

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON  
FIBRA DE CARBONO EN EDIFICACIONES ANTIGUAS,  
RESTAURANTE CENTRAL-BARRANCO**

**TESIS**  
**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE**  
**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADA POR**

**Bach. HINOSTROZA ASTUDILLO, ELIZABETH CONSUELO**

**Bach. HUISA VELÁSQUEZ, ALVARO FERNANDO**

**ASESOR: Mag. Ing. GÁRATE CÁCERES, FRANCISCO HÉCTOR**

**LIMA - PERÚ**

**2021**

## **DEDICATORIA**

Dedico esta tesis a mis padres Katty y David, a mis maravillosos abuelos; quienes me acompañan y guían incondicionalmente en cada etapa de mi vida profesional y personal, brindándome sus sabios consejos e impulsándome a seguir adelante en este largo camino.

Elizabeth C. Hinostrza Astudillo

Esta tesis está dedicada a mi familia; quienes son el soporte incondicional para afrontar cada etapa profesional y personal.

Alvaro F. Huisa Velásquez

## **AGRADECIMIENTO**

Ante todo, agradecemos a Dios por permitirnos llegar a esta etapa de nuestras vidas profesionales junto a nuestras familias. A nuestra alma mater la Universidad Ricardo Palma por todos estos años de apoyo, a los profesores que nos brindaron su tiempo para ayudarnos en esta etapa y en especial a nuestros asesores que nos guiaron en todo este camino.

Elizabeth Hinostroza y Alvaro Huisa

## ÍNDICE DE TABLAS

RESUMEN .....	x
ABSTRAC.....	xi
INTRODUCCIÓN .....	xii
<b>CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....</b>	<b>1</b>
1.1 Descripción y Formulación del Problema General y Específico .....	1
1.2 Objetivos de la Investigación.....	3
1.2.1 Objetivo General .....	3
1.2.2 Objetivo Especifico .....	3
1.3 Delimitación de la investigación (Temporal, Espacial, Contenido).....	3
1.3.1 Delimitación Temporal .....	3
1.3.2 Delimitación Espacial .....	3
1.3.3 Delimitación Temática:.....	4
1.4 Justificación e Importancia de la Investigación .....	4
<b>CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>7</b>
2.1 Antecedentes de la Investigación .....	7
2.2 Bases teóricas vinculadas a la variable o variables de estudio .....	11
2.2.1 Reforzamiento estructural: .....	11
2.2.2 Fallas Estructurales:.....	11
2.2.3 Columnas .....	13
2.2.4 Diseño por Flexocompresión: .....	13
2.2.5 Diseño por Flexión y carga axial:.....	14
2.2.6 Fibra de Carbono: .....	15
2.2.7 Procedimiento para el Reforzamiento con Fibra de carbono .....	16
2.2.8 Norma E.020 Cargas.....	19
2.2.9 Norma E.030 Diseño Sismorresistente .....	20
2.2.10 Norma E.060 Concreto Armado .....	25
2.2.11 Norma Internacional.....	28
2.3 Definición de términos básicos .....	33
<b>CAPÍTULO III. SISTEMA DE HIPÓTESIS.....</b>	<b>35</b>
3.1 Hipótesis .....	35
3.1.1 Hipótesis General .....	35
3.1.2 Hipótesis Específicos.....	35

3.2 Variables de Investigación.....	35
3.2.1 Definición conceptual de las variables .....	36
3.2.2 Operacionalización de las variables.....	36
<b>CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTAGACIÓN .....</b>	<b>37</b>
4.1 Tipo y Nivel .....	37
4.2 Diseño de investigación.....	38
4.3 Población y muestra .....	39
4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	40
4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos.....	40
4.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos .....	40
4.4.3 Procedimientos para la recolección de datos .....	41
4.5 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.....	41
<b>CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>43</b>
5.1 Generalidades.....	43
5.2 Elementos estructurales existentes .....	43
5.3 Materiales.....	46
5.3.1 Concreto Armado .....	46
5.3.2 Acero Corrugado: .....	46
5.4 Estados de Cargas.....	46
5.4.1 Carga Muerta.....	46
5.4.2 Carga Viva .....	47
5.5 Parámetros de diseño sísmico .....	47
5.6 Verificación del Diseño de Columnas .....	57
5.7 Cálculo de reforzamiento con el programa Excel .....	59
5.8 Comparación económica Reforzamiento con Fibra de Carbono vs Encamisado ....	74
5.9 Cronograma de ejecución del reforzamiento .....	75
5.10Contrastación de Hipótesis .....	76
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>79</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>80</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>81</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>83</b>
Anexo N° 1: Matriz de consistencia.....	83
Anexo N° 2: Matriz de variables.....	83

Anexo N° 3: Operacionalización de las variables.....	84
Anexo N° 4: Análisis de Precios Unitarios .....	84
Anexo N° 5: Cronograma de Refuerzo con Fibra de Carbono .....	85
Anexo N° 6: Cronograma de Refuerzo con Fibra de Carbono .....	86
Anexo N° 7: Cronograma de Encamisado.....	87
Anexo N° 8: Cronograma de Encamisado.....	88
Anexo N° 9: Refuerzo de columna rectangular para aumento de carga axial .....	89
Anexo N° 10: Plano de Estructuras.....	95

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Cargas vivas mínimos repartidas .....	19
Tabla N° 2: Clasificación de los perfiles de suelo .....	21
Tabla N° 3: Factor de Suelo S.....	22
Tabla N° 4: Periodos $T_P$ y $T_L$ .....	23
Tabla N° 5: Categoría de las edificaciones y Factor "U" .....	23
Tabla N° 6: Irregularidades estructurales en altura.....	24
Tabla N° 7: Irregularidades estructurales en planta .....	25
Tabla N° 8: Detalle de columnas .....	44
Tabla N° 9: Detalle de vigas .....	45
Tabla N° 10: Especificaciones del concreto .....	46
Tabla N° 11: Especificaciones del acero .....	46
Tabla N° 12: Carga muerta .....	47
Tabla N° 13: Carga viva .....	47
Tabla N° 14: Periodos " $T_P$ " Y " $T_L$ " .....	48
Tabla N° 15: Espectro de aceleraciones .....	49
Tabla N° 16: Masa sísmica efectiva por piso .....	51
Tabla N° 17: Distribución de la fuerza Sísmica en Altura .....	52
Tabla N° 18: Periodos de vibración y frecuencia-Resultados ETABS. ....	52
Tabla N° 19: Derivas en el eje X .....	53
Tabla N° 20: Derivas en el eje Y .....	54
Tabla N° 21: Cortante Estático .....	55
Tabla N° 22: Cortante Dinámico .....	56
Tabla N° 23: Verificación de cuantía de columna C5.....	57
Tabla N° 24: Carga Axial de columna C5, piso 1.....	58
Tabla N° 25: Detalles de la sección transversal de la columna .....	60
Tabla N° 26: Resistencia de materiales .....	60
Tabla N° 27: Propiedades del sistema FRP .....	60
Tabla N° 28: Factor de reducción ambiental para varios sistemas de FRP y condiciones de exposición. ....	62
Tabla N° 29: Propiedades de FRP.....	62
Tabla N° 30: Factores de la columna reforzada.....	63
Tabla N° 31: Coeficientes del punto B.....	63

Tabla N° 32: Fuerzas y momentos por capa- Punto B .....	64
Tabla N° 33: Deformación del acero y distancia del eje neutro .....	65
Tabla N° 34: Coeficientes del punto C.....	65
Tabla N° 35: Fuerzas y momentos por capa- Punto C .....	65
Tabla N° 36: Puntos A, B y C del diagrama de interacción .....	66
Tabla N° 37: Verificación de cuantía longitudinal .....	68
Tabla N° 38: Columnas con nuevas solicitaciones reforzadas con CFRP .....	69
Tabla N° 39: Reforzamiento de columna tipo C1.....	70
Tabla N° 40: Reforzamiento de columna tipo C2.....	70
Tabla N° 41: Reforzamiento de columna tipo C3.....	71
Tabla N° 42: Reforzamiento de columna tipo C4.....	72
Tabla N° 43: Derivas en el eje x con reforzamiento .....	73
Tabla N° 44: Derivas en el eje y con reforzamiento .....	74
Tabla N° 45: Refuerzo con Fibra de Carbono .....	74
Tabla N° 46: Refuerzo con Encamisado .....	75

