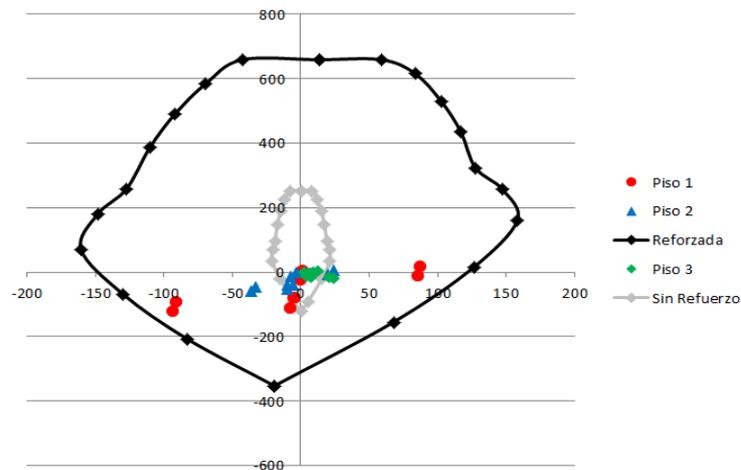


Figura N° 42 – Diagrama de interacción de columna reforzada G- 7 X-X

Fuente: Elaboración propia

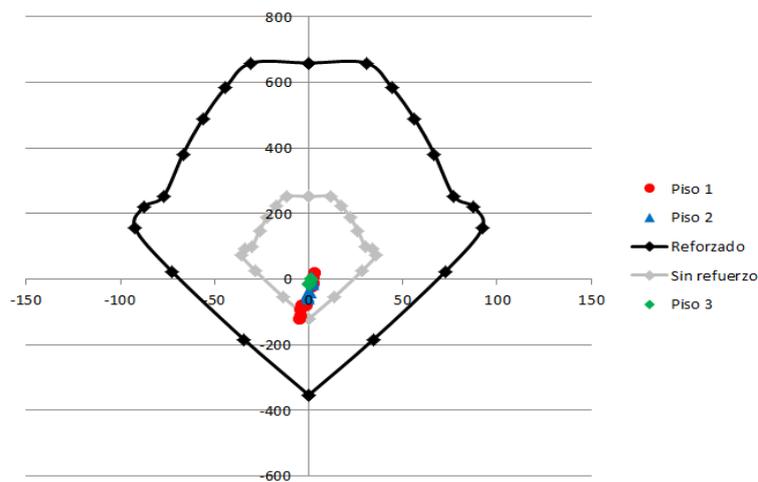


Figura N° 43 – Diagrama de interacción de columna reforzada G- 7 Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en los diagramas el refuerzo asignado es suficiente. Sin embargo, es necesario hacer las verificaciones por cortante y otros criterios que demanda la norma E060. A continuación, se muestra el diseño por cortante:

Tabla N° 55 – Diseño por cortante columna reforzada G- 7

	Vu	Vu max	bw	d	Pu min	Vc	Vs	Barras	Av	s
	tonf	tonf	cm	cm	tonf	kgf	tonf		cm2	cm
Lado X-X	116.4	147.32	100	46	6.94	35687	101.2	5	1.29	12.31
Lado Y-Y	66.9	153.72	50	96	6.94	37235	41.5	2	0.71	13.8

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, la distribución de los estribos queda definida de la siguiente manera:

□1/2” 1@0.05,6@0.10cm,rto@0.25m. Para los nudos el espaciado será cada 10cm como máximo.

3.3.2 Módulo rectangular – Arriostres en X

Para esta propuesta se adicionarán arriostres en el eje X en las columnas de los ejes 3, 7 y 9; además, se incrementara la sección en el eje y se reforzaran las columnas de los ejes 1 y 10. En la siguiente imagen se muestra la nueva configuración de la estructura en planta.

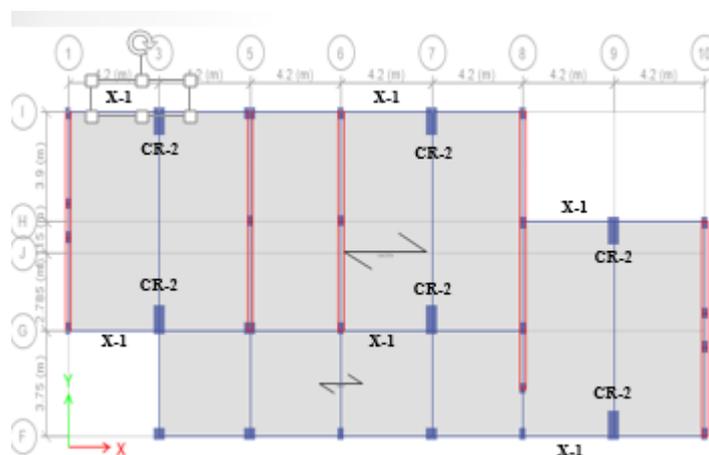


Figura N° 44 - Planta del Módulo Rectangular Reforzado – Arriostres en X

Fuente: Elaboración propia

Se adicionarán 14 arriostres de acero y se encamisarán estas 6 columnas rectangulares. Todas las columnas irán desde la cimentación hasta el último piso.

Debido a que hubo un cambio significativo en la estructuración, al realizar nuevamente el análisis se realizarán los siguientes cambios:

- Se realizó nuevamente el análisis de rigidez de los diafragmas del entrepiso, ya que presenta mayor rigidez que la estructura inicial.

Tabla N° 56 – Evaluación del diafragma del módulo rectangular reforzado con aletas
Método UBC-97

	Δ Max Desp Flexible	Δ Story	$\frac{\Delta \text{ Flexible}}{\Delta \text{ Story}}$	Verificación
Piso 3 (SX)	10.98	6.460	1.6991	Rígido
Piso 3 (SY)	16.97	9.662	1.7562	Rígido
Piso 2 (SX)	8.50	4.813	1.7665	Rígido
Piso 2 (SY)	11.03	6.407	1.7216	Rígido
Piso 1 (SX)	4.82	2.735	1.7634	Rígido
Piso 1 (SY)	5.00	2.991	1.6717	Rígido

Fuente: Elaboración propia

- Como se puede ver en las tablas anteriores, se redujo la flexibilidad. Por ello, se considerará para el análisis un diafragma rígido.
- Al ser un modificado el tipo de diafragma, se considerará 40 modos de vibración con los que superan el 90% de la sumatoria de masas participativas.
- Ya no se considerará la irregularidad extrema de rigidez.

Tabla N° 57 – Irregularidad de rigidez – módulo rectangular reforzado arriostres

Story	Caso	Elevación	Desp. Prom X	Δ_{prom-X}	$\frac{\Delta_{prom-Xi}}{\Delta_{prom-Xi+1}}$	Verificación
		m	mm	max		
Piso 3	SDX Max	10	6.395	0.000682		
Piso 2	SDX Max	7	4.349	0.000642	0.94	NO HAY
Piso 1	SDX Max	4	2.423	0.000606	0.94	NO HAY
Piso 3	SDY Max	10	7.995	0.000916		
Piso 2	SDY Max	7	5.248	0.000905	0.99	NO HAY
Piso 1	SDY Max	4	2.532	0.000633	0.70	NO HAY

Fuente: Elaboración propia

La estructura ya no presenta irregularidades extremas, en el sentido X se cambiará el sistema estructural a pórticos ordinarios concéntricamente arriostros, mientras que en sentido Y se mantiene como albañilería.

El software ETABS 2016 calculó automáticamente los desplazamientos máximos que se generan debido al sismo.

Se calcularon las derivas de la estructura reforzada con aletas obteniendo los resultados de la siguiente tabla para el análisis en X.

Tabla N° 58 - Derivas del módulo rectangular con arriostres en X

Story	Load Case/Comb	$\Delta_{inelastico-i}$	Verificación
Story3	SDX Max	0.47%	CUMPLE
Story2	SDX Max	0.70%	CUMPLE
Story1	SDX Max	0.89%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Y los resultados del análisis en Y en la siguiente tabla.

Tabla N° 59 - Derivas del módulo rectangular con arriostres en Y

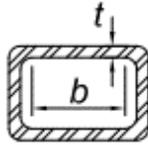
Story	Load Case/Comb	$\Delta_{inelastico-i}$	Verificación
Story3	SDX Max	0.48%	CUMPLE
Story2	SDY Max	0.49%	CUMPLE
Story1	SDY Max	0.30%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Con los valores obtenidos se pudo verificar que la estructura reforzada cumple con la N.T.E. E030 (2018), ya que la distorsión es menor que 1.0% en X y 0.5% en Y.

Siguiendo con la propuesta se pasó a diseñar los perfiles para los arriostres. Para ello, se mostrará el diseño del caso más crítico.

Primero, se calculó la relación ancho-espesor del perfil a usar: (8" x 8" x 3/8")

b	181.00	mm	
t	9.50	mm	
E	2.04E+06	kg/cm ²	
Fy	2,530.00	kg/cm ³	
	19.05	<	39.74 COMPACTO

Luego, se calculó su esbeltez mediante la siguiente formula:

$$\begin{aligned} K &= 1.00 \\ L &= 600.00 \text{ cm} \\ r &= 7.76 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r} &= 77.32 \\ \frac{KL}{r} &\leq 200.00 \end{aligned}$$

Al encontrar que el perfil es compacto y que la esbeltez es menor a 200, se procede a diseñar el arriostre.

Por compresión, se calculó el esfuerzo último y nominal para verificar su resistencia.

$\frac{KL}{r}$	\leq	200	CUMPLE	$\phi_c = 0,85$ $P_n = A_g F_{cr}$
$P_n = F_{cr} A_g$				(a) Para $\lambda_c \leq 1,5$ $F_{cr} = (0,658^{\lambda_c}) F_y$
λ_c	$=$	0.87	Formula a	(b) Para $\lambda_c > 1,5$ $F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) F_y$
F_{cr}	$=$	1,224.46	kg/cm ²	
A_g	$=$	68.97	cm ²	
P_n	$=$	84.45	Ton	
ϕ_c	$=$	0.85		londe $\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$
P_u	\leq	$\phi_c * P_n$		A_g = área total del miembro F_y = esfuerzo de fluencia especificada. E = módulo de Elasticidad. K = factor de longitud efectiva l = longitud lateralmente no arriostrada. r = radio de giro respecto del eje de pandeo
21.87	\leq	71.78	Ton	

Por tracción, se calculó el esfuerzo último y nominal para verificar su resistencia.

ϕ_t	$=$	0.90		(a) Para fluencia en el área total:
P_n	$=$	174.49	Ton	$\phi_t = 0,90$ $P_n = F_y A_g$ (4.1-1)
P_u	\leq	$\phi_c * P_n$		(b) Para rotura en el área neta:
33.11	\leq	157.04	Ton	$\phi_t = 0,75$ $P_n = F_u A_e$ (4.1-2)

Para el cálculo de las uniones se utilizó el método de fuerzas uniforme

α	150 mm	Distancia desde la cara de la columna hasta en el centroide de la interfase cartela-viga.
β	210 mm	Distancia desde el límite de la viga hasta el centroide de la interfase cartela-columna.
e_b	250 mm	Mitad del peralte de la viga
e_c	125 mm	Mitad del peralte de la columna
θ	54.32 grados	

$$r = \sqrt{(a + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

$$r = 535.93 \text{ mm}$$

$$P = 157.04 \text{ Ton}$$

$$V_c = 61.54 \text{ Ton}$$

$$H_c = 36.63 \text{ Ton}$$

$$H_b = 43.95 \text{ Ton}$$

$$V_b = 73.26 \text{ Ton}$$

$$V_c = \frac{\beta}{r} P$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} P$$

$$H_b = \frac{a}{r} P$$

$$V_b = \frac{e_b}{r} P$$

Se descompuso las fuerzas en la intersección de vigas, columnas y arriostres para determinar los esfuerzos de la cartela:

Por tracción:

$$\begin{aligned} \phi &= 0.75 \\ F_y &= 36 \text{ ksi} \\ t_{pl} &= \frac{3}{4} \text{ pulg} \\ L_{pl} &= 7.87 \text{ pulg} \\ \phi P_n &= 159.45 \text{ klb} \\ P_u &= 157.04 \text{ klb} \end{aligned}$$

Por compresión:

$$\begin{aligned} r_{xx} &= 2.27 \text{ pulg} \\ r_{yy} &= 0.22 \text{ pulg} \\ E &= 29,000 \text{ ksi} \\ K &= 1.20 \\ L_{pan} &= 20.32 \text{ pulg} \\ \lambda_c &= 1.26 \text{ Formula a} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= 12.51 \text{ klb/pulg}^2 \\ A_g &= 15 \frac{1}{4} \text{ pulg}^2 \\ \phi_c &= 0.85 \end{aligned}$$

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

$$47.46 \leq 162 \text{ klb}$$

Luego, se verificó la conexión de cartela a viga:

$$\begin{aligned} \phi &= 0.75 \\ F_{eex} &= 70 \text{ klb/plg}^2 \\ L_e &= 23.62 \text{ plg} \\ t &= \frac{1}{4} \text{ plg} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 131.52 \text{ klb}$$

Revisando longitud

$$B = 1.00 \text{ klb}$$

$$B\phi R_n = 131.52 \text{ klb}$$

Revisando la fluencia de la cartela

$$\begin{aligned} f_x &= 2.05 \text{ ksi} \\ f_y &= 3.42 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$f_r = 3.99 \text{ ksi}$$

$$t = \frac{1}{6} \text{ pulg}$$

Conexión de cartela a columna:

$$\begin{aligned} \phi &= 0.75 \\ F_{eex} &= 70 \text{ klb/plg}^2 \\ L_e &= 33.07 \text{ plg} \\ t &= \frac{1}{4} \text{ plg} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 184.13 \text{ klb}$$

Revisando longitud

$$B = 0.94 \text{ klb}$$

$$B\phi R_n = 172.24 \text{ klb}$$

Revisando la fluencia de la cartela

$$f_x = 2.44 \text{ ksi}$$

$$f_y = 4.10 \text{ ksi}$$

$$f_r = 4.77 \text{ ksi}$$

$$t = 1/7 \text{ pulg}$$

Conexión de cartela a arriostre:

$$\phi = 0.75$$

$$F_{eexx} = 70 \text{ klb/plg}^2$$

$$L_e = 39.37 \text{ plg}$$

$$t = 1/4 \text{ plg}$$

$$\phi R_n = 219.20 \text{ klb}$$

Revisando longitud

$$B = 0.89 \text{ klb}$$

$$B\phi R_n = 194.00 \text{ klb}$$

Revisando la fluencia de la cartela

$$f_r = 8.79 \text{ klb}$$

$$t = 2/9 \text{ pulg}$$

Luego, se diseñó la placa base:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensiones de plancha

$$N = 72 \text{ cm}$$

$$B = 25 \text{ cm}$$

Dimensiones de pedestal

$$P_b = 72 \text{ cm}$$

$$P_l = 30 \text{ cm}$$

$$\phi P_p = 228.78 \text{ Ton}$$

$$P_u = 21.87 \text{ Ton}$$

$$\frac{N - 0.95d}{2} = 1.8 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = 11.74 \text{ cm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{db_f}}{4} = 0.29 \text{ cm}$$

$$l = 11.74 \text{ cm}$$

$$t_{req} = 1.21 \text{ cm}$$

$$t_{usado} = 16 \text{ mm}$$

A continuación, se muestra el detalle de los arriostres propuestos, la cual está ubicada entre los ejes G-3:

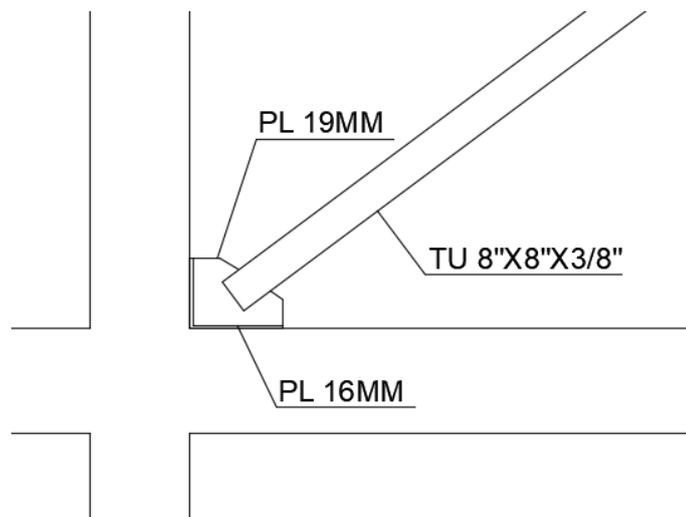


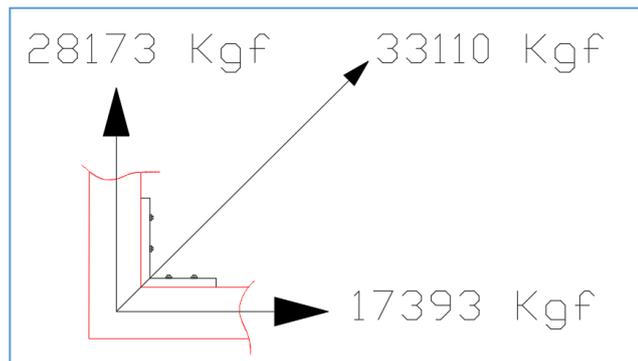
Figura N° 45 – Detalle de Arriostres

Fuente: Elaboración propia

Por último, se diseñaron los anclajes considerando diámetro de ½” y embebidos 15 cm en el concreto existente.

$$N_{sa} = 7581.61 \text{ kgf}$$

Se tiene una fuerza de:



Se requiere 8 anclajes distribuido en 4 anclajes en cada eje.

Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción

$$N_{cb} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

N_{cb} : 5264.47 kgf

Siendo la fuerza ejercida al concreto de 4138.75 kgf, por ende cumple.

3.3.3 Módulo rectangular – Aletas de concreto armado

Para esta propuesta se adicionarán aletas de concreto armado en el eje X en las columnas de los ejes 3, 7 y 9; además, se incrementara la sección en el eje y se reforzaran las columnas de los ejes 1 y 10. En la siguiente imagen se muestra la nueva configuración de la estructura en planta.

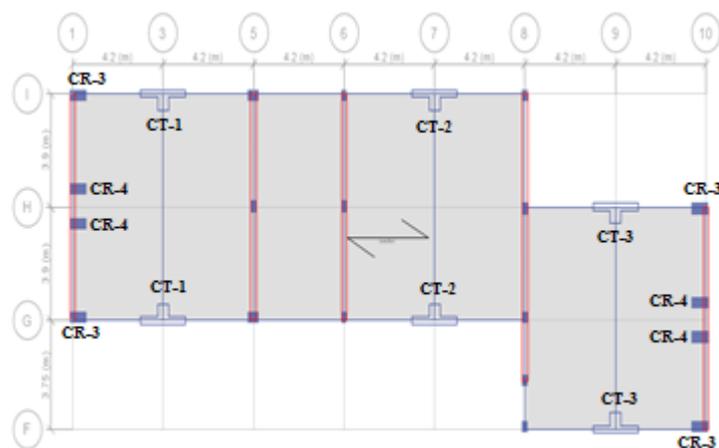


Figura N° 46 - Planta del Módulo Rectangular Reforzado – Aletas de concreto

Fuente: Elaboración propia

Se encamisarán estas 6 columnas con forma de “T” y 8 columnas rectangulares. Todas las columnas irán desde la cimentación hasta el último piso.

Debido a que hubo un cambio significativo en la estructuración, al realizar nuevamente el análisis se realizarán los siguientes cambios:

- Se realizó nuevamente el análisis de rigidez de los diafragmas del entrepiso, ya que presenta mayor rigidez que la estructura inicial.