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Mapa de riesgo sísmico de la ciudad de Lima al año 2018.....	2
Figura N° 2: Ubicación del Restaurante Central.....	4
Figura N° 3: Flexocompresión en columnas .....	14
Figura N° 4: Zona restaurada antes de Imprimación.....	16
Figura N° 5: Zona con Imprimante .....	17
Figura N° 6: Saturación del Área a Reforzar.....	17
Figura N° 7: Colocando la capa de Fibra de Carbono.....	18
Figura N° 8: Mapa de sismicidad por zonas.....	20
Figura N° 9: Interpretacion de los factores Z, S y C.....	22
Figura N° 10: Esquema de envolturas típicas para el refuerzo Cortante usando FRP ....	31
Figura N° 11: Vista frontal de vivienda familiar .....	43
Figura N° 12: Espectro de Aceleraciones.....	50
Figura N° 13: Modelo estructural .....	51
Figura N° 14: Limites para la distorsión del entrepiso.....	53
Figura N° 15: Derivas Inelásticas en el eje X.....	54
Figura N° 16: Derivas inelásticas en y .....	55
Figura N° 17: Detalle de la columna tipo C5.....	57
Figura N° 18: Diagrama de interacción de columnas piso 1. ....	59
Figura N° 19: Columna tipo C5 .....	59
Figura N° 20: Diagrama esfuerzo deformación del acero .....	64
Figura N° 21: Diagrama de interacción con curva bilineal n= 7 capas.....	67
Figura N° 22: Vista en planta por tipo de columna.....	68
Figura N° 23: Carga axial sobre las columnas del eje 2.....	69
Figura N° 24: Diagrama de interacción con curva bilineal n= 4 capas.....	70
Figura N° 25: Diagrama de interacción con curva bilineal n= 5 capas.....	71
Figura N° 26: Diagrama de interacción con curva bilineal n= 1 capa .....	72
Figura N° 27: Diagrama de interacción con curva bilineal n= 3 capas.....	73
Figura N° 28: Cronograma Reforzamiento con Fibra de Carbono .....	76
Figura N° 29: Cronograma Reforzamiento con Encamisado .....	76

## RESUMEN

La presente tesis tuvo como objetivo realizar la evaluación técnica y económica del Restaurante Central-Barranco, Lima-Perú construida entre los años de 1950 a 1980, con el fin de mejorar su desempeño sísmico mediante el uso de fibra de carbono (CFRP) Carbón Fiber Reinforced Polymer en columnas debido al cambio de uso sin ver afectado la geometría inicial del elemento estructural.

En la tesis se usaron las pautas y formulas mostradas en la norma ACI 440-2R17, elaborándose una hoja de cálculo la cual nos permite identificar las cantidades de capas de fibra de carbono que serán necesarias para que las columnas puedan cumplir con las nuevas solicitaciones de resistencias, así como la obtención de la curva de interacción demostrando como adherido externamente aumenta su resistencia a compresión.

Así mismo los resultados de esta tesis confirmó que las resistencias a compresión de las columnas aumentaron cumpliéndose las nuevas solicitaciones de resistencia.

Los plazos de ejecución se vieron reducidos en un 57% en comparación con un método de encamisado para el reforzamiento de columnas, se debe considerar como un beneficio cuando se tienen plazos cortos para ejecución. Los costos se aumentaron en un 72% y esto impacta en el presupuesto por lo que se debe analizar el proyecto para saber si el tiempo es más incidente que el costo.

**Palabras claves:** Reforzamiento estructural, fibra de carbono, evaluación técnica, evaluación económica.

## **ABSTRAC**

The purpose of this thesis was to perform the technical and economic evaluation of the Central-Barranco Restaurant, Lima-Peru, built between 1950 and 1980, in order to improve its seismic performance by using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) in columns due to the change of use without affecting the initial geometry of the structural element.

In the thesis, the guidelines and formulas shown in the ACI 440-2R17 standard were used, developing a spreadsheet which allows us to identify the amounts of carbon fiber layers that will be necessary for the columns to comply with the new requirements of resistances, as well as obtaining the interaction curve showing how externally adhered increases its resistance to compression.

Likewise, the results of this thesis confirmed that the compressive strengths of the columns increased, meeting the new strength requirements.

The execution times were reduced by 57% compared to a cladding method for the reinforcement of columns, it should be considered as a benefit when there are short terms for execution. Costs increased by 72% and this impacts the budget, so the project must be analyzed to know if time is more incident than cost.

**Keywords:** Carbon fiber structural reinforcement, technical evaluation, economic evaluation.

## INTRODUCCIÓN

El Perú se encuentra ubicado en Cinturón de Fuego del Pacífico, donde la tierra libera el 85% de la energía acumulada en su interior, convirtiéndonos en un país altamente sísmico, por lo cual se busca métodos de refuerzos nuevos que cumplan su función y sean opciones beneficiosas económicamente.

El Restaurante Central-Barranco se analiza como parte de la problemática del Distrito de Barranco que tiene edificaciones antiguas, por lo cual los elementos estructurales deben ser reforzados. Se utiliza las pautas y fórmulas mostradas en la Norma Internacional ACI 440-2R17 para llevar a cabo un correcto reforzamiento de las columnas del Restaurante Central-Barranco, utilizando láminas de fibras de carbono, considerando que es un método que no modifica la sección de las columnas y tiene un rendimiento alto.

En el Capítulo I analizamos la problemática, realizamos el planteamiento del problema, los objetivos, la importancia de la tesis, entre otros aspectos generales del alcance de nuestra investigación.

En el Capítulo II se desarrolla el marco teórico, antecedentes nacionales e internacionales, las bases teóricas y definición de términos básicos.

En el Capítulo III se presentan las hipótesis y variables de Investigación.

En el Capítulo IV se realiza la descripción del proyecto base para la investigación, se hace mención a las características estructurales de las columnas de concreto armado, así mismo del tipo de sistema predominante en la edificación

En el Capítulo V se desarrolla los cálculos estructurales, se analiza el costo y beneficio para luego interpretar los resultados y tener las conclusiones de la investigación.

# CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

## 1.1 Descripción y Formulación del Problema General y Específico

### Descripción del Problema

El Perú forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico, donde la tierra libera el 85% de la energía acumulada en su interior, convirtiéndonos en un país altamente sísmico, por lo cual a lo largo de los años se han venido realizando estudios con el fin de reducir pérdidas de vida y pérdidas económicas producidas por los desastres que dejan estos sismos en las edificaciones antiguas o edificaciones que no fueron correctamente reforzadas. Gracias a estos aportes actualmente se cuenta con normas, materiales y tecnología de construcción que ayudan a construir y reforzar edificaciones seguras.

“Se calcula que un terremoto de 8.5 grados en Lima dejaría más de 50,000 muertos, más de 686,000 heridos y más de 200,000 viviendas destruidas” (Gestión, 2019,p.1)

"La clave para minimizar el impacto de un fenómeno natural en una sociedad es prevenir para mitigar los riesgos que implica vivir en una zona altamente sísmica. Las personas tienen que entender que los desastres no son naturales, el sismo es un peligro natural y el desastre lo construye el hombre a través del tiempo” (Tavera, 2020,p1).

El tipo de suelo y el tipo de infraestructura de la edificación son los dos factores que se considera al hablar de vulnerabilidad Sísmica.

El distrito de Barranco no es ajeno a los eventos sísmicos debido a que se encuentra ubicado en el mapa de microzonificación sísmica geotécnica de Lima metropolitana (Figura 1) en la Zona IV con presencia de suelos finos y depósitos aluviales, este distrito se fundó en el año 1874 y aún conservan sus construcciones, calles y parques centrales las cuales mantienen esa esencia de su historia, esto hizo que se convierta en un distrito original en la que se instalaron importantes negocios que comparten esa misma visión de mantener la historia, ya con el tiempo se empezó a volver un lugar con alta demanda y esto hizo que se posicione en uno de los distritos más caros por metro cuadrado.