Tabla N° 60 – Evaluación del diafragma del módulo rectangular reforzado con aletas
Método UBC-97

Piso	Δ Max Desp Flexible	Δ Story	$\frac{\Delta \text{ Flexible}}{\Delta \text{ Story}}$	Verificación
Piso 3 (SX)	29.325	24.44	1.200	Rígido
Piso 3 (SY)	15.397	9.34	1.649	Rígido
Piso 2 (SX)	23.472	20.02	1.172	Rígido
Piso 2 (SY)	11.069	5.93	1.865	Rígido
Piso 1 (SX)	14.78	12.02	1.230	Rígido
Piso 1 (SY)	5.476	3.36	1.630	Rígido

Fuente: Elaboración propia

- Como se puede ver en las tablas anteriores, se redujo la flexibilidad. Por ello, se considerará para el análisis un diafragma rígido.
- Al ser un modificado el tipo de diafragma, se considerará 30 modos de vibración con los que superan el 90% de la sumatoria de masas participativas.
- Ya no se considerará la irregularidad extrema de rigidez

Tabla N° 61 – Irregularidad de rigidez – módulo rectangular reforzado con aletas

Piso	Caso	Elevación	Desp. Prom	Δ_{prom-X}	$\frac{\Delta_{prom-Xi}}{\Delta_{prom-Xi+1}}$	Verificación
		m	mm	max		
Piso 3	SDX Max	10	5.376	0.000619		
Piso 2	SDX Max	7	3.519	0.000652	1.05	No hay
Piso 1	SDX Max	4	1.564	0.000391	0.60	
Piso 3	SDY Max	10	7.037	0.000657		
Piso 2	SDY Max	7	5.067	0.000841	1.28	No hay
Piso 1	SDY Max	4	2.545	0.000636	0.76	

Fuente: Elaboración propia

La estructura ya no presenta irregularidades extremas, en el sentido X se mantendrá el sistema de pórticos de concreto armado, mientras que en sentido Y se mantiene como albañilería.

El software ETABS 2016 calculó automáticamente los desplazamientos máximos que se generan debido al sismo.

Se calcularon las derivas de la estructura reforzada con aletas obteniendo los resultados de la siguiente tabla para el análisis en X.

Tabla N° 62 - Derivas del módulo rectangular con aletas en X

Piso	Caso	$\Delta_{inelastico-i}$	Verificación
Piso 3	SDX Max	0.63%	Cumple
Piso 2	SDX Max	0.70%	Cumple
Piso 1	SDX Max	0.59%	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Y los resultados del análisis en Y en la siguiente tabla.

Tabla N° 63 - Derivas del módulo rectangular con aletas en Y

Piso	Caso	$\Delta_{inelastico-i}$	Verificación
Piso 3	SDY Max	0.37%	Cumple
Piso 2	SDY Max	0.44%	Cumple
Piso 1	SDY Max	0.34%	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Con los valores obtenidos se pudo verificar que la estructura reforzada cumple con la N.T.E. E030 (2018), ya que la distorsión es menor que 0.7% en X y 0.5% en Y.

Siguiendo con la propuesta se pasó a diseñar los refuerzos. Para ello, se mostrara el diseño de una columna “T” y columna rectangular.

A continuación, se muestra el detalle de la columna “T” propuesta, la cual está ubicada entre los ejes G-3:

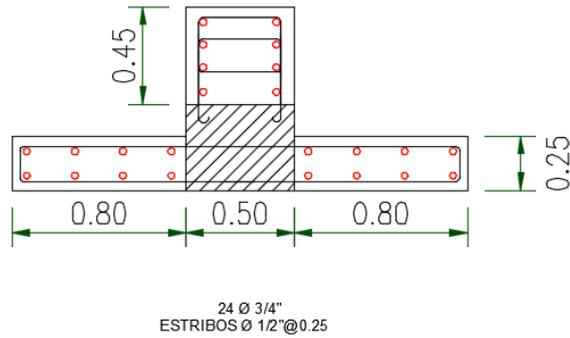


Figura N° 47 – Detalle de Columnas “T”

Fuente: Elaboración propia

Se le adicionara a la columna existente 24 barras de 3/4", con este diseño cumple las sollicitaciones según flexocompresión como se mostrara en los siguientes diagramas.

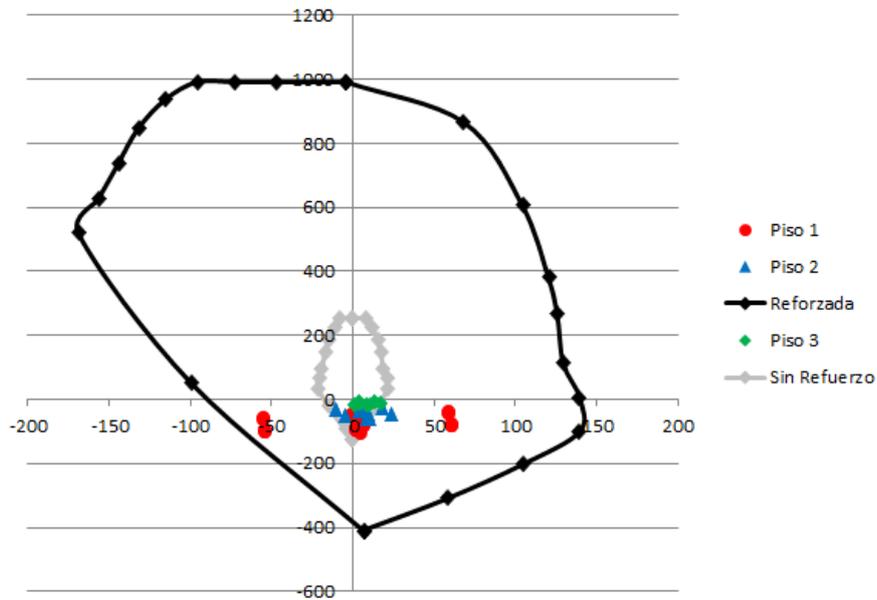


Figura N° 48 – Diagrama de interacción de columna “T” G- 3 X-X

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar el diagrama antes y después del refuerzo, donde los puntos de las combinaciones últimas cumplen para la estructura reforzada.

La siguiente grafica es la del diagrama en Y:

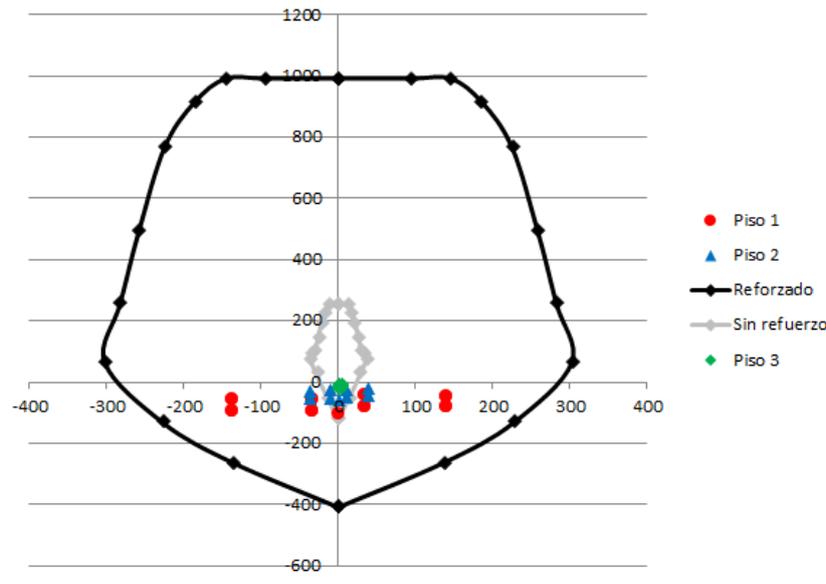


Figura N° 49 – Diagrama de interacción de columna “T” G- 3 Y-Y

Fuente: Elaboración propia

En Y también cumple con la demanda. Luego, se pasó a verificar la columna por corte, la cual se muestra en la siguiente tabla:

Tabla N° 64 – Diseño por cortante columna “T” G- 3

	Vu	Vu max	bw	d	Pu min	Vc	Vs	Barras	Av	s
	tonf	tonf	cm	cm	tonf	kgf	tonf		cm2	cm
Lado X-X	122.2	164.93	25	206	45.75	42028	101.7	2	1.29	21.95
Lado Y-Y	219.6	430.43	210	64	45.75	105622	152.8	5	1.29	11.35

Fuente: Elaboración propia

Luego se verificó según los criterios de la norma E060, quedando la siguiente manera: $\square 1/2''$ 1@0.05,6@0.10cm,rto@0.25m. Para los nudos el espaciamiento será cada 15cm como máximo.

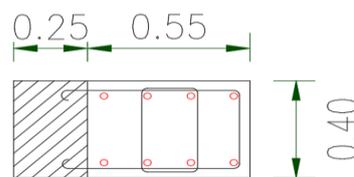
Según la norma E060, se verificó si es necesario considerar elementos de borde en las aletas:

$l_m = 80.00$ cm	$\epsilon_y = 0.002$
$t_m = 25.00$ cm	$\epsilon_{cu} = 0.003$
$h_m = 1000.00$ cm	$d = 75.55$
$d_u = 0.98$ cm	$c = 45.33$

0.005	\geq	0.001	NO CUMPLE
C	\geq	26.67	CUMPLE

Debido a la poca longitud y altura de la aleta, no son necesarios los elementos de borde.

Siguiendo con el diseño de los refuerzos se mostrará el de una de las columnas rectangulares, la cual está ubicada entre los ejes G-1. Para este reforzamiento se consideró incrementar la sección para generar más rigidez en el sentido X. Se colocó 8 barras de 5/8" como se muestra en la siguiente figura.



8 \varnothing 5/8"
ESTRIBOS \varnothing 3/8"@0.25

Figura N° 50 – Detalle de Columnas reforzada G-1

Fuente: Elaboración propia

Con esta propuesta se pasó a verificar su resistencia por flexocompresión. En las siguientes gráficas se muestran los diagramas de interacción.

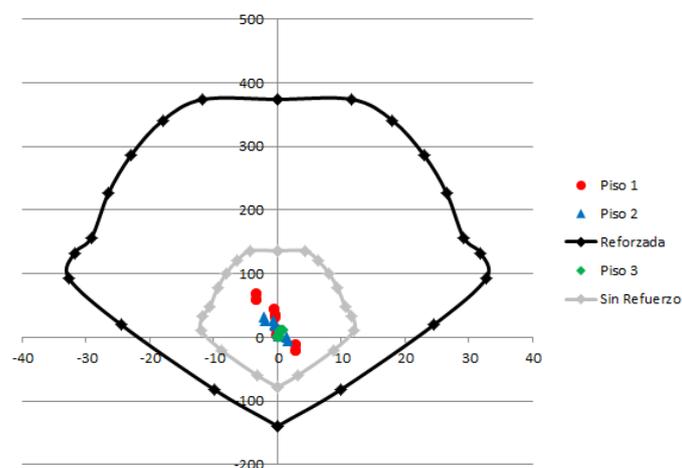


Figura N° 51 – Diagrama de interacción de columna reforzada G- 1 X-X

Fuente: Elaboración propia

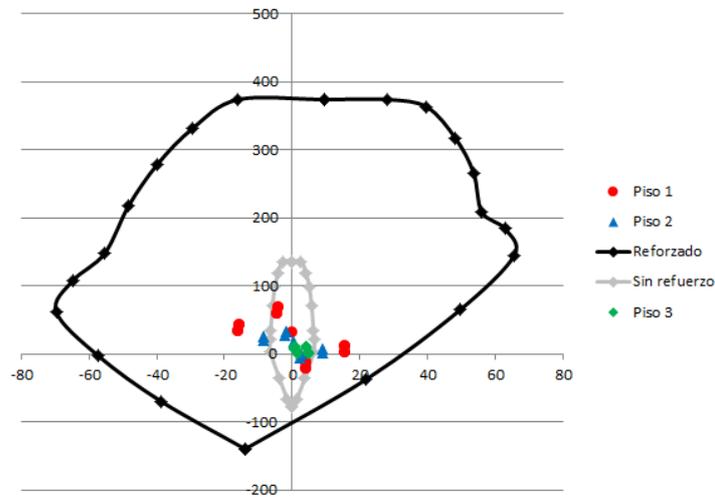


Figura N° 52 – Diagrama de interacción de columna reforzada G- 1 Y-Y

Fuente: Elaboración propia

El diseño propuesto cumple con las demandas de las combinaciones últimas. Luego, se verificó la cortante como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla N° 65 – Diseño por cortante columna reforzada G- 1

	Vu	Vu max	bw	d	Pu min	Vc	Vs	Barras	Av	s
	tonf	tonf	cm	cm	tonf	kgf	tonf		cm2	cm
Lado X-X	23.8	97.36	40	76	2.02	23455	4.5	2	0.71	100.2
Lado Y-Y	50.2	92.23	80	36	2.02	22222	36.8	4	0.71	11.66

Fuente: Elaboración propia

Luego se verificó según los criterios de la norma E060, quedando la siguiente manera:
 $\square 1/2'' 1@0.05, 6@0.10\text{cm}, \text{rto}@0.25\text{m}$. Para los nudos el espaciamiento será cada 15cm como máximo.

Este refuerzo se repetirá para todas las columnas de este tipo que se muestra en la vista en planta.

4. ANÁLISIS DE COSTOS DE LOS REFORZAMIENTOS

4.1 Costo de propuesta del reforzamiento del módulo octogonal

A continuación, se mostrará el costo de la partición de la estructura inicial, los elementos nuevos y el reforzamiento de los elementos vulnerables.

En la siguiente tabla se mostrará las partidas del presupuesto asignado para el módulo octogonal.

Tabla N° 66 – Presupuesto reforzamiento módulo octogonal

ITEM	DESCRIPCION DE LA PARTIDA	UND	METRADO	P.U	PARCIAL	TOTAL
01	ESTRUCTURAS					S/. 9,223.72
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS					S/. 814.85
01.01.01	DEMOLICION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO					S/. 455.25
01.01.01.01	CORTE DE LOSA	m2	8.00	10.00	80.00	
01.01.01.02	PICADO DE COLUMNAS	m2	26.40	10.00	264.00	
01.01.01.03	PICADO DE VIGAS	m2	7.13	10.00	71.25	
01.01.01.04	PICADO DE ZAPATAS	m2	4.00	10.00	40.00	
01.01.02	EXCAVACIONES SIMPLES					S/. 359.60
01.01.02.01	EXCAVACION MANUAL	m3	4.00	39.25	157.00	
01.01.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	4.00	19.74	78.96	
01.01.02.03	RELLENO Y COMPACTACION CON MATERIAL PROPIO	m3	4.00	30.91	123.64	
01.02	CONCRETO LOSA					S/. 411.99
01.02.01	LOSA SOBRE TERRENO					S/. 411.99
01.02.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO LOSA SOBRE TERRENO $f_c=210\text{kg/cm}^2$ - ACABADO BARRIDO	m3	1.00	407.99	407.99	
01.02.01.02	CURADO DE LOSAS CON AGUA	m2	2.00	2.00	4.00	
01.03	CONCRETO ARMADO					S/. 7,996.88
01.03.01	ENCAMISADO DE COLUMNAS					S/. 7,651.41
01.03.01.01	ACERO CORRUGADO EN COLUMNAS $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	kg	758.03	4.36	3,305.00	
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCORADO EN COLUMNAS	m2	28.60	42.72	1,221.79	
01.03.01.03	CONCRETO PREMEZCLADO EN COLUMNAS $f_c=210\text{ kg/cm}^2$ C/BOMBA	m3	3.47	303.44	1,051.42	
01.03.01.04	CURADO CON ADITIVO	m2	28.60	2.00	57.20	
01.03.01.05	ANCLAJES CON HILTI	und	112.00	18.00	2,016.00	
01.03.02	ENCAMISADO DE VIGAS					S/. 345.47
01.03.02.01	ACERO CORRUGADO EN COLUMNAS $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	kg	25.48	4.36	111.09	
01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCORADO EN COLUMNAS	m2	0.00	50.50	0.00	
01.03.02.03	CONCRETO PREMEZCLADO EN COLUMNAS $f_c=210\text{ kg/cm}^2$ C/BOMBA	m3	0.37	299.81	112.13	
01.03.02.04	CURADO CON ADITIVO	m2	7.13	2.00	14.25	
01.03.02.05	ANCLAJES CON HILTI	und	6.00	18.00	108.00	
02	ARQUITECTURA					S/. 1,374.22
02.01	ALBAÑILERIA					S/. 769.87
02.01.01	REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS					S/. 769.87
02.01.01.01	TARRAJEO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES $e=1.5\text{ cm}$	m2	35.73	21.55	769.87	
02.02	ACABADOS					S/. 604.34
02.02.01	PISOS Y CONTRAPISOS					S/. 127.77
02.02.01.01	CONTRAPISO DE 2"	m2	3.00	30.29	90.87	
02.02.01.02	PISO PULIDO	m2	3.00	12.30	36.90	
02.02.03	PINTURA					S/. 476.57
02.02.03.01	PINTURA LATEX DOS MANOS INTERIORES	m2	35.73	13.34	476.57	
OCTOGONAL ENCAMISADO						S/. 10,597.94

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar el costo total del reforzamiento para el módulo octogonal.

En la próxima tabla se mostrará el costo del reforzamiento considerando arriostres de acero.

Tabla N° 68 – Presupuesto reforzamiento módulo rectangular – Arriostre de acero

ITEM	DESCRIPCION DE LA PARTIDA	UND	METRADO	P.U.	PARCIAL	TOTAL
01	ESTRUCTURAS					S/ 112,574.15
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS					S/ 3,738.40
01.01.01	DEMOLICION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO					S/ 2,111.20
01.01.01.01	CORTE DE LOSA	m2	72.35	10.00	723.50	
01.01.01.02	DEMOLICION DE MUROS DE ALBAÑILERIA	m2	69.30	10.00	693.00	
01.01.01.03	PICADO DE COLUMNAS	m2	61.58	10.00	615.80	
01.01.01.04	PICADO DE VIGAS	m2	7.89	10.00	78.90	
01.01.02	EXCAVACIONES SIMPLES					S/ 1,627.20
01.01.02.01	EXCAVACION MANUAL	m3	23.45	39.25	920.41	
01.01.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	4.47	19.74	88.28	
01.01.02.03	RELLENO Y COMPACTACION CON MATERIAL PROPIO	m3	20.01	30.91	618.51	
01.02	CONCRETO SIMPLE					S/ 461.44
01.02.01	SOLADOS					S/ 33.45
01.02.02.01	SOLADOS $f_c=100$ kg/cm2 $e=5$ cm	m2	1.68	19.91	33.45	
01.02.02	LOSA SOBRE TERRENO					S/ 427.99
01.02.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO $f_c=140$ kg/cm2 - ACABADO BARRIDO	m3	1.00	407.99	407.99	
01.02.02.02	CURADO DE LOSA CON AGUA	m2	10.00	2.00	20.00	
01.03	CONCRETO ARMADO					S/ 22,428.68
01.03.01	ZAPATAS PARA PEDESTALES					S/ 3,254.54
01.03.01.01	ACERO CORRUGADO EN ZAPATAS $f_y=4200$ kg/cm2	kg	185.00	4.36	806.60	
01.03.01.02	CONCRETO PREMEZCLADO EN ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm2 s/ bomba	m3	6.00	407.99	2,447.94	
01.03.02	ENCAMISADO DE COLUMNAS					S/ 10,062.44
01.03.02.01	ACERO CORRUGADO EN COLUMNAS $f_y=4200$ kg/cm2	kg	200.00	4.36	872.00	
01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	73.65	42.72	3,146.33	
01.03.02.03	CONCRETO PREMEZCLADO EN COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm2 s/ bomba	m3	19.80	303.44	6,008.11	
01.03.02.04	CURADO CON ADITIVO	m2	18.00	2.00	36.00	
01.03.03	ZAPATAS NUEVAS					S/ 3,254.54
01.03.04.01	ACERO CORRUGADO EN ZAPATAS $f_y=4200$ kg/cm2	kg	185.00	4.36	806.60	
01.03.01.02	CONCRETO PREMEZCLADO EN ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm2 s/ bomba	kg	6.00	407.99	2,447.94	
01.03.05	VIGAS NUEVAS					S/ 2,038.19
01.03.05.01	ACERO CORRUGADO EN VIGAS $f_y=4200$ kg/cm2	kg	268.84	4.36	1,172.14	
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	m2	10.50	50.50	530.25	
01.03.05.03	CONCRETO PREMEZCLADO EN VIGAS $f_c=210$ kg/cm2 s/ bomba	m3	1.05	299.81	314.80	
01.03.05.04	CURADO CON ADITIVO	m2	10.50	2.00	21.00	
01.03.06	COLUMNAS NUEVAS					S/ 3,818.97
01.03.06.01	ACERO CORRUGADO EN COLUMNAS $f_y=4200$ kg/cm2	kg	250.00	4.36	1,090.00	
01.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	33.00	42.72	1,409.76	
01.03.06.03	CONCRETO PREMEZCLADO EN COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm2 s/ bomba	m3	4.13	303.44	1,253.21	
01.03.06.04	CURADO CON ADITIVO	m2	33.00	2.00	66.00	
01.04	ESTRUCTURAS METALICAS					S/ 85,945.64
01.04.01	ARRIOSTRES					S/ 85,945.64
01.04.01.01	ARRIOSTRES DE TUBO CUADRADO 8"X8"X3/8"	kg	8,475.60	9.81	83,145.64	
01.04.01.02	ANCLAJES CON HILTI	und	112.00	25.00	2,800.00	
02	ARQUITECTURA					S/ 11,509.61
02.01	ALBANILERIA					S/ 6,313.98
02.01.01	TARRAJEO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	m2	35.73	21.55	769.98	
02.01.02	MURO DE DRYWALL	m2	69.30	80.00	5,544.00	
02.02	PISOS Y CONTRAPISOS					S/ 775.14
02.02.01	CONTRAPISO DE 2"	m2	18.20	30.29	551.28	
02.02.02	PISO PULIDO	m2	18.20	12.30	223.86	
02.03	VENTANAS, MAMPARAS Y CRISTALES					S/ 2,100.00
02.03.01	V-1 (1.00X1.00) VIDRIO	m2	14.00	150.00	2,100.00	
02.04	PINTURA					S/ 2,320.49
02.04.01	PINTURA LATEX DOS MANOS	und	173.95	13.34	2,320.49	
	RECTANGULAR ARRIOSTRES					S/ 124,083.77

Fuente: Elaboración propia

En la próxima tabla se mostrará el costo del reforzamiento considerando aletas de concreto armado.