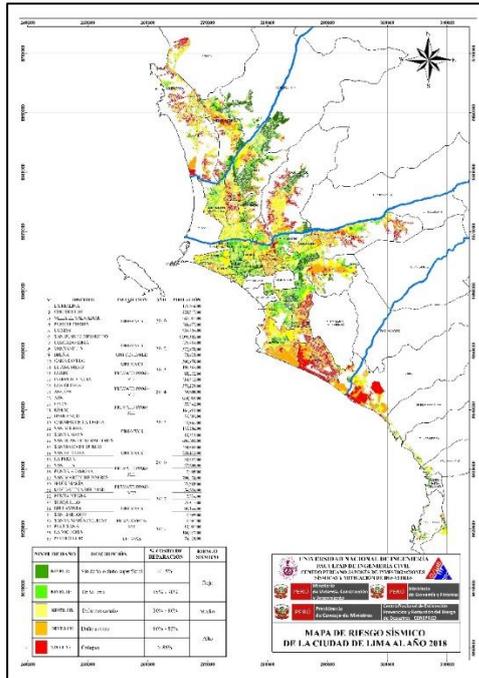


Figura N° 1: Mapa de riesgo sísmico de la ciudad de Lima al año 2018

Fuente: Recuperado de CISMID (2018)

Muchos proyectos (inmuebles, tiendas, restaurantes y etc.) buscan mantener la infraestructura original de las edificaciones, pero se debe considerar que muchas de estas son de los años 60 o más antiguas, y esas estructuras existentes actualmente son deficientes y el uso por el cual se mantuvo fue distinto ya que no tenía la misma solicitud de carga a la cual será sometida y como manda la norma E-030 se debe hacer una análisis de la estructura con la nueva carga y con estos resultados obtenidos realizar un refuerzo estructural, en la presente tesis nos centramos en las columnas por lo que proponemos como solución como método nuevo la fibra de carbono y lo compararemos con un método tradicional que es el encamisado, se busca demostrar que la fibra de carbono cumple con el refuerzo solicitado y que es viable económicamente, esto hace que su uso genere mayor rentabilidad en los proyectos que se use.

## Formulación del problema

### Problema General

¿Cómo realizar el reforzamiento estructural de columnas con fibra de carbono del Restaurante central en el distrito de Barranco?

## Problemas Específicos

- a) ¿Cuál es el estado actual de las columnas a ser reforzadas?
- b) ¿Cómo el reforzamiento estructural de columnas con fibras de carbono afecta el desempeño sísmico de la edificación, Restaurante Central-Barranco?
- c) ¿En qué medida resulta favorable el uso de fibra de carbono desde el punto de vista costo-beneficio con respecto al método encamisado de columnas?

## 1.2 Objetivos de la Investigación

### 1.2.1 Objetivo General

Realizar el reforzamiento estructural de columnas con fibra de carbono en edificaciones antiguas, restaurante central barranco.

### 1.2.2 Objetivo Especifico

- a) Determinar el estado de las columnas a reforzar, considerando la cuantía de acero y estribos.
- b) Comprobar el aporte del refuerzo de fibra de carbono en la mejora de la capacidad de las columnas frente a un evento sísmico de acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones.
- c) Realizar un análisis costo – beneficio sobre la influencia de la fibra de carbono para el proyecto.

## 1.3 Delimitación de la investigación (Temporal, Espacial, Contenido)

### 1.3.1 Delimitación Temporal

El tiempo de estudio de la presente investigación se dio en inicios de Mayo del 2021 concluyendo en Diciembre del 2021.

### 1.3.2 Delimitación Espacial

El estudio de la presente investigación se centrará en Lima, en el distrito de Barranco, Restaurante Central ubicado en la Av. Pedro Osma/Ca. Dos de Mayo.

Coordenadas: 12°09'10"S 77°01'20"W.



Figura N° 2: Ubicación del Restaurante Central

Fuente: Google Maps (2021)

### 1.3.3 Delimitación Temática:

La presente tesis tiene como objetivo principal realizar el reforzamiento estructural de columnas con fibra de carbono. Se tienen muchos métodos tradicionales para el reforzamiento del mismo elemento mencionado por lo que analizaremos uno de ellos que es el encamisado y lo compararemos con un método novedoso que es la Fibra de Carbono, del cual se busca comprobar que la fibra de carbono cumple con la solicitud de refuerzo estructural que se requiere y es más beneficioso desde el punto de vista estructural y económico.

## 1.4 Justificación e Importancia de la Investigación

### Justificación Teórico

Esta investigación se realiza con el propósito de aportar el conocimiento existente de la fibra de carbono como reforzamiento estructural en edificaciones antiguas debido a factores como actualizaciones de nuevos reglamentos y cambios de uso, teniendo como resultado mayor resistencia estructural de la edificación sin ver afectado la geometría inicial del elemento estructural, ya que se busca mantener la arquitectura de la edificación.

### Justificación Práctico

La presente investigación se realiza por que existe la necesidad de mejorar el desempeño sísmico ya que los predios antiguos deben tener un análisis estructural y un refuerzo en caso de ser necesario, debido a que con el tiempo sufren diversos daños, no solo sísmicos sino también por condiciones climáticas en todo el tiempo de su vida útil.

Por ello la presente investigación tiene como fin demostrar que el reforzamiento con fibra de carbono mejora significativamente la resistencia de las columnas sin ser un tipo de reforzamiento invasivo.

#### Justificación Social

Las estructuras evaluadas y reforzadas correctamente tendrán mejor desempeño ante un evento sísmico, garantizando la seguridad de los ocupantes. Además, ante la gran informalidad para construir edificaciones en nuestro país, esta es una alternativa poca invasiva en la arquitectura para reforzar estructuras ya existentes.

#### Justificación Económica

El reforzamiento con fibra de carbono tiene un rendimiento más alto que otros tipos de reforzamiento, al ser un material ligero y de fácil instalación, resulta un 10% más beneficioso en mano de obra.

#### Importancia del Estudio

El fin de este trabajo es evaluar una edificación construida en los años 60 el cual debido al incremento de carga y la antigüedad de la estructura, se realizará el reforzamiento con fibras de carbono en columnas con el fin de que cumpla con las normas vigentes. Existen métodos de reforzamiento tradicionales como el encamisado de columnas, este tema es antiguo por lo que cuenta con una gran cantidad de información pero de la Fibra de Carbono no, nosotros proponemos el estudio no solo para demostrar que cumpla con su función estructural sino que también tiene una ventaja en el tema arquitectónico al no modificar la sección de sus elementos principales en este caso sus columnas y también demostrar que el rendimiento es alto por lo que la trabajabilidad del producto es muy simple y conveniente para su aplicación, el uso de las fibras de carbonos no solo sirve para perfeccionar la industria de la construcción, si no que garantiza la seguridad de las

construcciones, optimizar el rendimiento en la mano de obra y recortar el tiempo de ejecución.

#### Limitación del Estudio

No se cuenta con datos reales de reforzamiento con encamisado ya que este método no fue utilizado en el proyecto. Tampoco se cuenta con una normativa para la fibra de carbono en el Perú.

## CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

### 2.1 Antecedentes de la Investigación

En el ámbito Internacional

Navarrete (2017) En su tesis titulada “Procedimiento de refuerzo de estructuras de hormigón armado con materiales CFRP) para optar el título de ingeniero civil, Chile. Tuvo como objetivo demostrar que la Fibra de carbono es una opción eficiente y sencilla en el reforzamiento de estructuras de hormigón armado, para lo cual realizó un guía para el proceso de diseño de refuerzo en vigas y columnas, para lo cual tuvo como muestra un edificio de estacionamiento de vehículos en el cual realizó un análisis estructural ya que la edificación tuvo un nuevo estado de carga debido al cambio de uso, para lo cual tuvieron como resultado valores de resistencia requerida mayores al estado original por lo cual se procedió al reforzamiento de materiales con FRP, logrando demostrar que gracias a las características mecánicas de la fibra de carbono aportó gran resistencia a la estructura, sobre todo que es un material apto para operar en ambientes agresivos por grandes periodos de tiempo. Gracias a que la fibra de carbono posee un bajo peso, disminuyó considerablemente el área reforzar, facilitando su instalación, demostrando que no se requiere de mano de obra muy especializada sino de materiales de alta tecnología y calidad. Finalmente podemos concluir que la fibra de carbono gracias a sus propiedades mecánicas no solo brinda mayor resistencia a la estructura, sino que es un material resistente a agentes externos como la humedad o la corrosión, el cual es un punto importante para nuestra investigación ya que nuestra muestra se encuentra expuesta a la humedad debido a su zonificación.