Tabla N° 69 – Presupuesto reforzamiento módulo rectangular – Aletas de concreto

ITEM	DESCRIPCION DE LA PARTIDA	UND	METRADO	P.U	PARCIAL	TOTAL
01	ESTRUCTURAS					S/. 32,415.13
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS					S/. 3,499.45
01.03.01	DEMOLICION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO					S/. 1,421.25
01.03.01.01	CORTE DE LOSA	m2	12.00	10.00	120.00	
01.03.01.02	DEMOLICION DE MUROS DE ALBANILERIA	m2	33.00	10.00	330.00	
01.03.01.03	PICADO DE COLUMNAS	m2	83.25	10.00	832.50	
01.03.01.04	PICADO DE VIGAS	m2	13.88	10.00	138.75	
01.03.02	EXCAVACIONES SIMPLES					S/. 2,078.20
01.03.02.01	EXCAVACION MANUAL	m3	24.75	39.25	971.44	
01.03.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	24.75	19.74	488.57	
01.03.02.03	RELLENO Y COMPACTACION CON MATERIAL PROPIO	m3	20.00	30.91	618.20	
01.04	CONCRETO SIMPLE					S/. 7,097.53
01.04.01	SOLADOS Y FALSO PISO					S/. 119.46
01.04.01.01	SOLADOS $f_c=100$ kg/cm ² , $e=5$ cm	m2	6.00	19.91	119.46	
01.04.02	LOSA SOBRE TERRENO					S/. 6,978.07
01.04.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO LOSA SOBRE TERRENO $f_c=140$ kg/cm ² - ACABADO BARRIDO	m3	16.78	407.99	6,846.07	
01.04.02.02	CURADO DE LOSAS CON AGUA	m2	66.00	2.00	132.00	
01.05	CONCRETO ARMADO					S/. 21,818.14
01.05.01	ZAPATAS ENCAMISADO					S/. 887.61
01.05.01.01	ACERO CORRUGADO EN ZAPATAS $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	53.86	4.36	234.83	
01.05.01.02	CONCRETO PREMEZCLADO EN ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm ² s/bomba	m3	1.60	407.99	652.78	
01.05.04	ENCAMISADO DE COLUMNAS T					S/. 14,268.27
01.05.04.01	ACERO CORRUGADO EN PLACAS $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	378.90	4.36	1,652.00	
01.05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA MUROS Y PLACAS	m2	120.50	32.92	3,966.86	
01.05.04.03	CONCRETO PREMEZCLADO EN MUROS Y PLACAS $f_c=210$ kg/cm ² C/BOMBA	m3	13.20	303.44	4,005.41	
01.05.04.04	CURADO CON ADITIVO	m2	18.00	2.00	36.00	
01.05.04.05	ANCLAJES CON HILTI	und	128.00	36.00	4,608.00	
01.05.01	ZAPATAS NUEVAS					S/. 887.61
01.05.01.01	ACERO CORRUGADO EN ZAPATAS $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	53.86	4.36	234.83	
01.05.01.02	CONCRETO PREMEZCLADO EN ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm ² s/bomba	m3	1.60	407.99	652.78	
01.05.03	VIGAS NUEVAS					S/. 2,019.19
01.05.03.01	ACERO CORRUGADO EN VIGAS $f_c=4200$ kg/cm ²	kg	268.84	4.36	1,172.14	
01.05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	m2	10.50	50.50	530.25	
01.05.03.03	CONCRETO PREMEZCLADO EN VIGAS $f_c=210$ kg/cm ² C/BOMBA	m3	1.05	299.81	314.80	
01.05.03.04	CURADO CON ADITIVO	m2	1.00	2.00	2.00	
01.05.03	COLUMNAS NUEVAS					S/. 3,755.45
01.05.03.01	ACERO CORRUGADO EN VIGAS $f_c=4200$ kg/cm ²	kg	250.00	4.36	1,090.00	
01.05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	m2	33.00	42.72	1,409.76	
01.05.03.03	CONCRETO PREMEZCLADO EN VIGAS $f_c=210$ kg/cm ² C/BOMBA	m3	4.13	303.44	1,251.69	
01.05.03.04	CURADO CON ADITIVO	m2	2.00	2.00	4.00	
02	ARQUITECTURA					S/. 4,504.07
02.01	ALBANILERIA					S/. 2,087.42
02.01.01	REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS					S/. 2,087.42
02.01.01.02	TARRAJEO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES $e=1.5$ cm	m2	69.30	21.55	1,493.42	
02.01.01.03	TARRAJEO DE MUROS EXTERIORES DE FACHADA $e=1.5$ cm	m2	33.00	18.00	594.00	
02.02	ACABADOS					S/. 2,416.66
02.02.01	PISOS Y CONTRAPISOS					S/. 1,051.97
02.02.01.01	CONTRAPISO DE 2"	m2	24.70	30.29	748.16	
02.02.01.02	PISO PULIDO	m2	24.7	12.30	303.81	
02.02.04	PINTURA Y PAPEL TAPIZ					S/. 1,364.68
02.02.04.01	PINTURA LATEX DOS MANOS EXTERIORES E INTERIORES	m2	102.30	13.34	1,364.68	
						S/. 36,919.20
						RECTANGULAR ENCAMISADO T (ALETAS)

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar el tercer reforzamiento es mucho más económico que los anteriores, por ende, será el que se elegirá.

4.3 Costo general de obra

Además de estos costos directos por partida se debe considerar los costos generales que se aplicaría eligiendo cualquiera de los tres tipos de refuerzos.

En la siguiente tabla se muestra los costos por obras preliminares y provisionales.

Tabla N° 70 – Presupuesto general de obra

ITEM	DESCRIPCION DE LA PARTIDA	UND	METRADO	P.U	PARCIAL	TOTAL
01	ESTRUCTURAS					S/. 28,717.26
01.01	OBRAS PROVISIONALES					S/. 7,705.18
01.01.01	INSTALACIONES PROVISIONALES					S/. 7,705.18
01.01.01.01	CERCO PERIMETRICO PROVISIONAL	m	1.00	143.06	143.06	
01.01.01.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y MAQUINARIAS	vje	2.00	737.96	1,475.92	
01.01.01.03	CASETA DE INGENIERIA Y ALMACEN DE OBRA	m2	1.00	43.10	43.10	
01.01.01.04	COMEDOR Y VESTUARIO	m2	1.00	43.10	43.10	
01.01.01.05	INSTALACIONES ELECTRICAS DURANTE LA OBRA	glb	2.00	1,800.00	3,600.00	
01.01.01.06	SUMINISTRO DE AGUA Y ELECTRICIDAD DURANTE DE LA CONSTRUCCIÓN	mes	2.00	1,200.00	2,400.00	
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES GENERALES					S/. 21,012.08
01.02.01	TRABAJOS PRELIMINARES					S/. 9,800.00
01.02.01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb	1.00	2,000.00	2,000.00	
01.02.01.02	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	mes	1.00	7,800.00	7,800.00	
01.02.02	TRABAJOS PERMANENTES					S/. 11,212.08
01.02.02.01	LIMPIEZA PERMANENTE EN OBRA	mes	2.00	1,030.00	2,060.00	
01.02.02.02	ELIMINACIÓN DE MATERIAL PROVENIENTE DE LIMPIEZA	mes	2.00	431.04	862.08	
01.02.02.03	SEGURIDAD GENERAL	glb	1.00	8,290.00	8,290.00	

Fuente: Elaboración propia

Debido a que los trabajos son con el mismo material (concreto armado) y el tiempo estimado de ejecución es casi similar se considerara este costo para ambos refuerzos.

Además, no se ha tomado en cuenta el costo de gastos generales ni utilidad, solo se está considerando el costo directo.

En la siguiente tabla se muestra el costo directo de las dos alternativas de reforzamiento.

Tabla N° 71 – Resumen de presupuesto – Aletas de concreto

1ERA ALTERNATIVA	
OCTOGONAL ENCAMISADO	S/. 10,597.94
RECT. ENCAMISADO T (ALETAS)	S/. 36,919.20
COSTO GENERAL	S/. 28,717.26
TOTAL	S/. 76,234.40

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 72 – Resumen de presupuesto – Placas

2DA ALTERNATIVA	
OCTOGONAL ENCAMISADO	S/. 10,597.94
RECT. PLACAS	S/. 68,068.52
COSTO GENERAL	S/. 28,717.26
TOTAL	S/. 107,383.72

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 73 – Resumen de presupuesto – Arriostres de acero

3RA ALTERNATIVA	
OCTOGONAL ENCAMISADO	S/ 10,527.94
RECT. ARRIOSTRES DE ACERO	S/124,083.77
COSTO GENERAL	S/ 28,717.26
TOTAL	S/163,328.97

Fuente: Elaboración propia

Como se puede deducir de las tablas la alternativa más económica resultaría la de incluir aletas de concreto armado y el costo directo sería de 76, 234.40 soles con un tiempo de ejecución de 2 meses.

5. CONCLUSIONES

Al modelar matemáticamente el módulo educativo Apenkai, se encontraron deficiencias en la estructuración y errores en el proceso constructivo. Esto ocurre por su antigüedad y por su diseño con la norma E030 de 1977. Entre los problemas de estructuración esta la irregularidad que presenta en planta, lo cual genera que los diafragmas de los entresijos no se puedan desplazar de forma uniforme, problemas de torsión y que las cargas no se puedan transmitir eficientemente. Además, entre errores constructivos que presenta esta la falta juntas entre tabiquería y estructura, también, ausencia de confinamiento en los elementos no estructurales, entre otros que solo podrán ser evidentes luego de un evento sísmico.

Al realizar el análisis estructural de la institución existente, según los planos originales de estructuras y arquitectura, se encontró que había irregularidad por esquinas entrantes, de rigidez y geométrico vertical, las cuales no son permitidas para edificaciones esenciales según la norma. Al realizar el análisis dinámico se encontró graves problemas de desplazamientos laterales y torsión. Hay poca rigidez en ambos sentidos del análisis estructural, para el caso de X-X, en el primer piso la distorsión es de 3.71% que es más de 5 veces el límite de la norma de 0.7%, que son para pórticos de concreto armado. Para el análisis en Y-Y, la deriva en el primer piso duplica lo aceptado por norma (0.99% vs 0.5%) para sistemas estructurales de albañilería.

Para el diseño de las propuestas de reforzamiento estructural se llegó a la conclusión que la mejor alternativa era separar la estructura en dos partes, la primera conformada por la sección octogonal y parte del pasadizo, la otra por la sección rectangular y lo que faltaba del pasadizo. Con esta propuesta de solución inicial se buscó tratar de minimizar los problemas de irregularidad, eliminar la flexibilidad en los diafragmas y problemas de torsión. Para la estructura octogonal, ya que no presentaba problemas a nivel de estructura, solo se procedió a reforzar los elementos estructurales con encamisados. Por otro lado, para la estructura rectangular se propusieron 3 tipos de reforzamiento. La primera opción son placas de concreto armado en el sentido longitudinal, siendo tres en cada extremo en los dos primeros pisos y uno en cada lado en el último piso. La segunda consta de arriostres de acero en el sentido longitudinal, siendo estas tres en cada extremo en los dos primeros pisos y uno en cada lado en el último piso. La última propuesta

consiste en considerar aletas de concreto armado, se encamisaron las columnas formando secciones “T”, ya que las nuevas aletas toman una parte considerable del cortante de sismo. Finalmente, se procedió a reforzar los elementos estructurales con encamisados.

Al evaluar las propuestas de reforzamiento de las nuevas estructuras, nos encontramos con resultados satisfactorios. En el módulo octogonal, no había problemas de rigidez con (0.42% vs 0.7%) en el sentido X-X y (0.19% vs 0.5%) en el sentido Y-Y, pero se reforzaron todas las columnas tipo “V” del primer piso y vigas de todos los pisos del eje 3-AE. Para el módulo rectangular, todas las propuestas cumplieron con lo requerido en las normas vigentes. En la propuesta de placas de concreto armado, se obtuvo (0.54% vs 0.7%) en el sentido X-X y (0.5% vs 0.5%) en el sentido Y-Y y se reforzaron las columnas de los ejes 3, 7 y 9. La propuesta de arriostres de acero dio resultados de (0.89% vs 1.0%) en el sentido X-X y (0.49% vs 0.5%) en el sentido Y-Y y se reforzaron las columnas de los ejes 3, 7 y 9. En el refuerzo con aletas de concreto armado, se encamisaron las columnas formando secciones “T” y se observó buen comportamiento, ya que las nuevas aletas toman una parte considerable del cortante de sismo. Con estos refuerzos se logró cumplir con las derivas establecidas por la norma dando (0.7% vs 0.7%) en el sentido X-X y (0.44% vs 0.5%) en el sentido Y-Y. Además, se verificó el diseño de los elementos estructurales, los cuales se cumplieron correctamente.

Al realizar el análisis de costo por partidas y calculando el presupuesto de las alternativas se encontró que la alternativa de usar aletas de concreto armado en el módulo rectangular y reforzar las columnas “V” del módulo octogonal, además, de los elementos que se tuvieron que adicionar por la partición de la estructura inicial sería la propuesta más económica con un costo de 76, 234.40 soles con un tiempo de ejecución de 2 meses.

6. RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar ensayos de diamantina para determinar la resistencia real del concreto, así como, levantar información de las dimensiones replanteadas en campo para tener mayor precisión de los datos obtenidos. Antes de hacer una intervención, se deberá confirmar la información in situ por un especialista para poder aprobar la aplicación de un refuerzo.

Para los elementos no estructurales, es recomendable aislar la tabiquería de la estructura, considerar elementos de confinamiento y juntas para que no sufran daños o colapsen durante un evento sísmico. También, se recomienda no usar diseños arquitectónicos irregulares en plantas y elevación para este tipo de edificaciones esenciales.

Para futuras investigaciones se pueden proponer otros métodos de reforzamiento, tanto a nivel de estructura como elementos. Entre ellos podrían considerarse los muros de albañilería confinada o armada, arriostres de acero en K, contrafuertes, encamisados metálicos y refuerzos con fibra de carbono. Otra alternativa de solución que podría evaluar sería utilizar disipadores de energía o aisladores sísmicos.

Se recomienda realizar una inspección visual del estado actual de la estructura existente, considerando su antigüedad y deterioro de sus elementos. Además, se debería de investigar como lo ha afectado la posible corrosión, humedad y recubrimientos desprendidos.

El propósito de esta tesis no es determinar una solución definitiva que esté acorde con todas las exigencias de las normas peruanas, sino presentar una serie de alternativas con diferente grado de desempeño y costo que pueden ser utilizadas en diferentes localidades dependiendo de la política de zona y disponibilidad de recursos. Adicionalmente, se recomienda considerar costos del reforzamiento de los elementos no estructurales.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

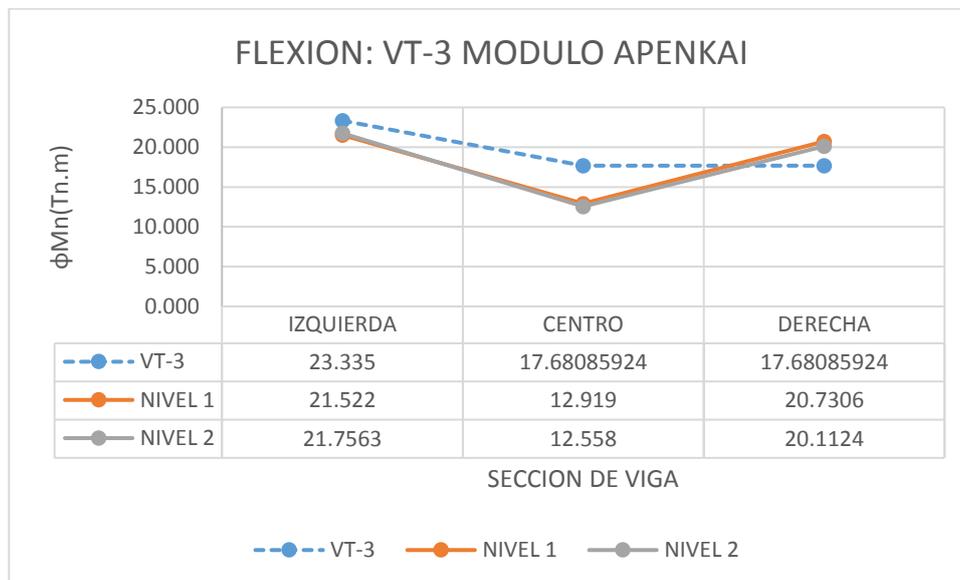
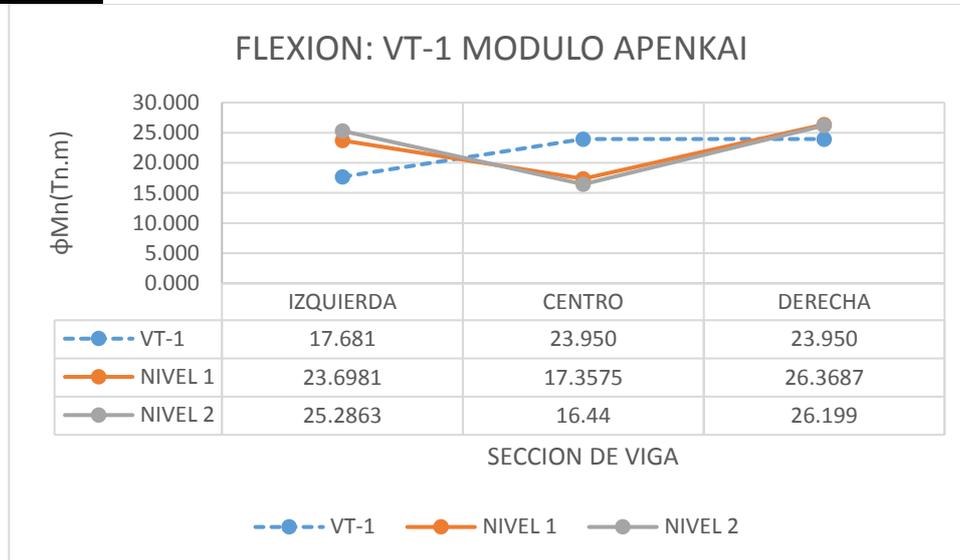
- Blanco Blasco, Juan Antonio, 2005. Las Estructuras De Los Centros Educativos (Colegios) En El Siglo Xx En El Perú Diversos Proyectos De Reforzamiento Y Ejemplos De Estructuración De Edificaciones De La Universidad Católica Del Perú.
- Zia Razzaq, Mohamed A. E. Dabbagh, 2009. Concrete Slabs Reinforced With Frp Or Steel Reinforcements, EEUU. Reinforced Plastics And Composites 1111 – 1121.
- Juozas Valivonis, Marius Budvytis, Mantas Atutis, Edgaras Atutis and Linas Juknevičius 2015. Study on shear resistance of fiberreinforced polymer–reinforced concrete beams, Lithuania. Advances in Mechanical Engineering 2015, Vol. 7(7) 1–17.
- R. Ghorbani & F. Matta & M.A. Sutton, 2015. Full-Field Deformation Measurement and Crack Mapping on Confined Masonry Walls Using Digital Image Correlation, EEUU. Experimental Mechanics (2015) 55:227–243.
- Ramos Salazar, Jesús. 2003. Costos y Presupuestos en Edificación. Cámara Peruana de la Construcción.
- Chen Hao, Xie Quancai, Dai Boyang, Zhang Haoyu and Chen Hongfu, 2016. Seismic damage to structures in the Ms6.5 Ludian earthquake, China. Earthq Eng & Eng Vib (2016) 15: 173-186.
- Choque Contreras, Jesús, 2010. Proyecto de estructuras de un edificio en Surco con un sótano y cuatro pisos, Perú.
- G. S. Wayal* & R. K. Watile, 2014. Study on Earthquake Resisting Behaviour of Low Rise Confined Masonry Building, India. International Journal of Multidisciplinary Approach and Studies (2014) 5: 442 – 462.
- McCormac, Jack C 2010. Diseño de estructuras de acero 5ta Edición
- Matthew John Fisher, B.S.C.E, 2009. Experimental Evaluation of Reinforcement Methods for Concrete Beam-Column Joints, EEUU. Vol. 11(1) 1–13.
- Morteza Moeini y Behzad Rafezy, 2011. Investigation into the Floor Diaphragms Flexibility in Reinforced Concrete Structures and Code Provision, EEUU. Global Journal of Researches in Engineering (2011)
- Msc. Javier Lermo, Msc. Luis Lazares y Msc. Julio Cuenca, 2003. El terremoto de Arequipa, Perú del 23 de junio del 2001(Mw=8.2), efecto de sitio en las ciudades de Arequipa, Moquegua, Ilo y Tacna y su relación con los daños en las edificaciones. Perú.

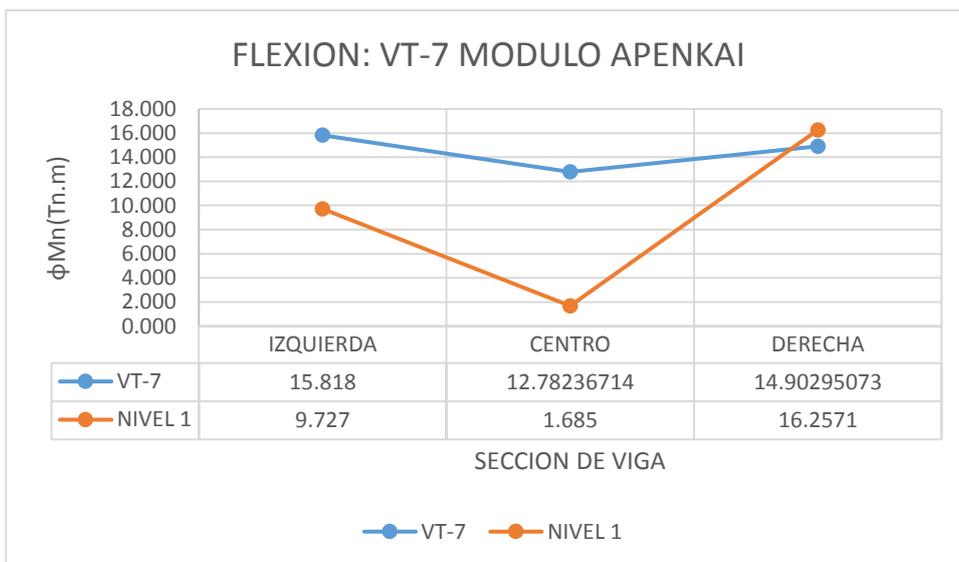
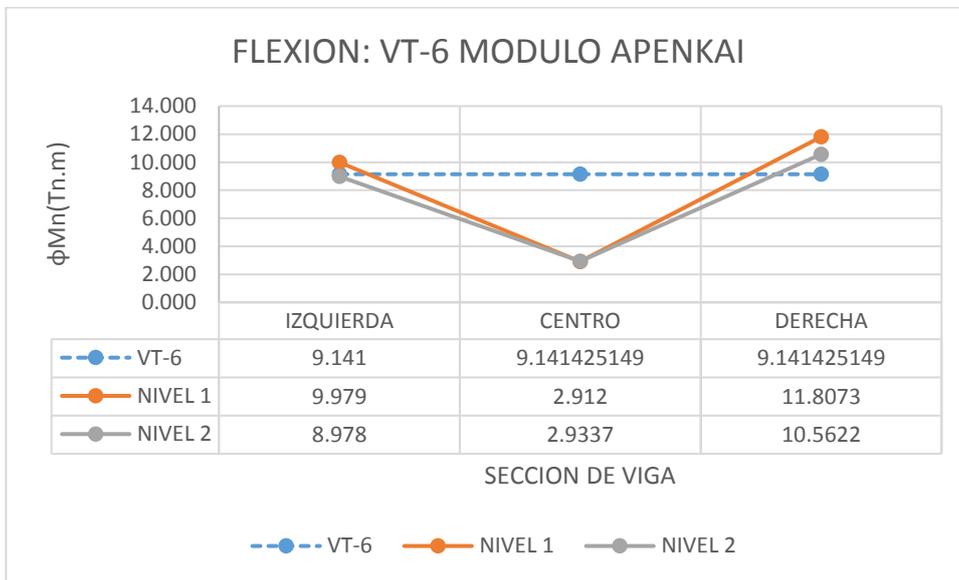
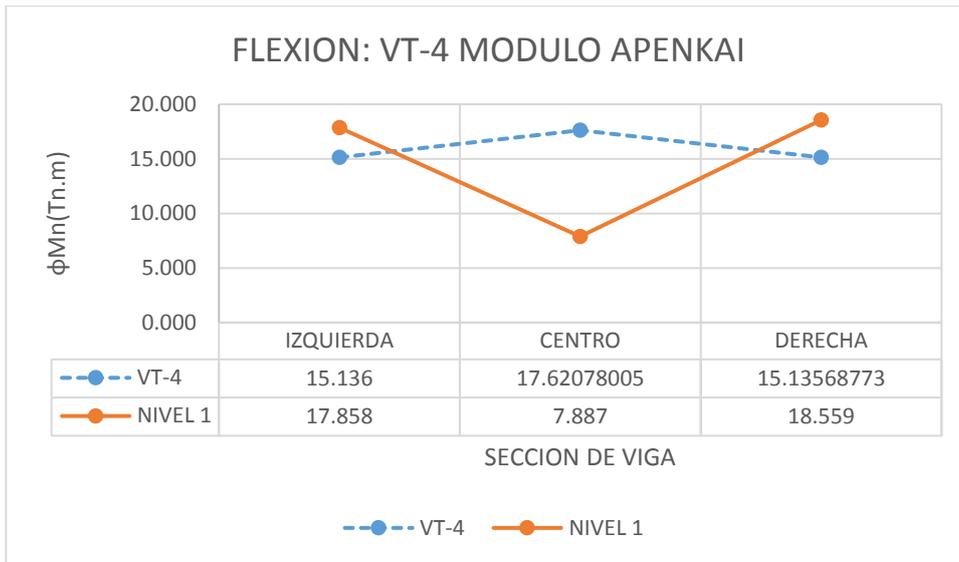
-
- Núñez González, Henry Marlon, 2004. Evaluación De Vulnerabilidad Sísmica De Edificaciones Escolares En El Distrito De San Martín De Porres, Perú.
 - Reglamento Nacional de Edificaciones (2006) – Norma Técnica Peruana E020 “Cargas”.
 - Reglamento Nacional de Edificaciones (2016) – Norma Técnica Peruana E030 “Diseño Sismorresistente”.
 - Reglamento Nacional de Edificaciones (2006) – Norma Técnica Peruana E050 “Suelos y Cimentaciones”.
 - Reglamento Nacional de Edificaciones (2009) – Norma Técnica Peruana E060 “Concreto Armado”.
 - Reglamento Nacional de Edificaciones (2006) – Norma Técnica Peruana E070 “Albañilería”.
 - Reglamento Nacional de Edificaciones (2006) – Norma Técnica Peruana E090 “Estructuras Metálicas”.
 - Ronald Daniel Santana Tapia, 2012. Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada, Perú.
 - Soto Barraza, Emma Nereida, 2008. Rehabilitación de estructuras de concreto. México.
 - Vera Nuñuvero, Arturo Vicente, 2016. Diseño de un edificio multifamiliar de cuatro pisos en estructura de acero y entrepisos de concreto. Perú.

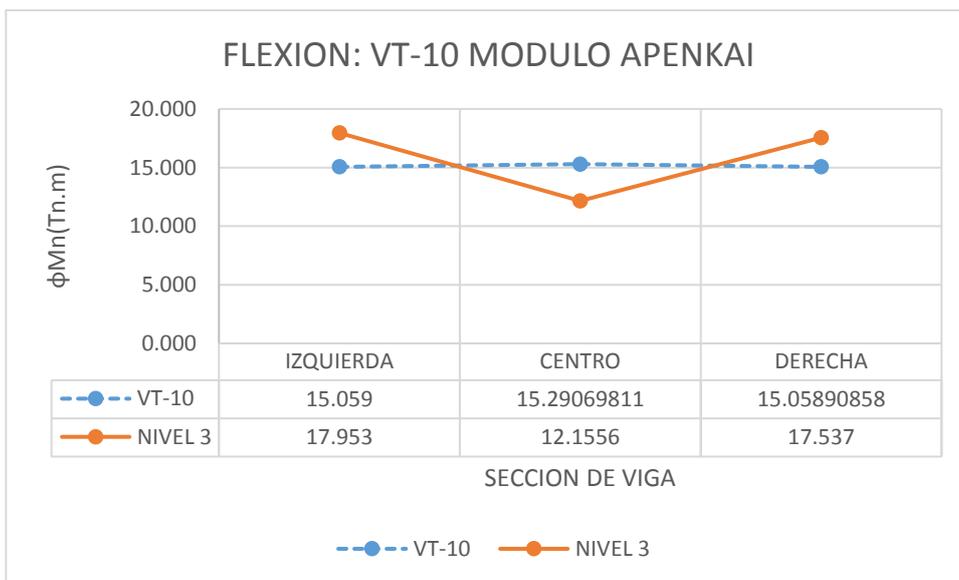
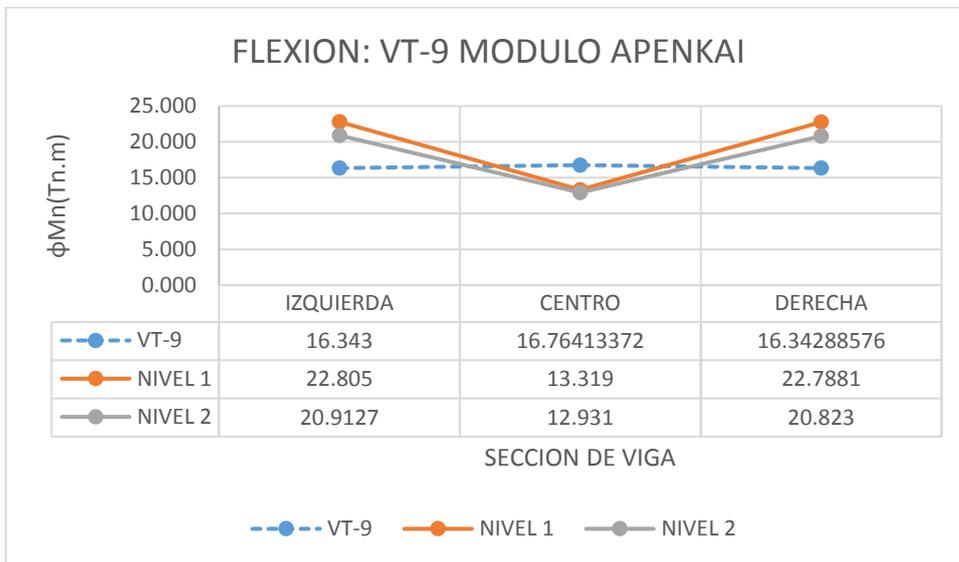
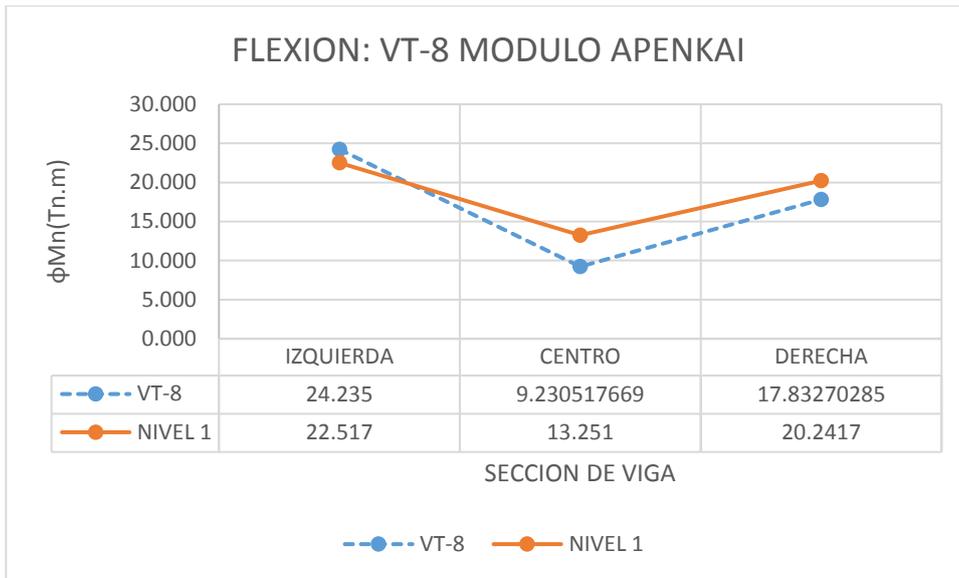
8. ANEXOS

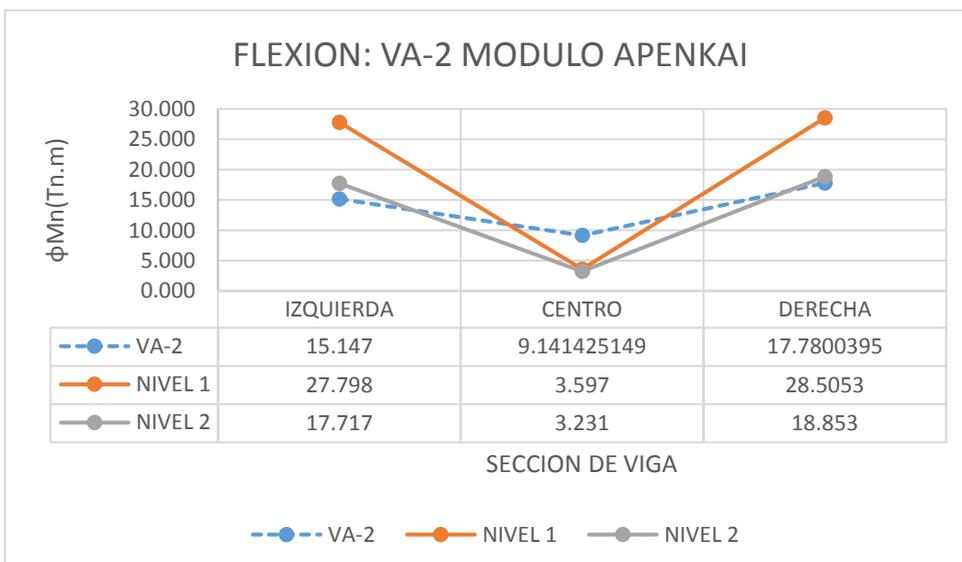
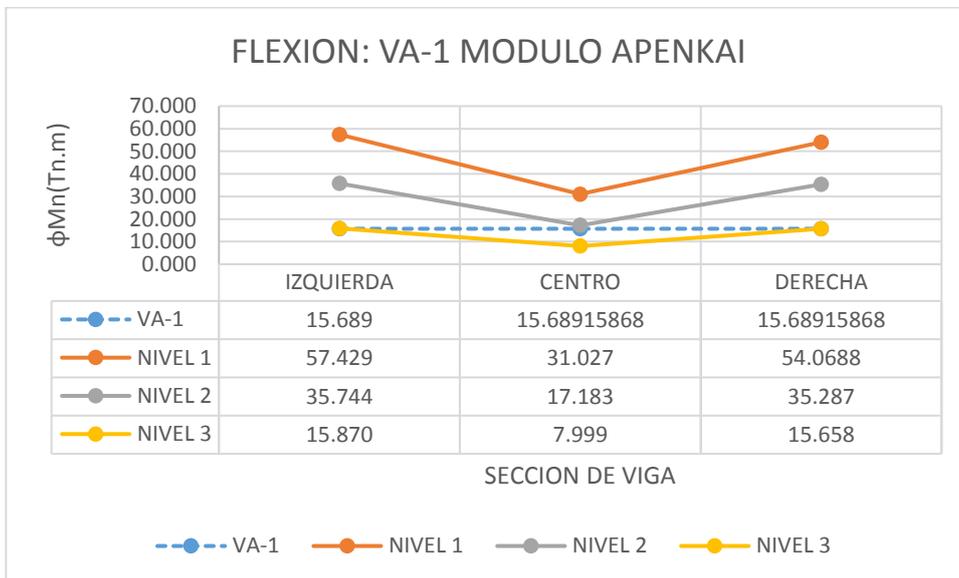
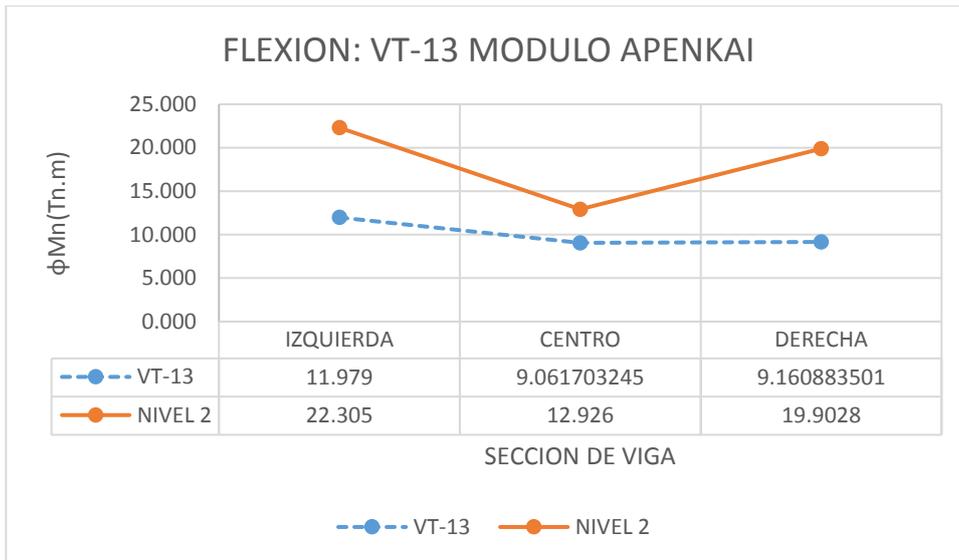
GRAFICAS ESTRUCTURA GENERAL SIN REFUERZO (MODULO APENKAI)