Contreras (2011) En su tesis titulada “uso de fibras de carbono como reforzamiento a corte en vigas de concreto reforzado”. Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de la Salle – Bogotá. Tuvo como objetivo determinar el comportamiento de vigas reforzadas con fibras de carbono sometidas a corte, el estudio consiste en construir 3 modelos de vigas en concreto reforzado a escala real, se realizan los cálculos para que estos elementos fallen al corte por lo que este es su tema puntual y los refuerzos que van a emplear es directamente a este tipo de falla. Luego de interpretar los resultados una de sus conclusiones es que el uso de materiales compuestos por fibra de carbono, en este

caso SikaWrap 103C adherido en una matriz de epóxico Sikadur - 301, como reforzamiento a corte en elementos de concreto armado es muy eficiente en cuanto a la magnitud de carga de aumento, sobre todo al plantearlo como una alternativa a los métodos estructurales de reforzamiento tradicionales, desde que se garantice una adecuada adherencia (En el caso de la tela SikaWrap), este reforzamiento es más efectivo para todos los reforzamientos de elementos que requieran un incremento en su resistencia al corte. Finalmente podemos concluir que Sisador la fibra de carbono aumenta la resistencia por ende cumple con la función para la que está diseñada, se debe tener en cuenta que esta tesis es directamente a la falla en corte por lo que buscaremos algún antecedente relacionado a la flexión para columna o viga, queremos obtener toda la información en cualquiera de los dos casos, aunque nosotros nos centremos a las columnas.

Romero y Aguilar (2007) En su tesis titulada “Reforzamiento de Estructuras de Concreto a Base de Fibra de Carbono. Ampliación del instituto de investigaciones casos, Nacional Autónoma de México (UNAM)”. Tesis profesional para optar el grado de ingeniero civil, Universidad Nacional Autónoma de México. Tuvo como objetivo la ampliación del edificio de publicaciones del instituto de investigaciones jurídicas de la Universidad, se tiene la necesidad de agregar cubículos para el personal administrativo y docente , así también como el área de publicaciones que tiene el instituto, este proyecto se realizara sobre el edificio actual y este debe ser reforzado en columnas y vigas por lo que se hará un reforzamiento completo por lo que no solo se utiliza este método sino que también muros de concreto y estructuras de acero. También se realiza un análisis económico de tres alternativas las cuales son incremento de dimensiones, placas confinantes y el refuerzo mediante el sistema compuesto de fibras de carbono. Una de sus conclusiones más puntuales fue que al realizar la comparativa de costos la fibra de carbono es menor en un 30% y 35% por metro cuadrado reforzado. Finalmente, nosotros al leer esta investigación podemos obtener como resultado que la fibra de carbono cumple como refuerzo estructural, pero en el tema económico tenemos que realizar una comparativa con los precios que tenemos en nuestro país para verificar su viabilidad y el porcentaje al que esté relacionado.

En el ámbito Nacional

Ramos (2019) En su tesis titulada “Reforzamiento estructural con encamisado de fibra de carbono en columna para vivienda de 3 pisos en Santa Anita”. Tesis profesional para optar el grado de ingeniero civil, Universidad Cesar Vallejo. Tuvo como objetivo obtener la resistencia actual del terreno y de los elementos estructurales mediante ensayo de suelo, esclerometría respectivamente, por último, el grado de corrosión del acero para poder aplicar la fibra de carbono, el resultado de suelo fue óptimo mientras que el ensayo de esclerometría arrojó que era necesario el reforzamiento en 3 columnas. La principal conclusión fue que el uso de la fibra de carbono proporcionó desplazamientos y distorsiones significativamente menores a la edificación sin modificar las secciones de las columnas. Finalmente podemos concluir que el uso de la fibra de carbono proporciono desplazamiento y distorsiones significativamente menores a la edificación sin modificar las secciones de las columnas, ello debido a que es un material muy liviano logrando lo que el investigador inicialmente quería realizar, un reforzamiento sin ver afectado el dimensionamiento actual de la estructura.

Manrique y Paucar (2019) En su tesis titulada “Uso de Fibra de Carbono en reforzamiento de estructuras de Edificaciones, centro empresarial camino real, San Isidro”. Tesis profesional para optar el Título de ingeniería civil, Universidad Ricardo Palma. Tuvo como objetivo usar fibras de carbono en las vigas principales, viguetas de la losa aligerada y la losa maciza, que debido al cambio de uso del área de interés estaban en infradiseño, se realizó el presupuesto y cronograma de la intervención, además de compararlo con el reforzamiento de platina de acero. La empresa Repsol optó que el primer nivel sería utilizado como un Data Center al cual también se agregaron los equipos aire acondicionado y el grupo electrógeno. Para este proyecto se está considerando realizar una comparación entre las platinas y la fibra de carbono. Como resultado de la interpretación de los resultados obtenidos por el ETBS para el análisis de verificaciones y también luego de armar un cronograma en base a los rendimientos para cada método, se concluyó que al ser la zona de intervención un centro empresarial da a la fibra de carbono la opción más idónea debido a que no es tan invasivo como otros métodos, no se requiere de equipos y herramientas de gran tamaño que interrumpan el tránsito de las avenidas cercanas y

debido a su menor tiempo de ejecución lo hace más receptivo a las personas involucradas indirectamente y en la comparación económica realizada entre el reforzamiento de platinas de acero y la fibra de carbono, se tiene una diferencia de S/. 31 169.90 soles que representa un incremento del 82.33% del valor del reforzamiento con Platina de acero, esta alternativa debe usarse cuando el tiempo es más incidente que el costo. Finalmente nosotros podemos concluir que es verdad que el rendimiento de la fibra de carbono es alto, pero se debe considerar que en nuestra presente tesis nosotros actualizaremos el precio actual del mercado y lo analizaremos versus un método tradicional como es el encamisado ya que el método de platina es considerado un método nuevo.

Alegre (2017) En su tesis titulada “Estudio de la influencia en la resistencia y ductilidad de las fibras de carbono utilizadas como reforzamiento de vigas de concreto armado”. Tesis profesional para optar el Título de ingeniería civil, Pontificia Universidad Católica del Perú. Tuvo como objetivo determinar el comportamiento de vigas de concreto armado sometidas a flexión y reforzadas con fibras de carbono, se analizó las vigas de concreto armado reforzadas con acero y con fibras de carbono, colocando diferentes cuantías para cada refuerzo. Se estudia el comportamiento de cada caso mediante diagramas momento – curvatura y se comparará el aporte del uso de fibra de carbono tanto para la ductilidad como resistencia de las vigas de concreto armado sometidas a flexión y también se realiza el análisis comparativo para determinar las ventajas y desventajas del uso de este método de reforzamiento. Luego de interpretar los resultados se concluye que el refuerzo de fibra de carbono aumenta la resistencia de las secciones de concreto armado sometidas a flexión. En el caso de secciones con menor cuantía de acero, la fibra de carbono tiene una mayor influencia en el incremento de su resistencia, debido a que la fibra de carbono y el acero poseen una rigidez muy parecida. El incremento de la resistencia a flexión alcanza un valor de 58.9% para la sección con menor cuantía de acero, y en el caso de la sección de mayor cuantía de acero, el incremento de la resistencia alcanza un valor de 18.4%. Finalmente podemos concluir que se comprueba el comportamiento del refuerzo con fibra de carbono ya que es prácticamente lineal hasta llegar al estado de falla, por lo que es considerado un material frágil.

## 2.2 Bases teóricas vinculadas a la variable o variables de estudio

### 2.2.1 Reforzamiento estructural:

“Aumento de secciones o adición de materiales nuevos que aumenten la capacidad resistente de los elementos estructurales y de la estructura en su conjunto” (Moncayo , 2016, p. 58). El reforzamiento se realiza ante la necesidad de contar con una edificación apta para soportar las nuevas cargas de diseño y no causar daños ante un sismo.

Causas de un reforzamiento:

La Torre y Tupac ( 2019) Nos menciona las necesidades principales y más comunes necesidades de refuerzo, como:

- Estructuras sin respaldo técnico: Hoy en día la autoconstrucción en Lima es latente, donde según CAPECO (Cámara Peruana de Construcción) el 70% de las viviendas son construidas de manera informal, es decir, sin un profesional que respalde la ejecución de la obra con aspectos técnicos necesarios para construir.
- Cambio de uso de la edificación: Cuando una estructura fue diseñada para un propósito (ejem: para un hotel) y el propietario decide cambiar dicho uso. Esto implicaría que se rediseñe la estructura analizando las nuevas cargas para que está logre soportar los nuevos requerimientos estructurales.
- Fallas en la fase de diseño y/o construcción: Podría existir error por parte de los profesionales al momento de diseñar una estructura, o bien los que ejecutan la obra no son mano de obra calificada pudiendo generar fallas durante la etapa de construcción. Estos errores se identifican normalmente por fisuras, hundimientos, o fallas localizadas.