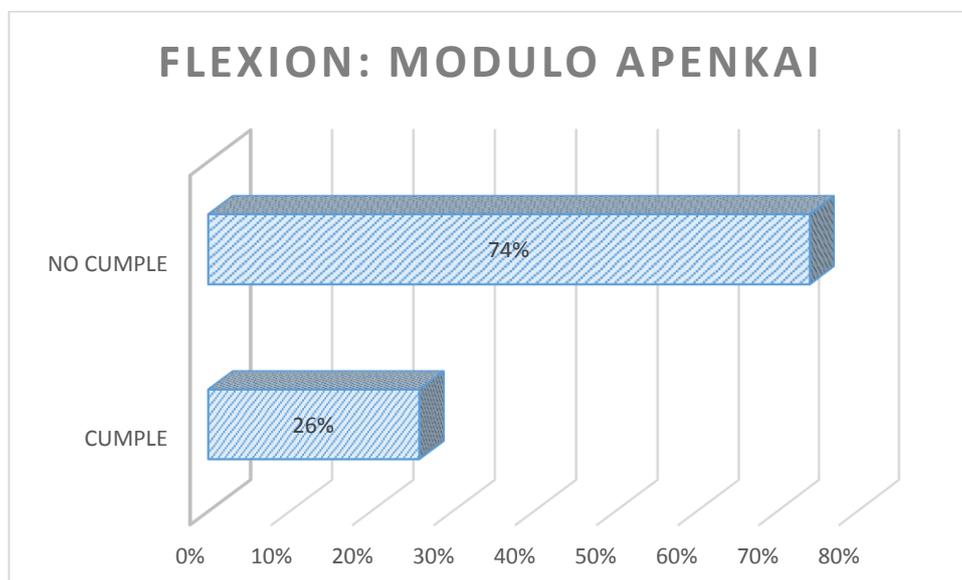
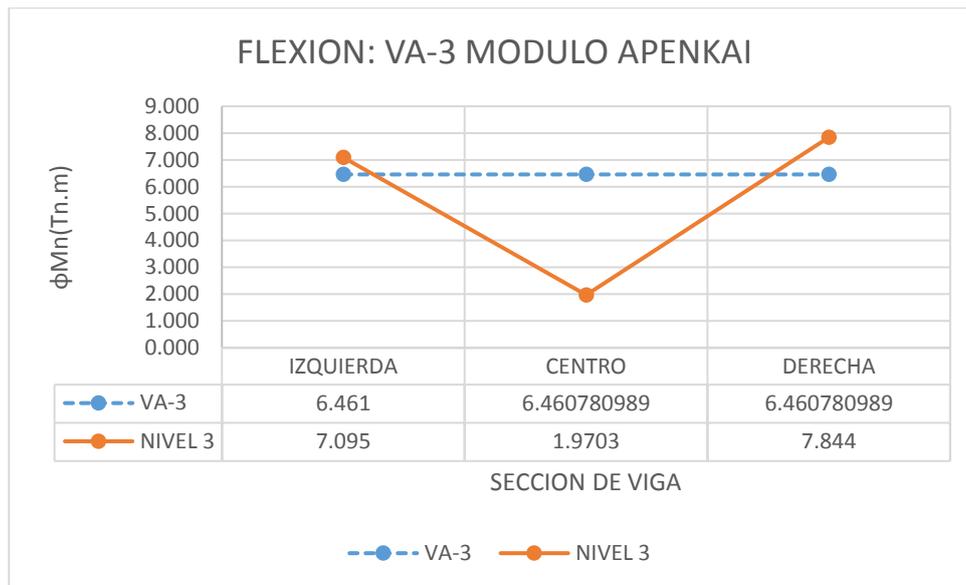
FLEXION



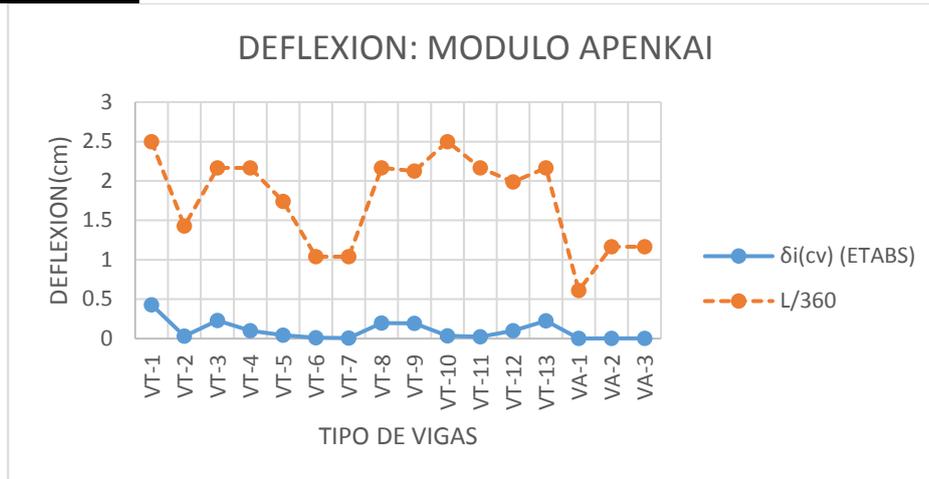




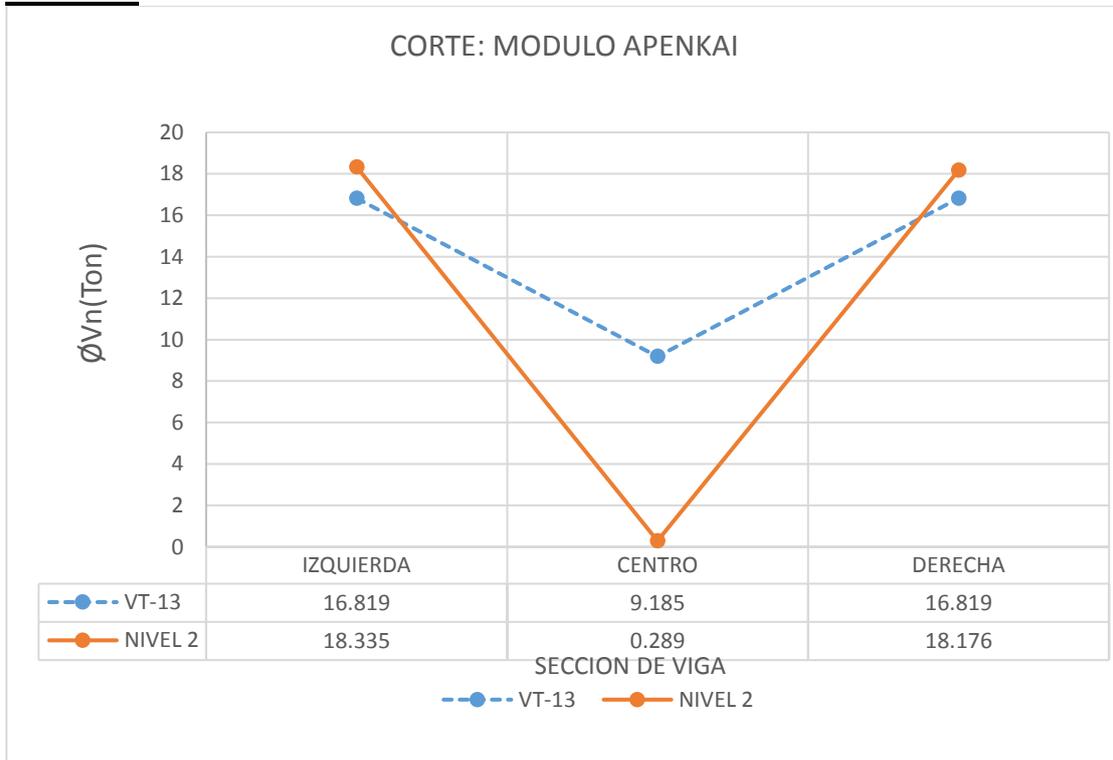




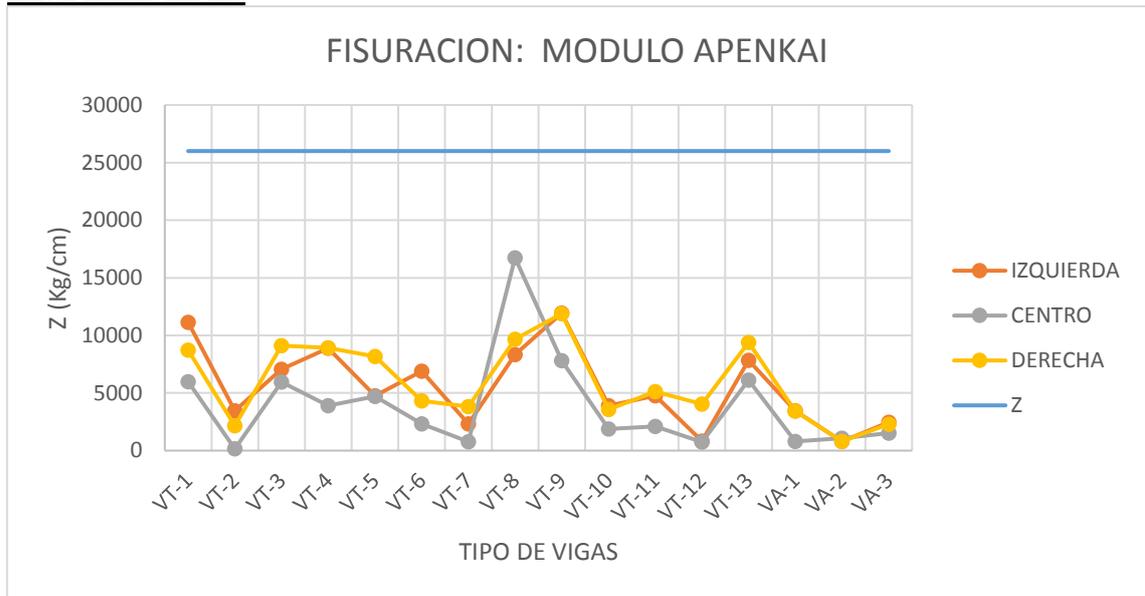
DEFLEXION



CORTE

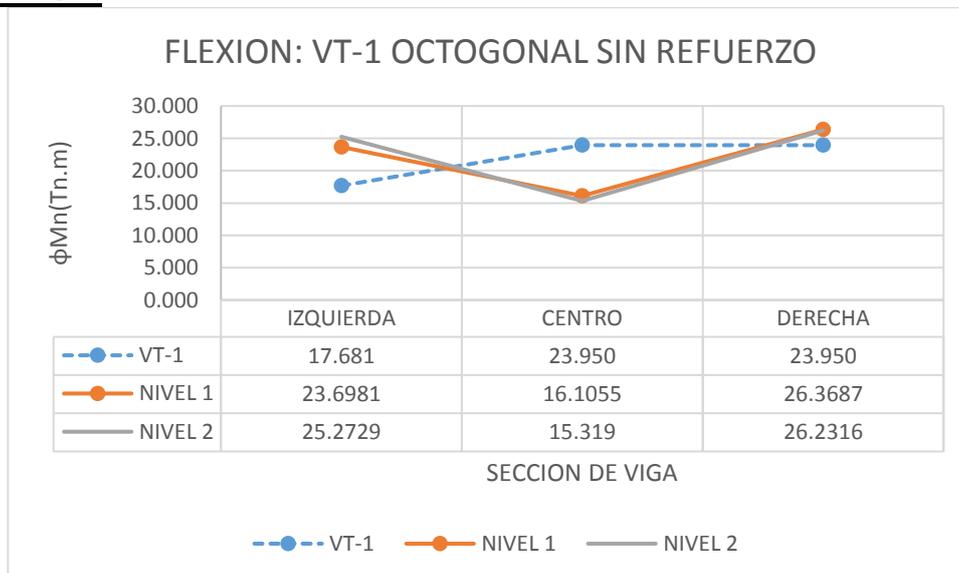


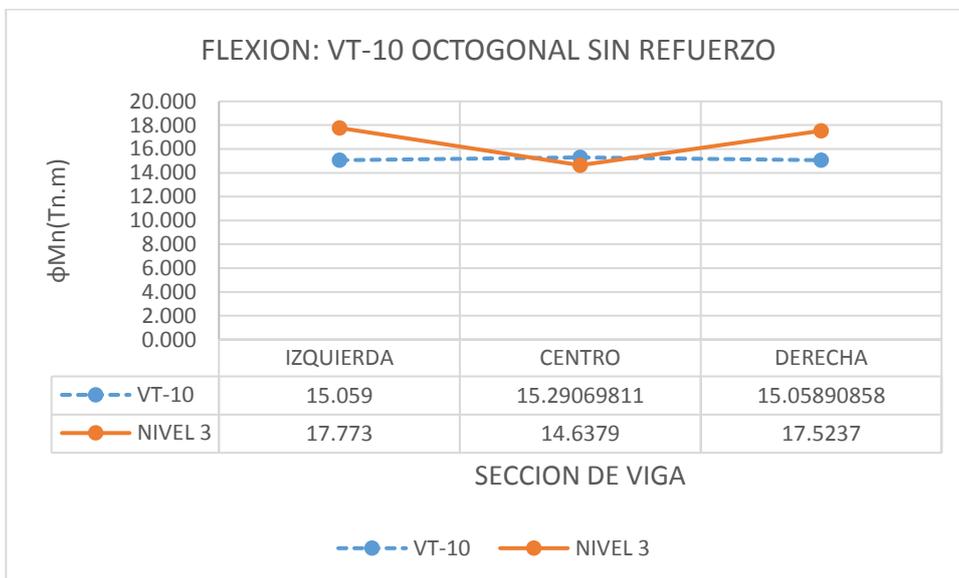
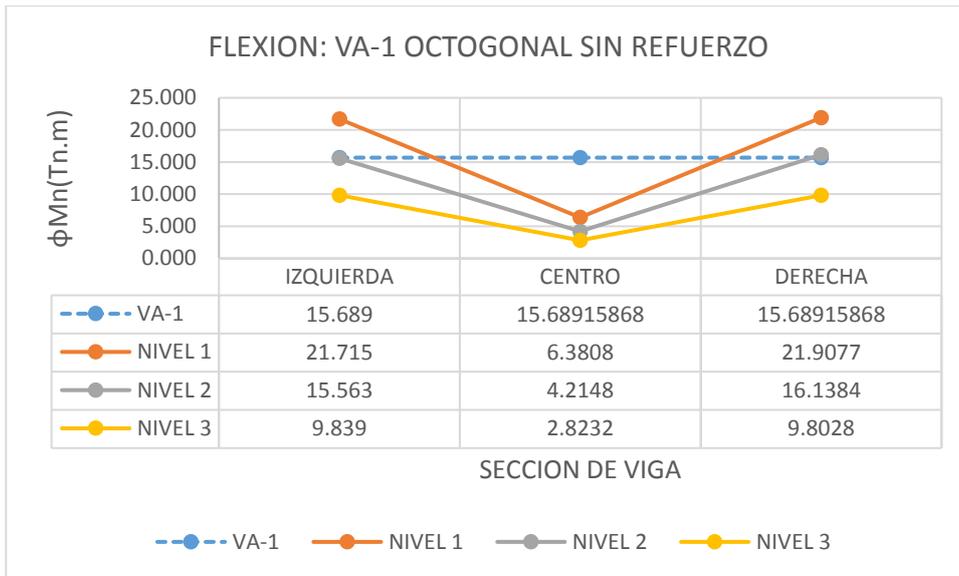
FISURACION



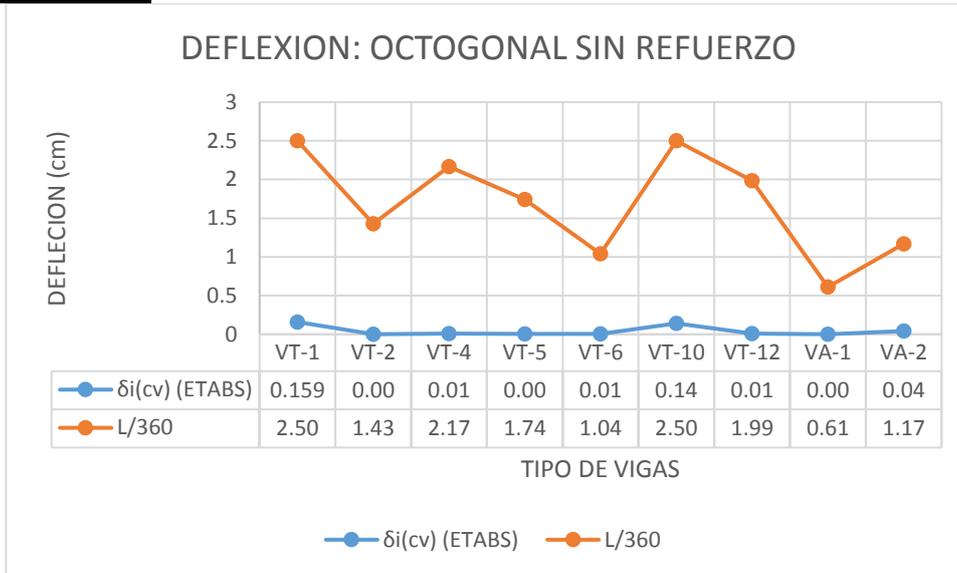
GRAFICAS DE ESTRUCTURAS QUE FALLAN EN EL MODULO OCTOGONAL SIN REFUERZOS

FLEXION

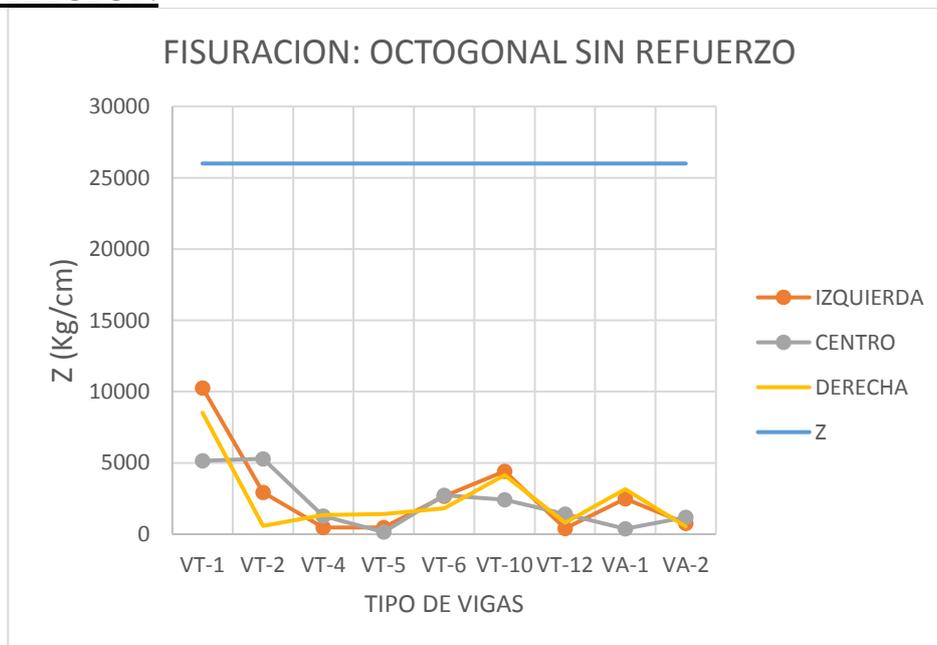




DEFLEXION

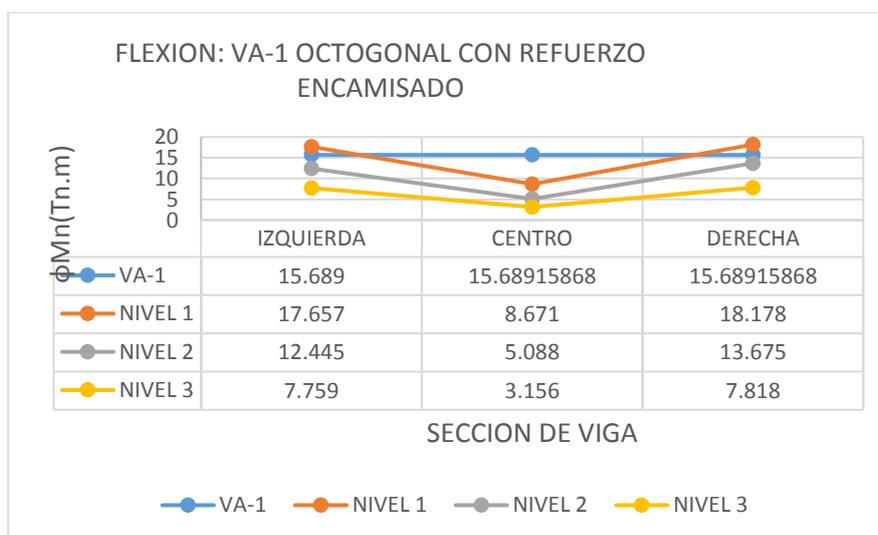
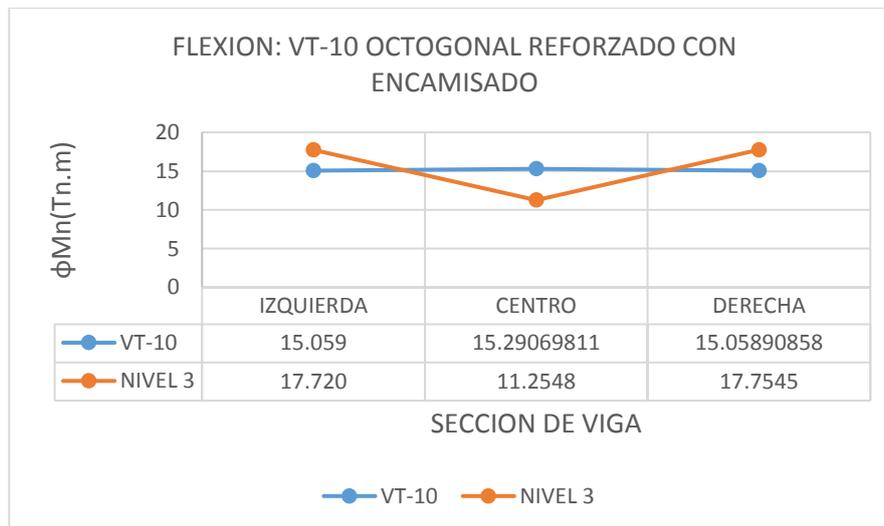
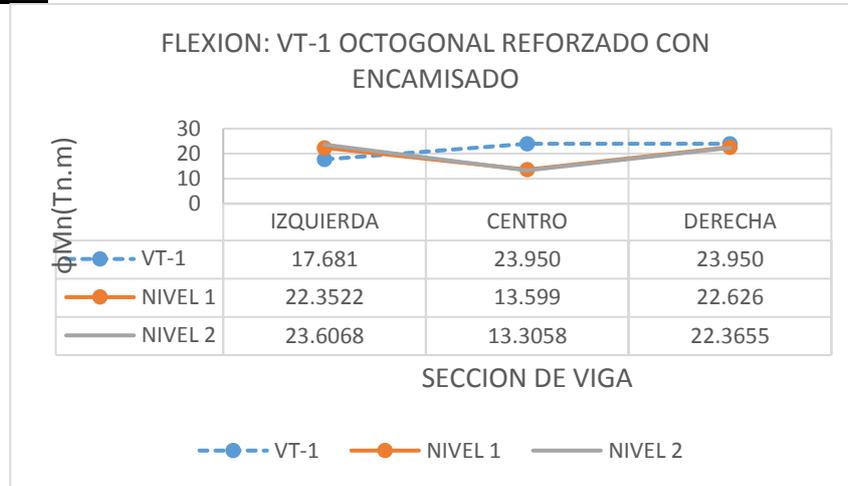


FISURACION

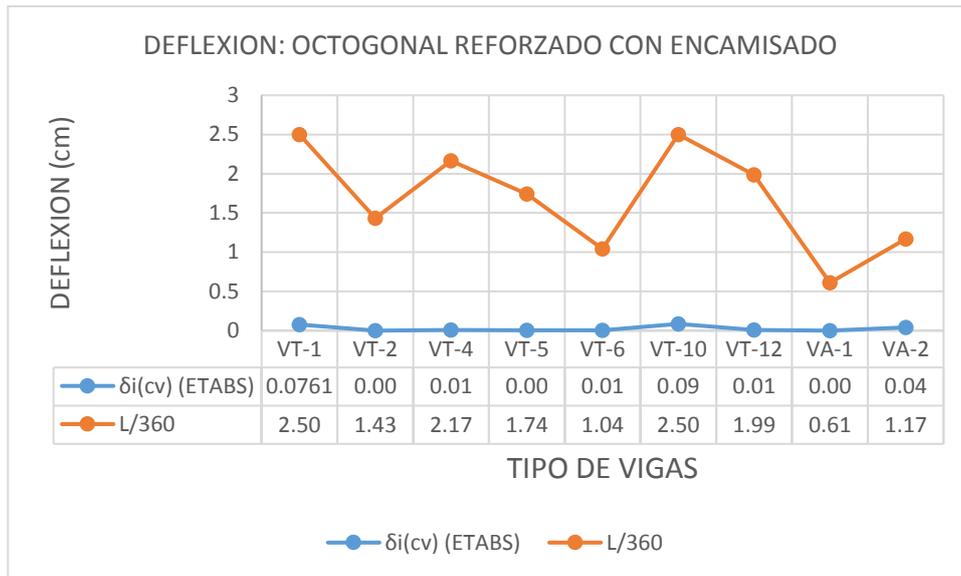


GRAFICAS DE ESTRUCTURAS QUE FALLAN EN MODULO OCTOGONAL REFORZADO CON ENCAMISADO

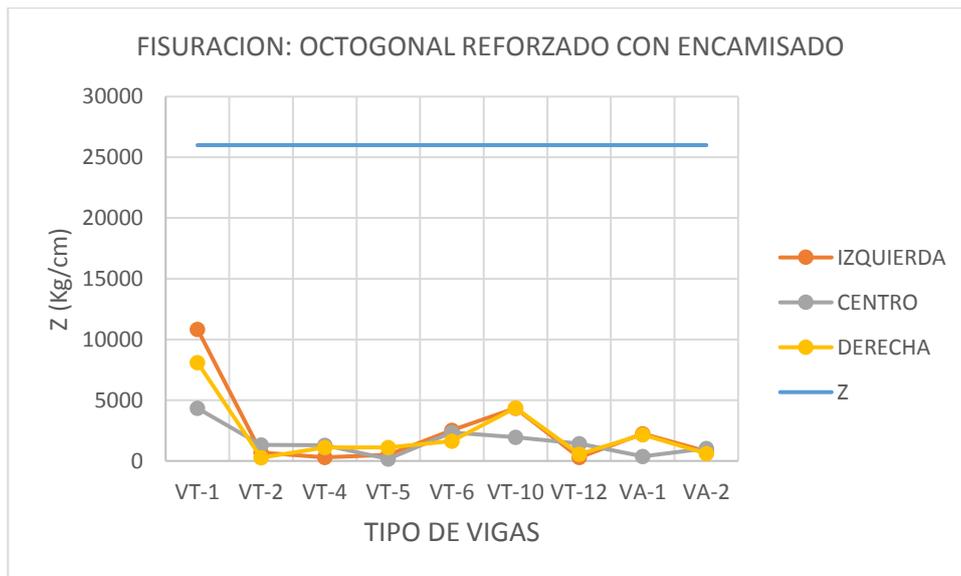
FLEXION



DEFLEXION

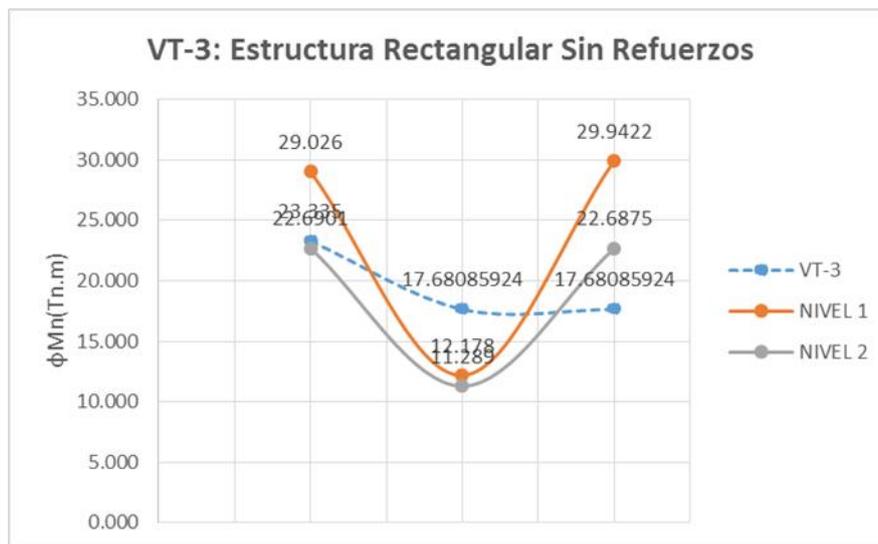
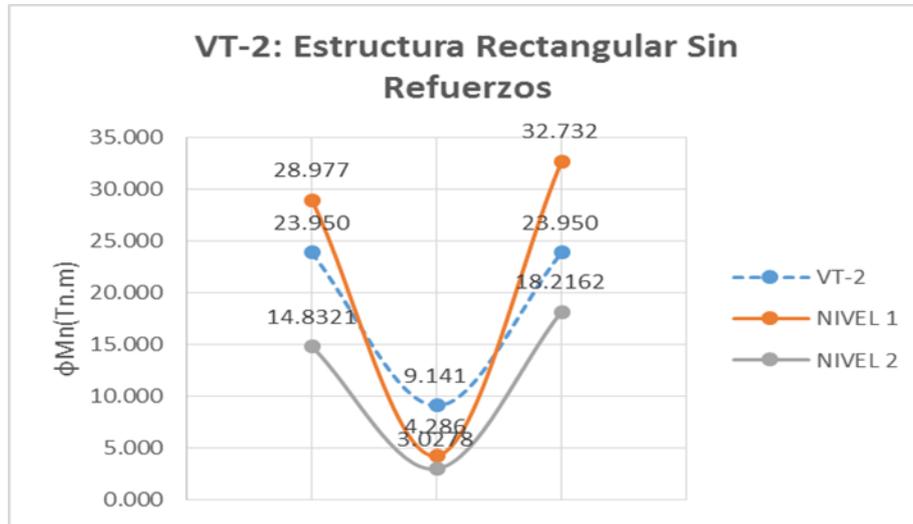


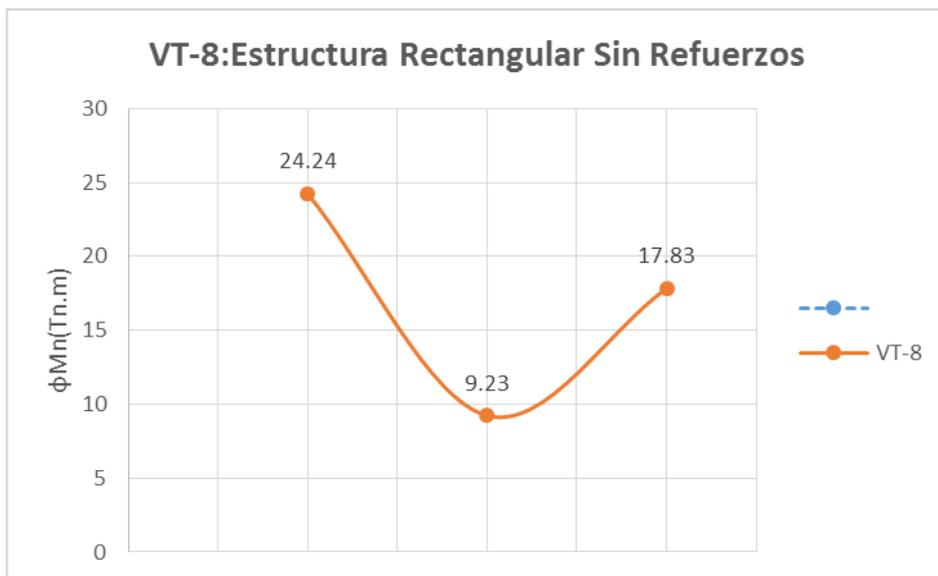
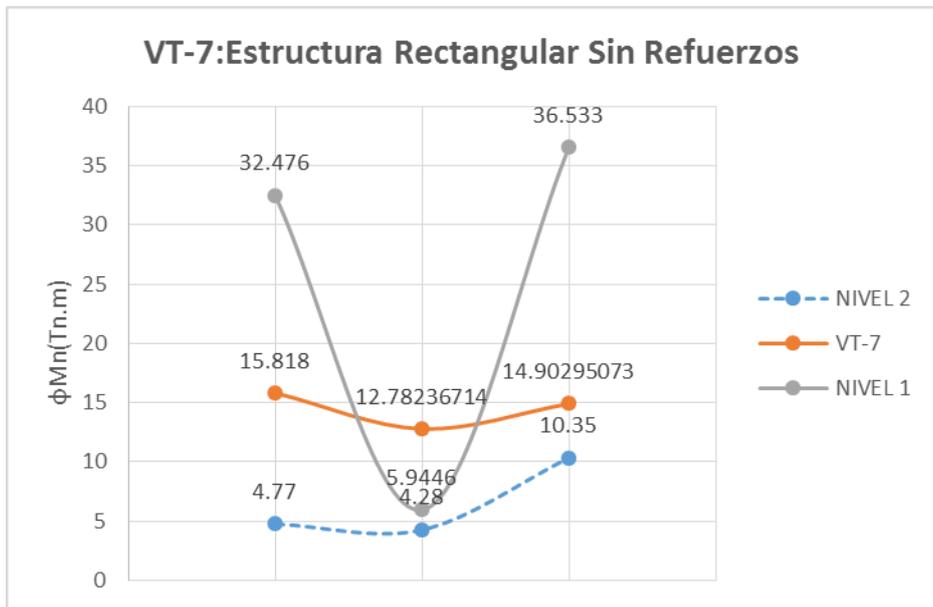
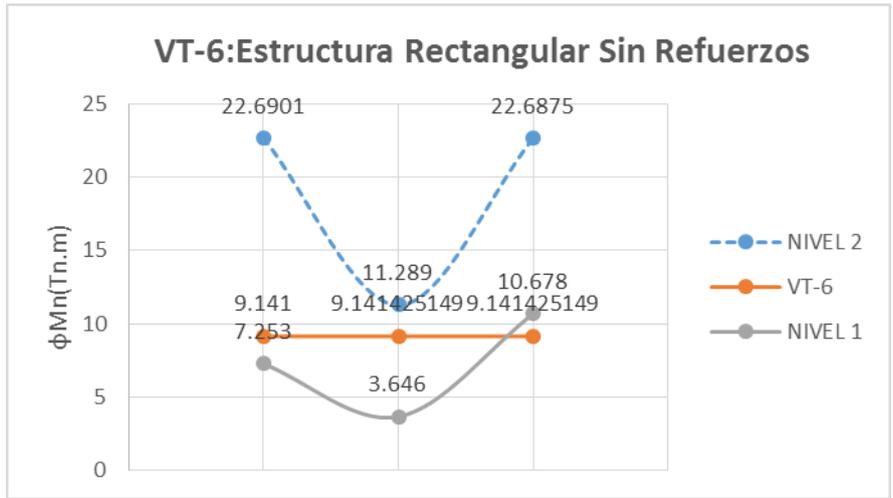
FISURACION

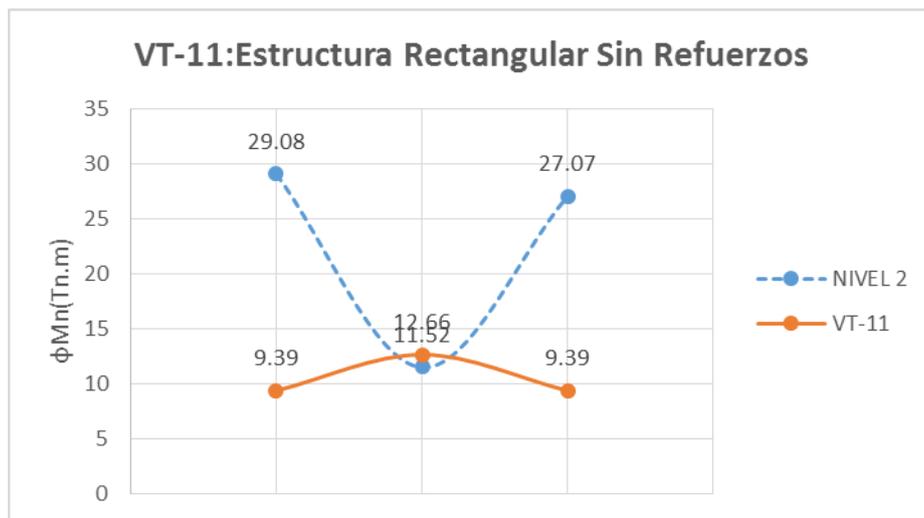
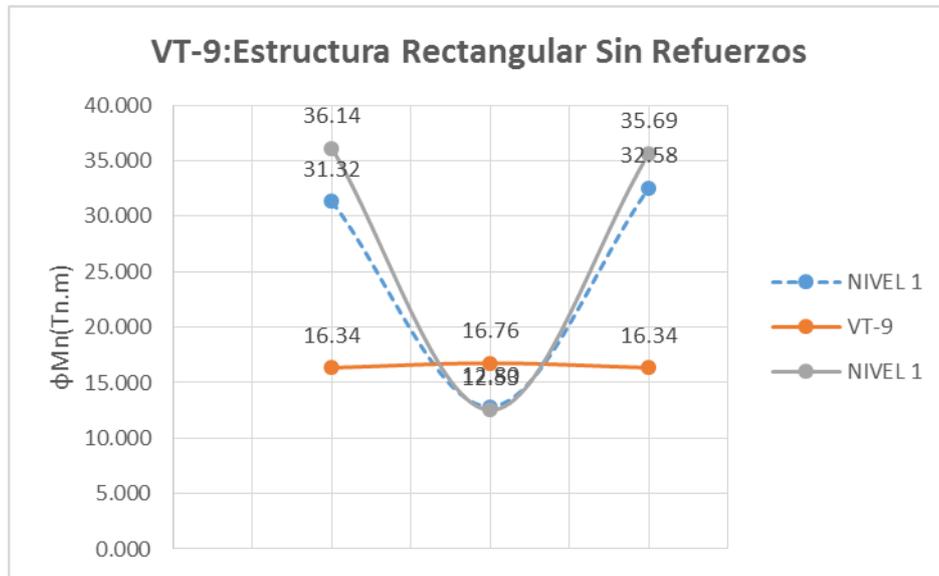