### 2.2.2 Fallas Estructurales:

Deformación, desplazamiento o rotura de los componentes estructurales, los cuales sobrepasan el límite para el cual fueron diseñados. Generalmente las fallas pueden ser observadas a simple vista ya que tienden a manifestarse externamente.

## Características de las fallas

Gutierrez *et al.* (2010) Las clasifica por:

- Deterioro superficial

Se caracterizan en general, por su pequeña profundidad en relación con una extensión relativamente grande. Se incluyen aquí todas las fallas cuyo espesor es inferior a 5 cm y/o alcanza a afectar sólo el recubrimiento de las armaduras.

- Discontinuidad local y profunda

Su extensión puede ser grande o no, siendo su profundidad mayor que 5 cm, afectan el hormigón detrás de las armaduras; un ejemplo típico son los nidos de piedra.

- Grietas

Se deben a que las tensiones internas en el hormigón, han sobrepasado la resistencia de éste, produciendo la rotura del elemento. Si la causa que la originó ha desaparecido, dicha grieta se puede considerar sin movimiento (grieta muerta) y por lo tanto susceptible de ser reparada devolviendo el monolitismo a la estructura. En cambio, si la causa persiste, por ejemplo, variaciones de temperatura, la grieta seguirá moviéndose como si se tratara de una verdadera junta de dilatación. Para hacer una clasificación según el tamaño, puede distinguirse entre fisura o grieta, según que su ancho sea menor o mayor que 0,5 mm, respectivamente.

- Fractura de un elemento

Corresponde a una o varias de las fallas mencionadas, manifestándose con mayor intensidad y cortando o deformando la encerradura original. Generalmente se hace necesario un reemplazo total o parcial del elemento.

- Corrosión de las armaduras

La primera manifestación de corrosión en las armaduras es la aparición de fisuras sobre las barras debido al aumento de volumen del hierro al oxidarse; puede verse acompañada de manchas de óxido, lo que va intensificándose a medida que el proceso avanza. En una etapa posterior cae el recubrimiento y las armaduras quedan a la vista, apreciándose también la reducción de la sección útil del hierro.

### 2.2.3 Columnas

Elementos estructurales generalmente verticales, se caracterizan por transmitir las cargas de las losas y vigas a la cimentación, las cuales al ser unidas con las vigas se forman los pórticos constituyendo el esqueleto sismo-resistente juntos los muros.

Blanco (1990) Indica los esfuerzos que actúan sobre la columna y las causas que afectan su resistencia según lo siguiente:

Las columnas son elementos principalmente sometidos a esfuerzos de compresión y simultáneamente a los de flexión (flexo-compresión), debido a que tienen momentos flectores transmitidos por las vigas y reciben las cargas axiales de los diferentes niveles de la edificación. La sección transversal de la columna dependerá de la magnitud de la carga vertical que recibe y de la magnitud de los momentos flectores actuantes

Las columnas se ven afectadas su resistencia debido a los denominados efectos de esbeltez; estos ocasionan deformaciones transversales que general excentricidades adicionales a las del análisis convencional, produciéndose momentos que afectan la capacidad resistente de las columnas. (P.30)

“La presencia de cargas axiales cambia la distribución de esfuerzos en las secciones de las columnas y por tanto las deformaciones. Las deformaciones por flexo-compresión, con respecto a las de corte, son mucho más importantes”. (Caiza y Viera , 2019, p. 10)

### 2.2.4 Diseño por Flexocompresión:

(Blanco, 1990) Indica que:

Un diseño de un elemento sometido a flexocompresión se hace en base a las mismas hipótesis del diseño en flexión, considerando adicionalmente el problema de la esbeltez.

Los efectos de esbeltez de las columnas, y la consiguiente reducción de su capacidad de carga se evalúan en forma independiente al diseño propiamente dicho, mediante la consideración de los momentos generados por las deformaciones transversales de las columnas (momentos de 2do orden) o

mediante procesos aproximados que comprenden la estimación de factores que corrigen a los momentos del análisis estructural (momentos de 1er orden). (P. 207)

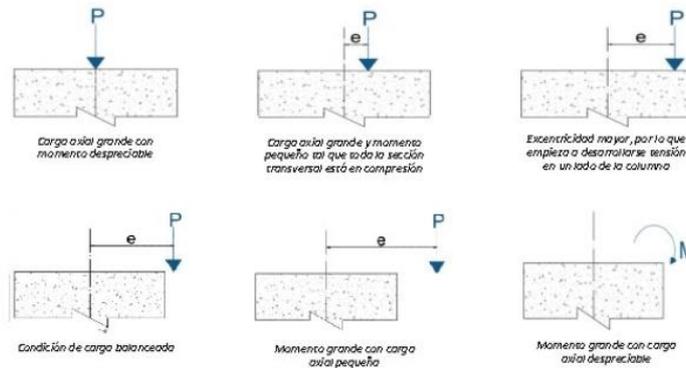


Figura N° 3: Flexocompresión en columnas

Fuente: ESPE

### 2.2.5 Diseño por Flexión y carga axial:

Este diseño debe satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones a su vez también debe basarse en que, “las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro” (Norma E.060. p.64)

Para el cálculo de la carga axial por compresión pura para columnas reforzadas con fibra de carbono se utilizó:

Carga Axial para columnas no circulares:

$$\Phi P_n = 0.85\Phi [0.85f'_{cc}(A_g - A_s) + f'_y A_s t]$$

Para elementos no preesforzados la resistencia de diseño  $\Phi P_n$ , no debe exceder de  $0.80\Phi P_n$  para elementos con estribos

Dónde:

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto no confinado.

$f'_{cc}$  = Resistencia a la compresión del concreto reforzado.

$\Phi$  = Factor de reducción de resistencia.

El Factor de reducción de reducción de resistencia según norma E060 para elementos con estribos es de 0.70.

#### 2.2.6 Fibra de Carbono:

Este polímero se obtiene de calentar sucesivamente a altas temperaturas (hasta 1500 °C) otro polímero llamado poliacrilonitrilo. Este proceso de recalentamiento da lugar a la formación de unas cintas perfectamente alineadas de casi carbono puro en su forma de grafito, por ello su nombre de fibras de carbono. (Flores,2012.)

Este material presenta las siguientes ventajas:

- Resistencia a la tracción de la superficie del concreto.
- Uniformidad y espesor de la capa de adhesivo.
- Resistencia y perfecta reacción química del sistema epóxico de adhesión.
- No afecta la geometría del elemento a reforzar.
- Condiciones ambientales en el momento de la aplicación

Al contar con estos beneficios el uso de este material será sustancial ya que se busca realizar un reforzamiento de columnas sin ver afectado su geometría, logrando la resistencia deseada.

#### Resistencia estructural general del FRP

Mientras los sistemas de fibras de carbono son efectivos en fortalecimiento de miembros por flexión, corte y proporcionan confinamiento adicional otros modos de falla como punzonamiento y capacidad de resistencia de las zapatas pueden verse afectadas marginalmente por sistemas de fibras de carbono. Todos los miembros de la estructura deben ser capaces de soportar el aumento de cargas asociados con los miembros fortalecidos. Adicionalmente se debe analizar a los miembros fortalecidos por los sistemas de fibras de carbono para revisarlos en condiciones de sobrecargas, los miembros fortalecidos fallaran por flexión en vez de uno por corte. (ACI 440.2R-17, 2017, p.22)

### 2.2.7 Procedimiento para el Reforzamiento con Fibra de carbono

#### – Reparación del elemento a Reforzar

Todo elemento al cual se va a proceder con un reforzamiento externo, deber ser primero evaluada y reparada en las fallas que se presenten para poder continuar con el proceso de reforzamiento.



Figura N° 4: Zona restaurada antes de Imprimación

Fuente: Elaboración propia

#### – Proceso de Imprimación y Saturación

Imprimir la superficie del concreto con rodillo o brocha antes de la aplicación de cualquier otra capa. En la etapa de saturación se aplicará uniformemente en cantidad suficiente para penetrar el concreto totalmente y producir una película no porosa en la superficie que no exceda 0.5 mm de espesor después de una completa penetración..

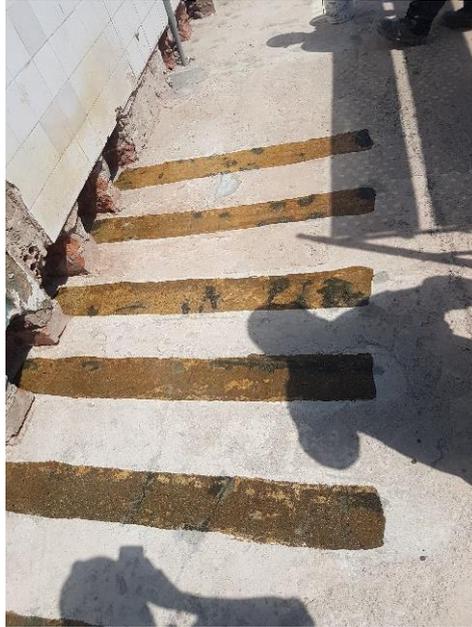


Figura N° 5: Zona con Imprimante

Fuente: Elaboración propia Propia



Figura N° 6: Saturación del Área a Reforzar

Fuente: Elaboración propia

– Colocación de Capa de Fibra

“La fibra de CF se coloca con el lado de la fibra en la cual se ha aplicado el saturante hacia la superficie del concreto.

La superficie de la fibra de CF adherida debe ser presionada en dirección longitudinal de la fibra; usa un rodillo metálico y espátula de caucho para impregnar la resina en la fibra de CF y eliminar burbujas de aire. Para unir las capas de fibra de CF en la dirección longitudinal, se requiere un empalme mínimo de 100mm. En la zona de empalme se aplica una capa adicional de saturante. No se requiere empalmes en dirección transversal. Debe minimizarse el lapso entre el mezclado y aplicación del saturante para asegurar que éste sea aplicado a la fibra antes de 15 minutos, antes de cualquier espesamiento o apariencia gelatinosa.

Debe esperarse un mínimo de 30 minutos entre la aplicación de la primera capa de saturante al concreto y la aplicación de la segunda capa a la fibra. Este tiempo permite la impregnación del epóxico sobre la fibra. Cuando se aplica la primera capa de saturante directamente a la fibra de CF, también debe esperarse un mínimo de 30 minutos entre la aplicación de la resina a la fibra y la aplicación de la segunda capa. Menos de 30 minutos pueden producir áreas no saturadas de la CFRP. Cualquier levantamiento o dislocación que pueda ocurrir durante este período debe corregirse presionando la CFRP usando un rodillo de remoción de aire o espátula.

La segunda capa de saturante se aplica luego sobre la superficie de la fibra de CF. El saturante debe aplicarse en dirección de la fibra de manera de impregnar y rellenar de resina la fibra usando rodillo y con el mismo espesor de película (0.5 mm).

En caso de instalarse más de una capa de fibra de CF, los procesos como se detallan en los artículos 3 hasta el 6 deben repetirse.”

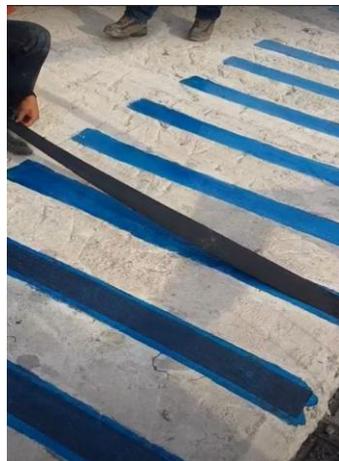


Figura N° 7: Colocando la capa de Fibra de Carbono

Fuente: Elaboración propia

### 2.2.8 Norma E.020 Cargas

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previo. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica.

Tabla N° 1: Cargas vivas mínimos repartidas

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m <sup>2</sup> )
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3,0(300)
Con asientos móviles	4,0(400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatro y cine	4,0(400)
Graderías y tribunas	5,0(500)
Corredores y escaleras	5,0(500)
Oficinas	
Exceptuando sala de archivos y computación	2,5(250)
Salas de archivo	5,0(500)
Salas de computación	2,5(250)
Corredores y escaleras	4,0(400)
Viviendas	2,0(200)
Corredores y escaleras	2,0(200)

Fuente: Norma E.020 Cargas

## 2.2.9 Norma E.030 Diseño Sismorresistente

### Zonificación

Existen cuatro zonas, cada una tiene asignada un factor de zona “Z”, los cuales fueron obtenidos a partir de los estudios de peligro sísmico desarrollados por universidades peruanas y el IGP. El factor “Z” se clasifica según la Figura N°8.

“Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020, p. 13).

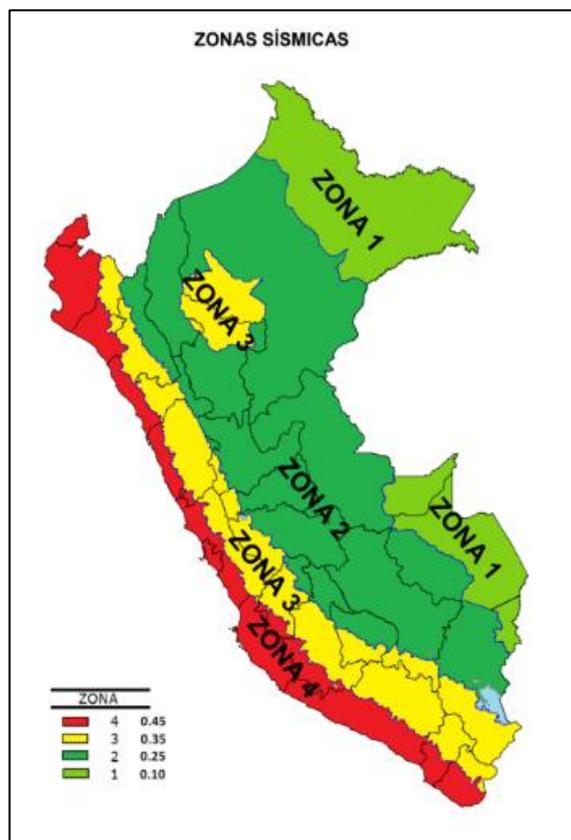


Figura N° 8: Mapa de sismicidad por zonas

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

“La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020, p. 12).

### Perfiles de Suelo:

Se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las sondas de corte.

Para el análisis sísmo resistente se debe definir cuál es el perfil de tipo de suelo en el que se encuentra nuestro proyecto, según la norma se tienen 5 tipos que son estos:

- Perfil tipo S0: Roca dura
- Perfil tipo S1: Roca o suelo Muy Rígidos
- Perfil tipo S2: Suelos Intermedios
- Perfil tipo S3: Suelos Blandos
- Perfil tipo S4: Condiciones Excepcionales

En la siguiente tabla se muestran las condiciones para poder elegir el apropiado perfil de suelo.

Tabla N° 2: Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	Vs	N60	Su
S0	>1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180m/s	< 15	25 kPa a 100 kPa
S4	Clasificación basada en EMS		

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

### Parámetros de sitio:

Se considera el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos  $T_p$  y  $T_l$  dados. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020, p. 16).

Se deberá realizar un Estudio de suelo para poder identificar el tipo de suelo y las propiedades que presente la zona de estudio.