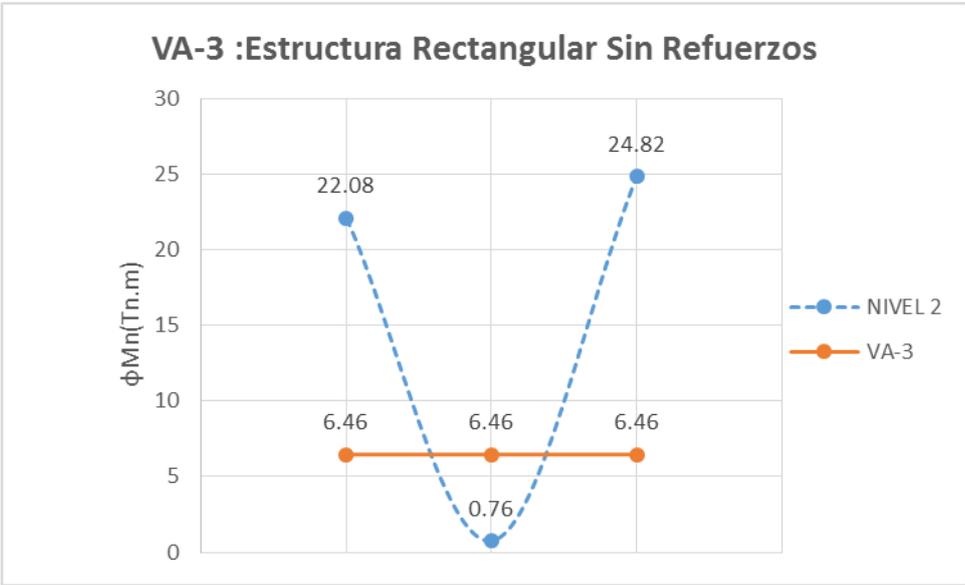
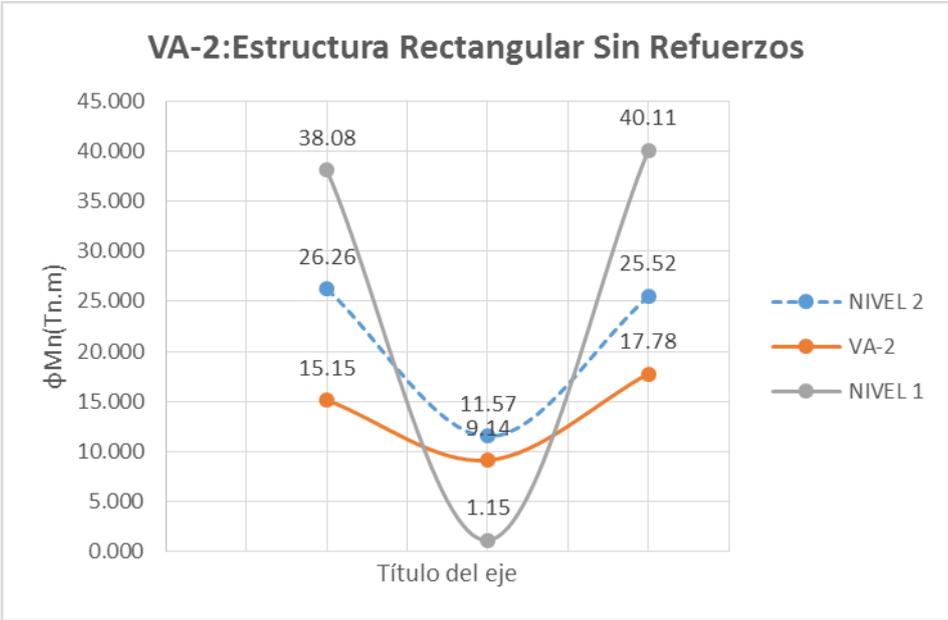
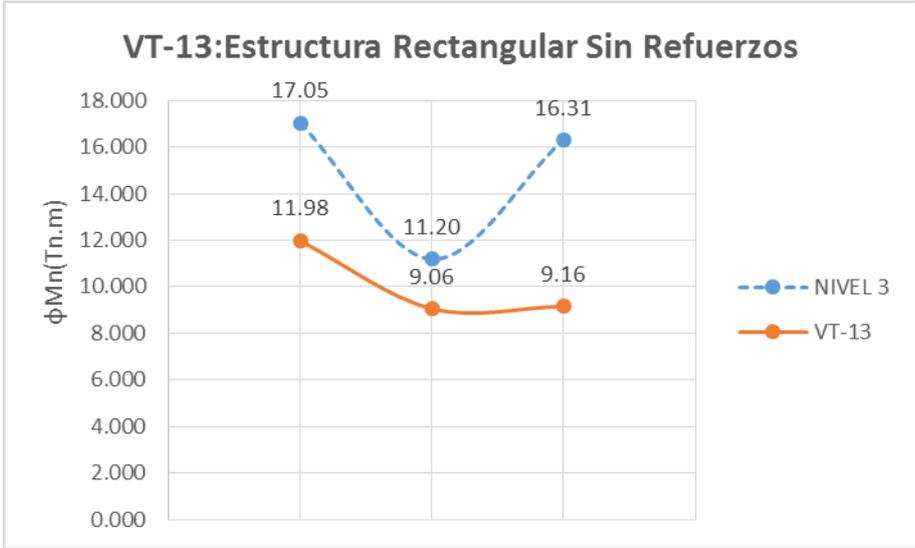
GRAFICAS DE ESTRUCTURAS QUE FALLAN DEL MODULO RECTANGULAR SIN REFUERZOS

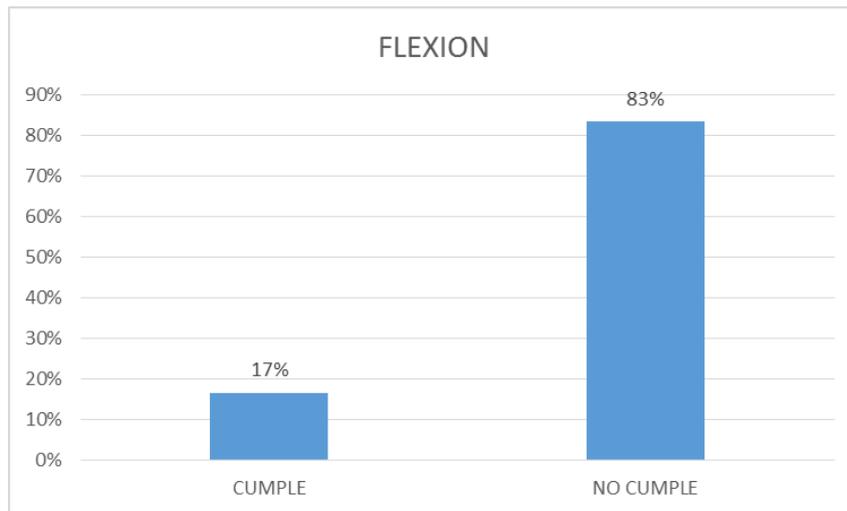
FLEXION



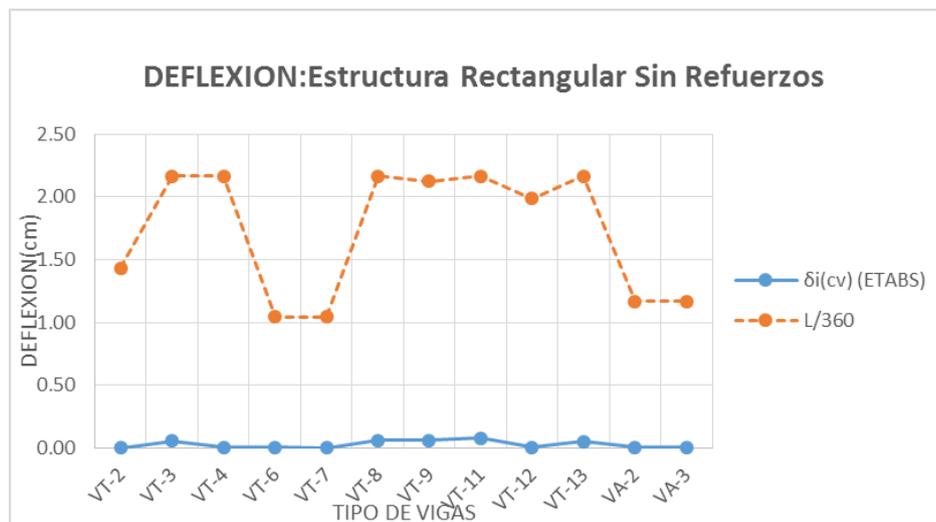




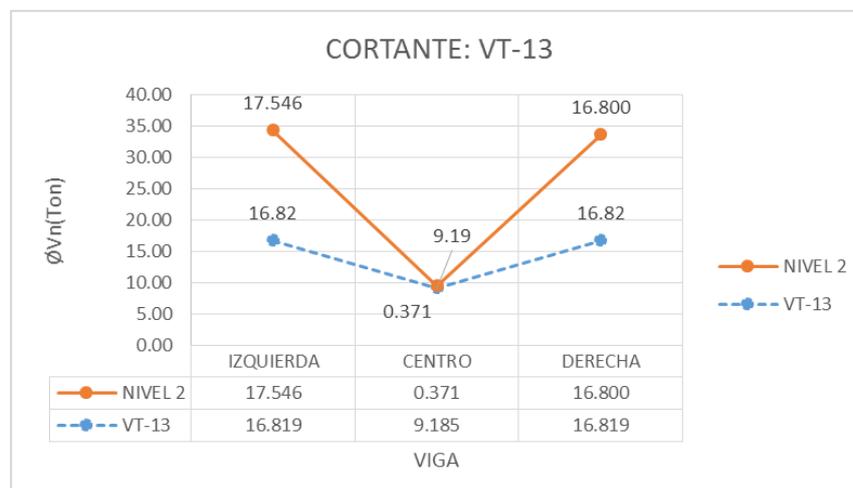


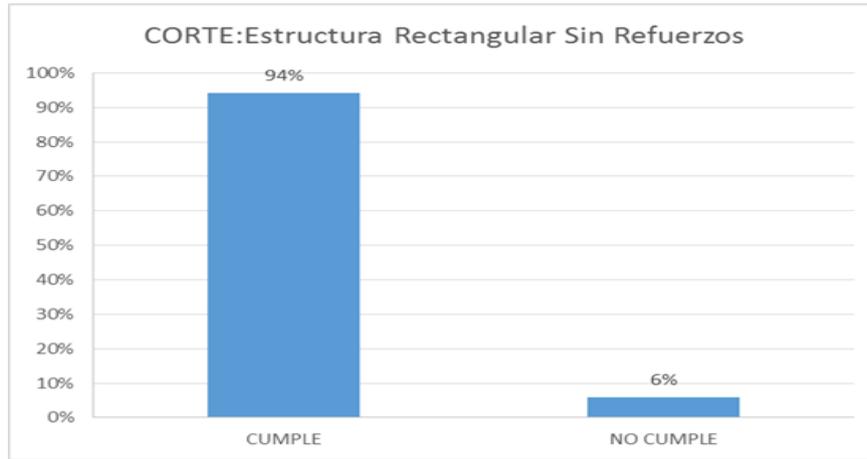


DEFLEXION

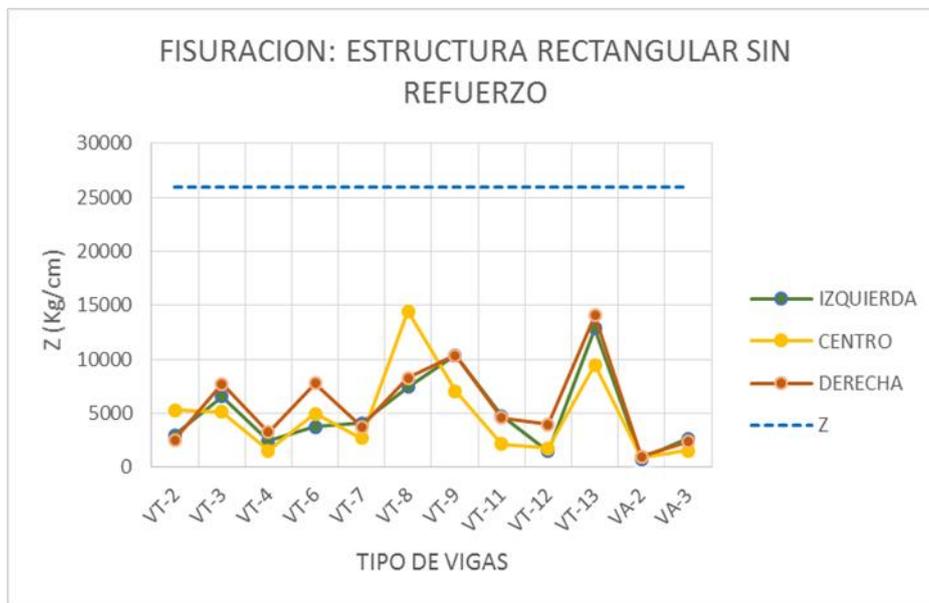


CORTE



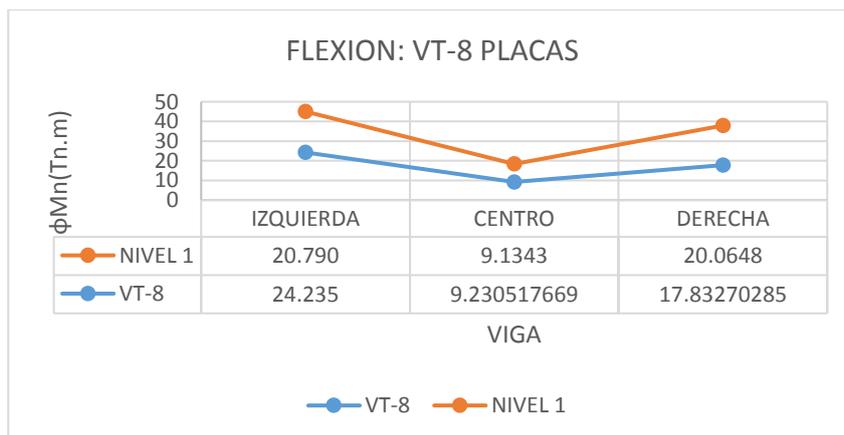
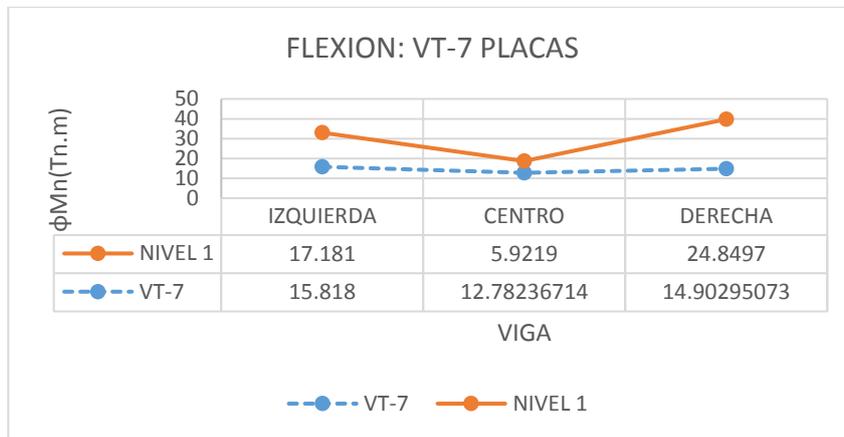
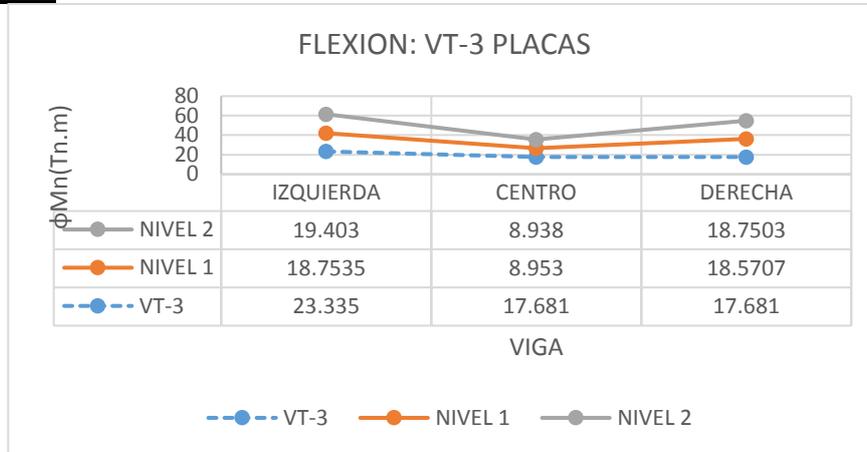


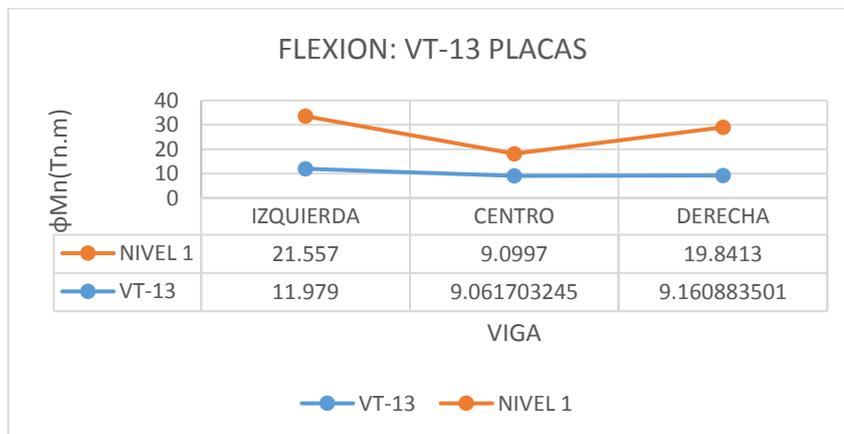
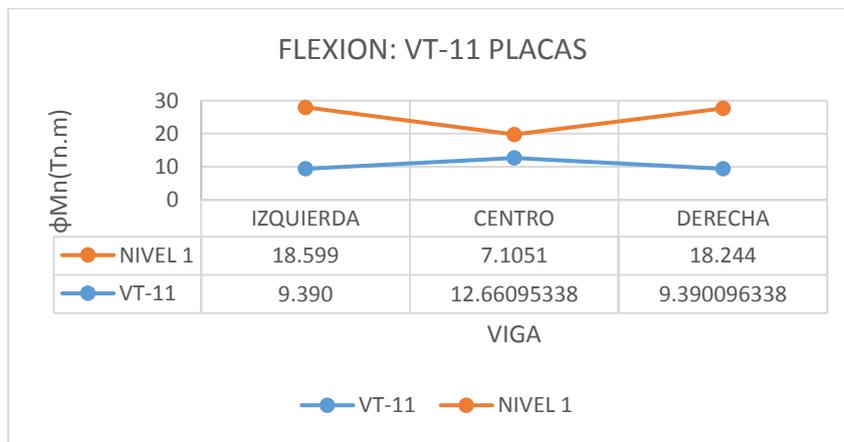
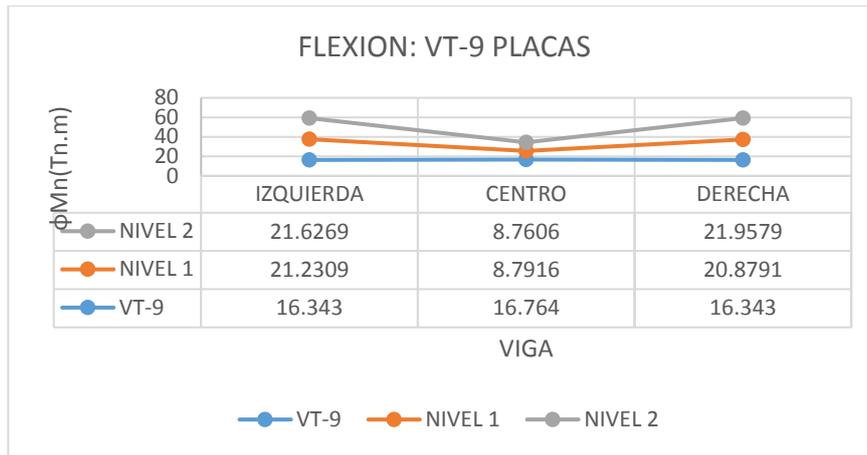
FISURACION



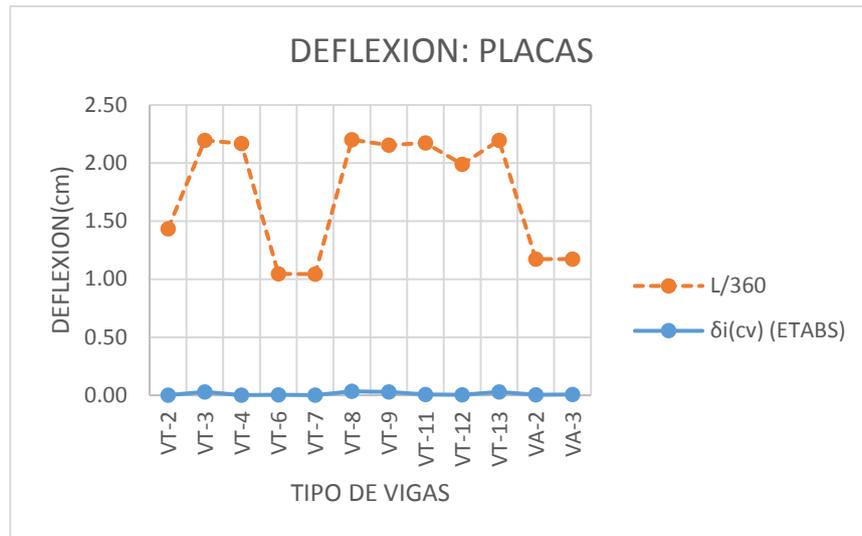
GRAFICAS DE ESTRUCTURAS QUE FALLAN EN EL MODULO RECTANGULAR CON PLACAS DE REFUERZO