Tabla N° 3: Factor de Suelo S

Suelo / Zona	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0.8	1.00	1.05	1.1
Z <sub>3</sub>	0.8	1.00	1.15	1.20
Z <sub>2</sub>	0.8	1.00	1.20	1.40
Z <sub>1</sub>	0.8	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

Según Alejandro Muñoz (2020)

Si el factor Z representa la aceleración pico en un perfil de sueño S1 y el factor S cuantifica la modificación que sufre la aceleración por tratarse de un perfil diferente a S1, entonces el producto ZS se puede interpretar como la aceleración máxima que recibirá una estructura en su cimentación. Si además la amplificación estructural (para un grado de libertad) se representa por C, la aclaración máxima en la estructura perfectamente elástica de 1gdl. Se podrá interpretar como el producto ZSC (p.19)

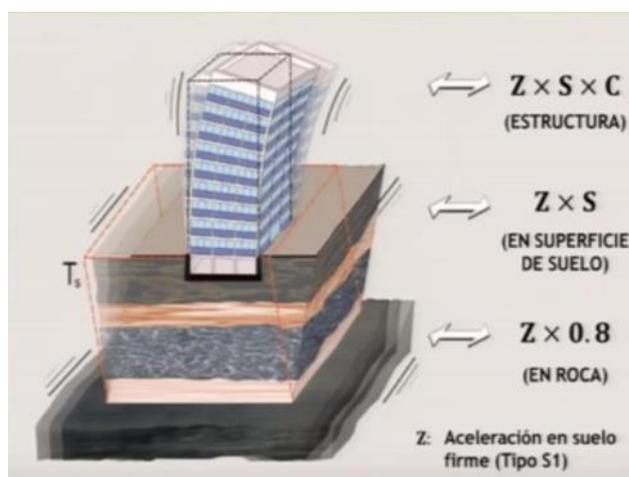


Figura N° 9: Interpretación de los factores Z, S y C

Fuente: Comentarios de la Norma E.030

La obtención de los períodos  $T_P$  y  $T_L$  dependerá del tipo de perfil de suelo escogido según el estudio de suelo realizado, para lo cual se utilizará la siguiente tabla:

Tabla N° 4: Periodos  $T_P$  y  $T_L$

	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
$T_P$ (s)	0.8	1.00	1.05	1.1
$T_L$ (s)	0.8	1.00	1.15	1.20

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

#### Categorías de las edificaciones y Factor de Uso (U)

Para la categorización de una edificación la norma toma como en consideración puntos como las cantidades de personas que podría ocupar, el funcionamiento del estado y manejo de emergencia, así como la importancia para la ciudad, por ello la norma establece 4 categorías, las cuales son las siguientes:

Tabla N° 5: Categoría de las edificaciones y Factor "U"

Categoría	Descripción	Factor U
	Edificaciones comunes tales como:	
C	Viviendas, Oficinas, Hoteles Restaurantes, Edificaciones Comunes	1.0
	Depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fuga de contaminantes.	

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

#### Regularidad Estructural:

Las estructuras se clasifican como regulares o irregularidades para lo cual las regulares cumplen con la resistencia a cargas laterales, su factor  $I_a$  e  $I_p$  es 1 mientras que las estructuras irregulares presentan una o más irregularidades que se indican en la Tabla N° 6 y 7.

“Las irregularidades estructurales traen consigo la concentración de deformaciones y fuerzas internas y, por tanto, daño concentrado y agotamiento del comportamiento inelástico. Cuando el daño es severo en elementos encargados de la estabilidad del edificio se suelen producir colapsos parciales o totales” (Gonzalo, 2010, p. 6)

Tabla N° 6: Irregularidades estructurales en altura

Irregularidades estructurales en altura	Factor Irregularidad Ip
<p data-bbox="507 712 1027 745">Irregularidades de Rigidez - Piso blando</p> <p data-bbox="453 768 1102 1131">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.</p> <p data-bbox="453 1153 1082 1294">La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p>	0.75
<p data-bbox="507 1326 1043 1359">Irregularidades de Resistencia - Piso Débil</p> <p data-bbox="432 1382 1102 1632">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>	
<p data-bbox="580 1715 959 1749">Irregularidad de Masa o Peso</p> <p data-bbox="432 1771 1102 2022">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

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

Tabla N° 7: Irregularidades estructurales en planta

Irregularidades estructurales en planta	Factor Irregularidad $I_p$
<b>Irregularidad Torsional</b>	
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 ( $\Delta \acute{a}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta$ ). 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.	0.75
<b>Esquinas entrantes</b>	
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

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

#### 2.2.10 Norma E.060 Concreto Armado

##### – Requisitos de resistencia y servicio

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño ( $\Phi R_n$ ) por lo menos iguales a las resistencias requeridas ( $R_u$ ), calculadas para las cargas y

fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020, p. 53).

En todas las secciones de los elementos estructurales su resistencia de diseño ( $\Phi R_n$ ) deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida ( $R_u$ ) las cuales son calculadas teniendo en consideración las combinaciones de cargas amplificadas, debiéndose cumplir lo siguiente:

$$\Phi R_n \geq R_u$$

Dónde:

$R_n$ = Resistencia de diseño

$R_u$ = Resistencia requerida

– Resistencia Requerida

La resistencia que un elemento estructural deberá tener para poder resistir las cargas amplificadas o momentos y fuerzas internas. Para la presente investigación se usarán las siguientes combinaciones de cargas amplificadas:

$$1.4 CM + 1.7 CV$$

$$1.25 CM + 1.25 CV \pm CS$$

$$0.90 CM \pm CS$$

Dónde:

CM= Carga Muerta

CV= Carga Viva

CS= Carga de Sismo

– Resistencia de Diseño

Resistencia de diseño ( $\Phi R_n$ ) es la multiplicación del factor de resistencia ( $\Phi$ ) por la resistencia nominal ( $R_n$ ) del elemento estructural siendo esta última calculada bajo los requisitos y suposiciones de la norma

Para la presente investigación el factor de reducción de la resistencia ( $\Phi$ ) a tomar en cuenta, es el siguiente:

- Flexión sin carga axial = 0.90
- Carga axial y carga axial con flexión
- Carga axial de tracción con o sin flexión = 0.9

- Cortante y torsión = 0.85
  - Aplastamiento en el concreto (excepto zonas de anclajes de postensado) = 0.70
  - Zonas de anclaje postensado = 0.85
- Resistencia al Cortante

El diseño por resistencia de las secciones transversales sometidas a fuerza cortante deberá cumplir que la resistencia nominal al corte sea mayor o igual a la fuerza cortante amplificada, como se indica en la siguiente ecuación

$$\Phi V_n \geq V_u$$

Dónde:

$V_u$  = Fuerza Cortante amplificada

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante

La Resistencia nominal al cortante se puede determinar con la siguiente ecuación.

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

$V_c$  = Resistencia nominal al cortante del concreto

$V_s$  = Resistencia nominal al cortante del refuerzo de cortante

Para el análisis de las columnas los valores de  $\sqrt{f_c}$  no deberán exceder 8.3 Mpa.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no pre esforzado:

Para elementos que se encuentren sometidos a compresión axial  $N_u$  se tomará en cuenta la siguiente fórmula donde  $N_u/A_g$  deberá expresarse en Mpa

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g}\right) bwd$$

Elementos que se encuentren a tracción axial significativa, el  $V_c = 0$

Elementos que se encuentren sometidos a compresión axial, se toma en cuenta la ecuación (9) sin embargo  $V_c$  no deberá ser mayor a la ecuación.

$$M_m = Mu - Nu\left(\frac{4h-d}{8}\right)$$

$$V_c = 0.29\sqrt{f'_c} bwd \sqrt{1 + \frac{0.29Nu}{A_g}}$$

### 2.2.11 Norma Internacional

#### – Reparación del Sistema de Refuerzo

“El método de reparación para el sistema de refuerzo depende de las causas del daño, el tipo de material, la forma de los daños menores deben repararse, incluidas las grietas o abrasiones localizadas del laminado de FRP que afecten la integridad estructural del laminado. Los daños menores se pueden reparar uniando parches de FRP sobre el área dañada. Los parches de FRP deben poseer las mismas características, como el grosor o la orientación de las capas, que el laminado original. Los parches de FRP deben instalarse de acuerdo con las recomendaciones del fabricante del material. Las delaminaciones menores se pueden reparar mediante inyección de resina. Daños mayores, incluidos del área afectada, reacondicionamiento del concreto de cobertura y reemplazo del laminado FRP.” (ACI 440.2R-17, 2017, p. 21).

#### – Reparación de Revestimiento superficial

“En el caso de que se deba reemplazar el revestimiento protector de la superficie, se debe inspeccionar el laminado de FRP para detectar daños o deterioro estructural. El revestimiento de la superficie se puede reemplazar mediante un proceso aprobado por el fabricante del sistema.” (ACI 440.2R-17, 2017, p. 21).

– Consideraciones para el Diseño general

“En este capítulo se presentan recomendaciones generales de diseño. Las recomendaciones presentadas se basan en los principios tradicionales de diseño de hormigón armado establecidos en ACI 318 reforzamiento. Los sistemas de refuerzo de FRP deben diseñarse para resistir las fuerzas de tracción mientras se mantiene la compatibilidad de deformación entre el FRP y el sustrato de concreto. No se debe confiar en el refuerzo de FRP para resistir fuerzas de compresión. Sin embargo, es aceptable que el refuerzo de tensión de FRP experimente compresión debido a cambios de momento o cambios en el patrón de carga. Sin embargo, debe despreciarse la resistencia a la compresión del refuerzo de FRP.” (ACI 440.2R-17, 2017, p. 21).