FLEXION

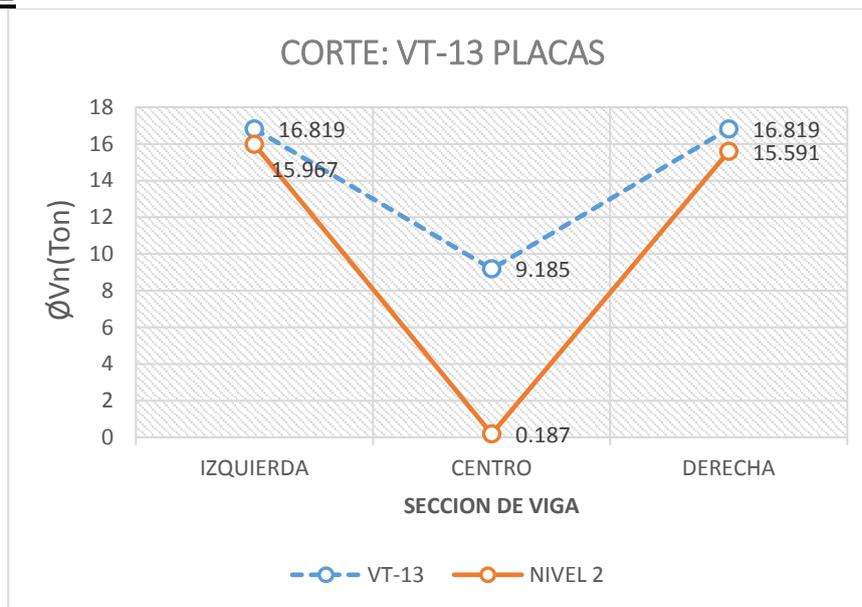




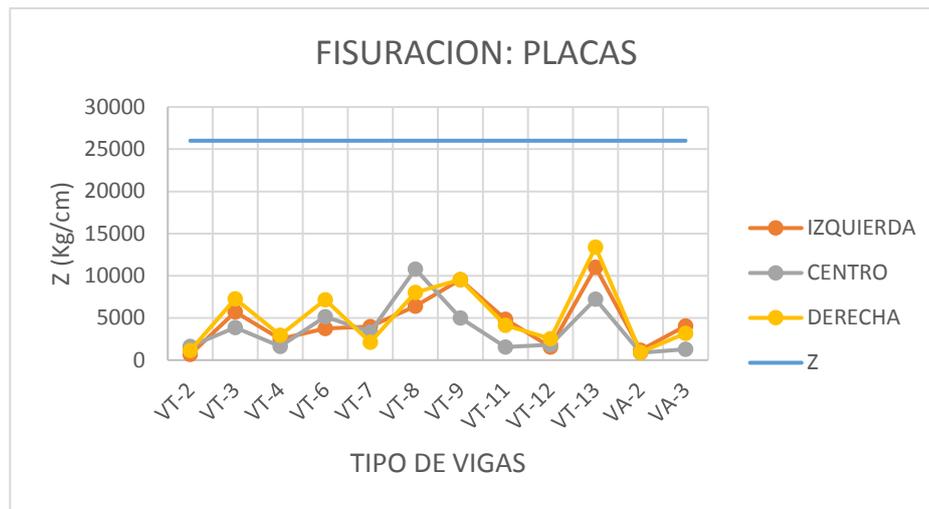
DEFLEXION



CORTE

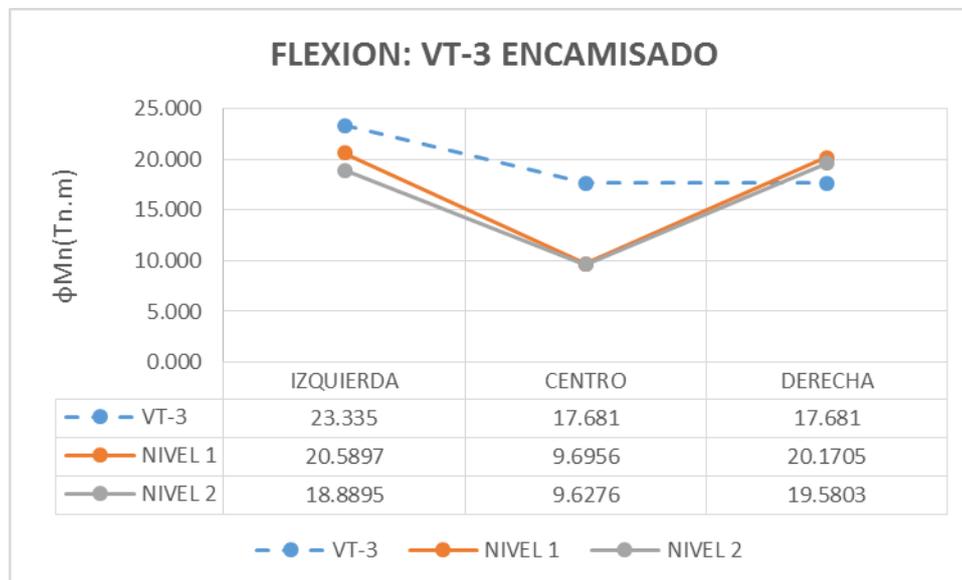


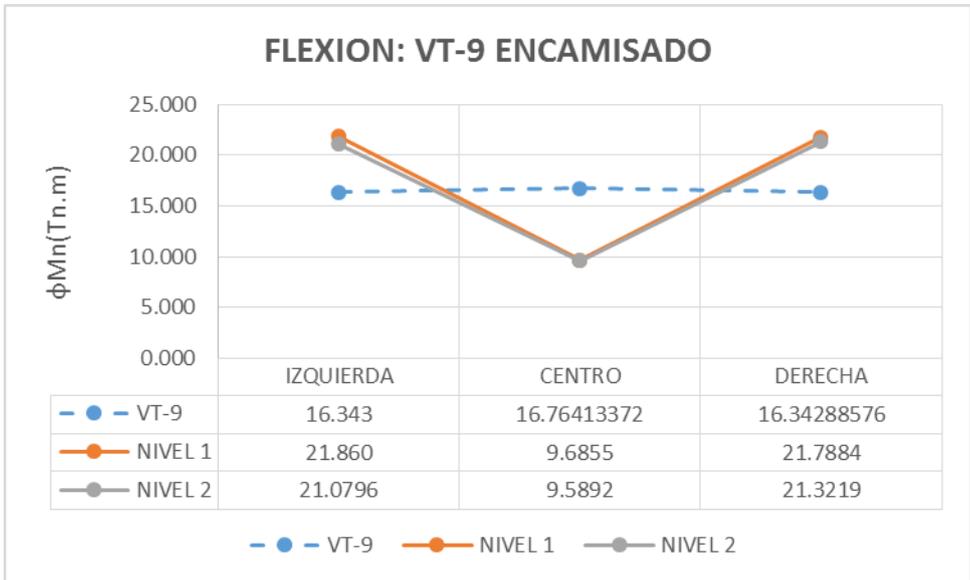
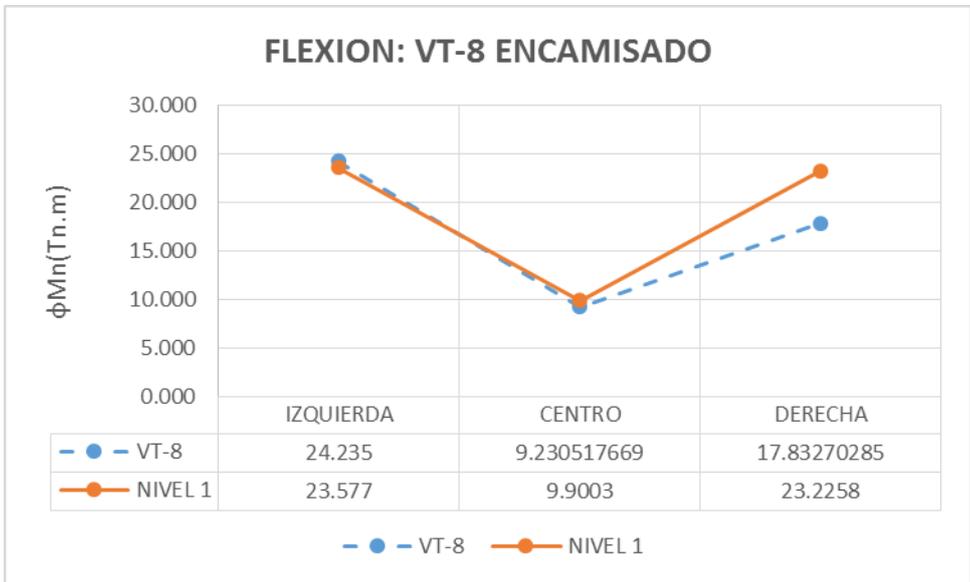
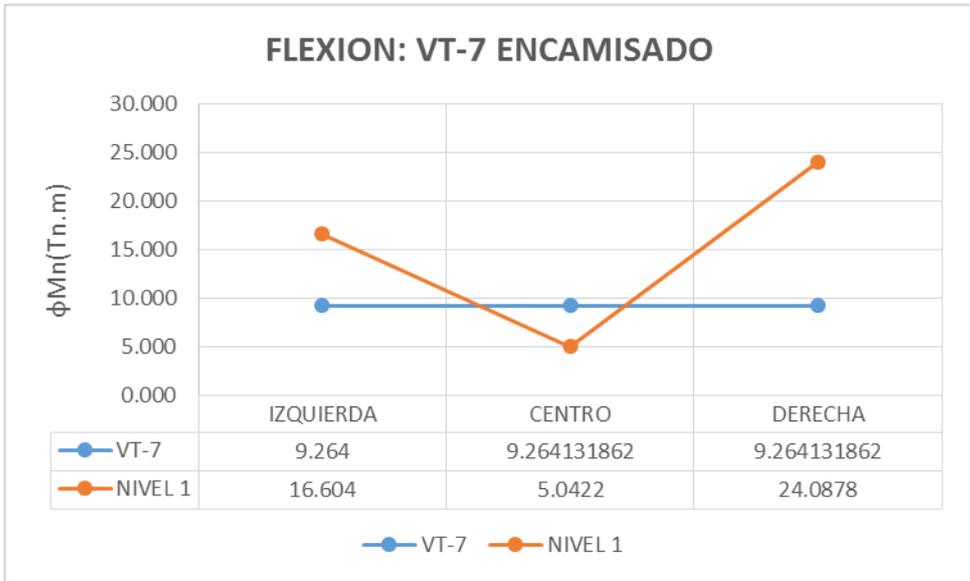
FISURACION

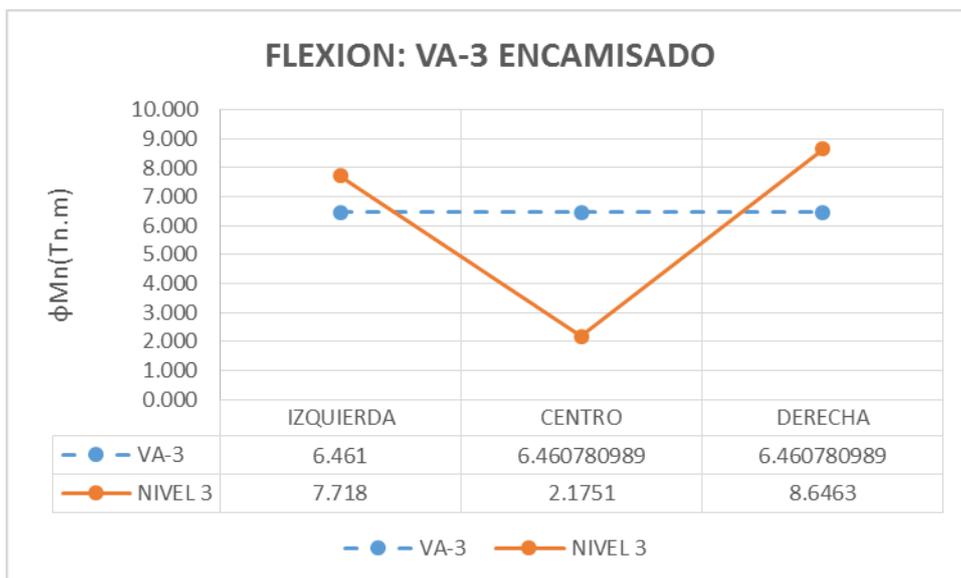
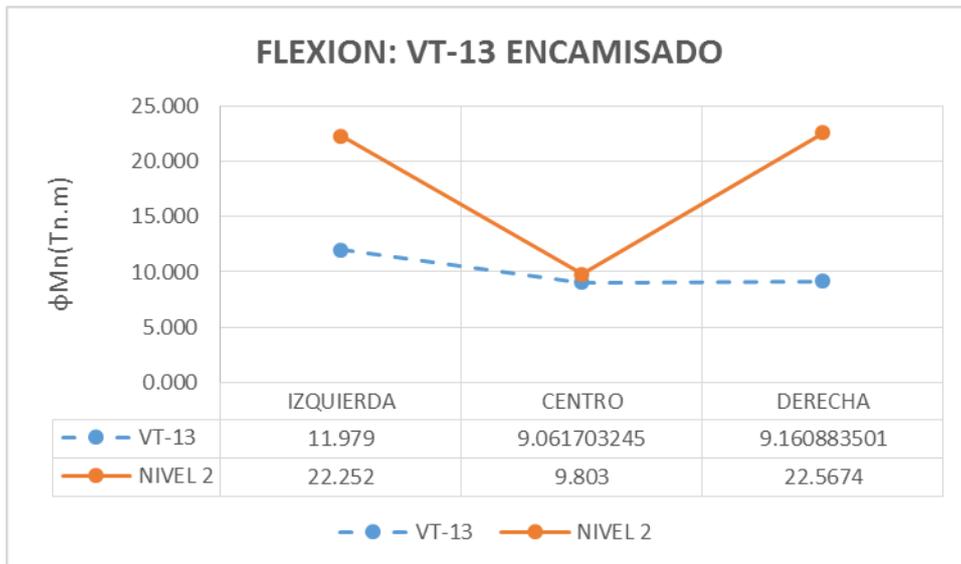
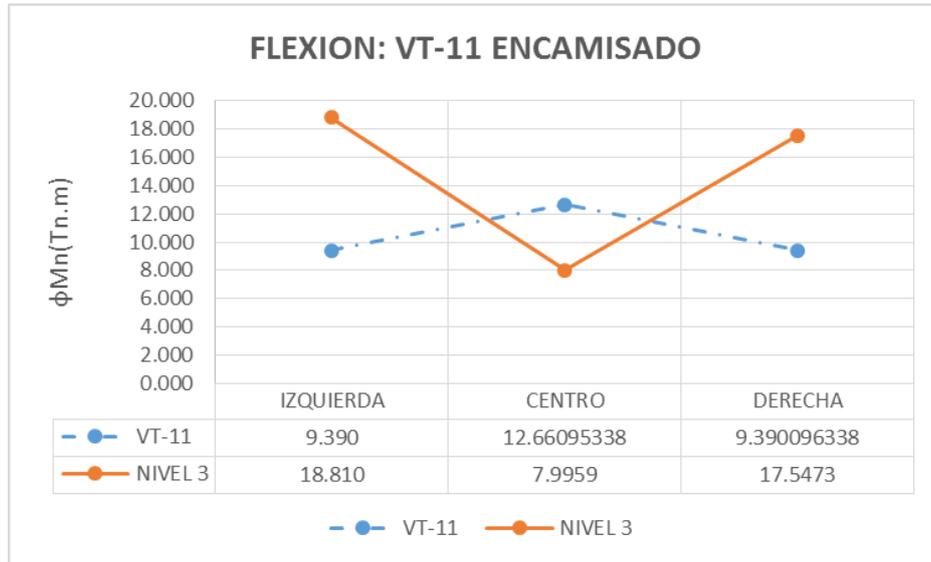


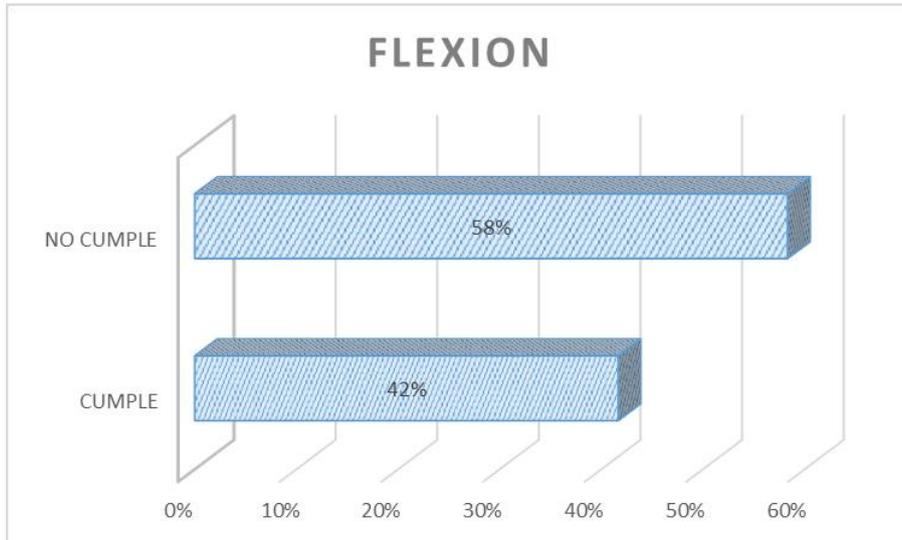
GRAFICAS DE ESTRUCTURAS QUE FALLAN EN EL MODULO RECTANGULAR CON ENCAMISADOS DE REFUERZO

FLEXION

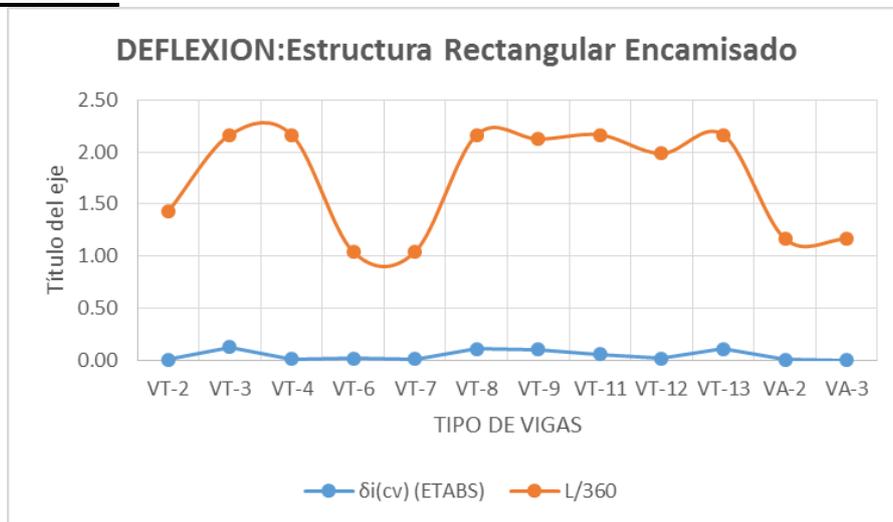




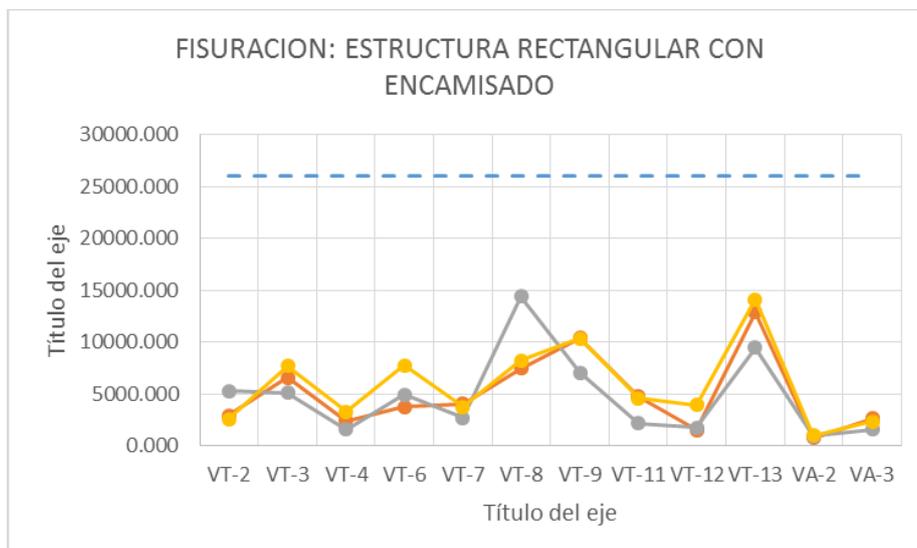




DEFLEXION



FISURACION



DISEÑO DE LAS NUEVAS VIGAS