– Fortalecimiento de los límites.

“Se debe considerar cuidadosamente la determinación de límites razonables de fortalecimiento. Estos límites se imponen para proteger contra el colapso de la estructura en caso de que se produzca una unión u otra falla del sistema de FRP debido a daños, vandalismo u otras causas. El miembro estructural no reforzado, sin FRP nivel de carga. La resistencia existente de la estructura debe ser:” (ACI 440.2R-17, 2017, p. 21)

$$(\phi R_n)_{existente} \geq (1.1 SDL + 0.75 SLL)_{nuevo}$$

$\phi$  : Factor de reducción de Fuerzas

Rn: Fuerza Nominal de un Miembro

SDL: Carga Muerta

SLL: Carga Viva

– Fortalecimiento a Flexión

“La unión de polímeros reforzados con fibras de carbono para reforzar la tensión de cara de concreto a flexión, con fibras que van a todo lo largo del elemento, dando un incremento en la fuerza de flexión. Se han

documentado aumentos en la resistencia a la flexión general del 10 al 160 por ciento.” (ACI 440.2R-17, 2017, p.24)

– Resistencia a Flexión

“El enfoque de diseño de resistencia requiere que la resistencia a la flexión de diseño de un miembro exceda su momento factorizado requerido, como indica la ecuación 2 el diseño de fuerza flexural  $\Phi M_n$  se refiere a la fuerza nominal del miembro multiplicado por un factor de reducción y el factor de momento  $M_u$  referido al momento calculado de cargas facturadas.” (ACI 440.2R-17, 2017, p.24)

$$\phi M_n \geq M_u$$

$\phi$  : Factor de reducción de Fuerzas

$M_n$ : Resistencia nominal a la flexión

$M_u$ : Momento Factorizado en una Sección

– Esquema de Envolturas

“Los tres tipos de esquemas de envoltura de FRP que se utilizan para aumentar la resistencia al corte de vigas o columnas prismáticas, rectangulares se ilustran en la figura N°10. Envolver completamente el sistema FRP alrededor de la sección en los cuatro lados se utiliza en aplicaciones de columna donde se puede acceder a los cuatro lados de la columna. En aplicaciones de vigas donde una losa integral hace que no sea práctico envolver completamente el miembro, la resistencia al corte se puede mejorar envolviendo o pegado a dos lados opuestos del miembro. la resistencia al corte de un miembro rectangular, envoltura en U completamente de tres lados. La unión a dos lados de una viga es la Para el refuerzo de cortante de miembros circulares, solo envolver circunferencial completo de la sección en la que el FRP está orientado perpendicular al eje longitudinal de En todos los esquemas de envoltura, el sistema FRP se puede instalar continuamente a lo largo del tramo de un miembro o colocarse como tiras discretas. Como se discutió en, los efectos potenciales de atrapar la humedad en el sustrato cuando se usa Cuando sea

apropiado, deben emplearse medios para permitir la transmisión de vapor de humedad fuera del sustrato.” (ACI 440.2R-17, 2017, p.32)

– Resistencia al Corte Nominal

“La resistencia al corte de diseño de la resistencia de un miembro de concreto. Miembro de concreto reforzado debe calcularse con el ACI 318. La resistencia al corte de diseño debe calcularse multiplicando la resistencia nominal al cortante.” (ACI 440.2R-17, 2017, p.32)

$$\phi V_n \geq V_u$$

$\phi$  : Factor de reducción de Fuerzas

$V_n$ : Resistencia nominal al Corte

$V_u$ : Resistencia al corte de los miembros Existentes

“La resistencia nominal al cortante de un miembro de hormigón reforzado con FRP se puede determinar agregando la contribución del refuerzo externo de FRP al cortante a la contribución.” (ACI 440.2R-17, 2017, p.32)

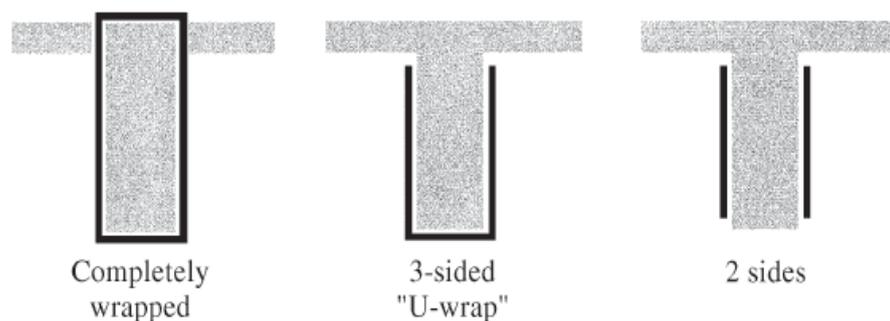


Figura N° 10: Esquema de envolturas típicas para el refuerzo Cortante usando FRP

Fuente: ACI 440.2R-17

“Se aplica a la contribución del sistema FRP dónde  $V_c$  y  $V_s$  son las contribuciones del hormigón y del acero de refuerzo interno a la capacidad de corte calculadas utilizando la ecuación del ACI 318, respectivamente.

Para miembros pretensados,  $V_c$  es el mínimo de  $V_{ci}$  y  $V_{cw}$ ” (ACI 440.2R-17, 2017, p.32)

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f)$$

$\phi$  : Factor de reducción de Fuerzas

$V_n$ : Resistencia nominal al Corte

$V_c$ : Resistencia nominal al corte proporcionado por el hormigón con refuerzo de acero a la flexión.

$V_s$ : Resistencia nominal al corte proporcionado por estribos de acero.

$\psi_f$  : Factor de reducción de Fuerzas.

$V_f$ : Resistencia nominal al corte proporcionada por los estribos de FRP.

– Deformación en el Reforzamiento FRP

“Determine la deformación en el refuerzo de FRP en el estado límite último. Debido a que los materiales de FRP son elásticos lineales hasta la falla, la deformación en el FRP dictará la tensión desarrollada en el FRP. La deformación máxima que se puede lograr en el refuerzo de FRP se registrará por la deformación desarrollada en el FRP en el punto en el que el hormigón se aplasta, el punto en el que se rompe el FRP o el punto en el que el FRP se desprende del sustrato. Se puede encontrar la deformación efectiva en el refuerzo de FRP en el estado límite último y  $D_f$  es la profundidad efectiva del refuerzo FRP, como se indica en la Ecuación 16.” (ACI 440.2R-17, 2017, p.26 )

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left( \frac{d_f - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd}$$

$d_f$  = Profundidad efectiva del refuerzo de fibras de carbono

$c$  = Distancia de la fibra de compresión extrema al eje neutro.

$\epsilon_{fe}$  = Esfuerzo efectivo en el refuerzo de fibras de carbono alcanzando en la falla.

$\epsilon_{fd}$  = Deformación de unión de refuerzo de fibras de carbono unidas externamente.

$\epsilon_{cu}$  = Máxima deformación axial del hormigón no confinado.

$\epsilon_{bi}$  = deformación en el sustrato de concreto desarrollado por un momento flector.

– Tensión en el Reforzamiento FRP

“La tensión efectiva en el reforzamiento de fibras de carbono es el máximo nivel de tensión que puede ser desarrollado en el reforzamiento antes de la falla de flexión en la sección. Este estrés efectivo se puede encontrar en la tensión en la fibra, asumiendo un comportamiento perfectamente elástico. Tal como se puede apreciar en la ecuación 6.” (ACI 440.2R-17, 2017, p.26)

$$F_{fe} = E_f * \epsilon_{fe}$$

$f_{fe}$  = Tensión efectiva en las fibras; estrés alcanzado en la falla de la sección.

$E_f$  = Módulo de elasticidad a la tracción de fibras de carbono.

$\epsilon_{fe}$  = Esfuerzo efectivo en el refuerzo de fibras alcanzado en la falla.

### 2.3 Definición de términos básicos

Cargas: Fuerza que actúa sobre la estructura las cuales se clasifica en carga muerta; que es el peso propio de la estructura y en cargas vivas, que es el peso de elementos móviles definidos respecto al uso de la edificación.

Concreto armado: concreto simple más acero de refuerzo, el cual aporta mayor resistencia al elemento estructural con el fin de soportar esfuerzos a tensión y compresión.

Corrosión: Deterioro de un material a causa de la oxidación

Cuantía de acero: Relación del acero de refuerzo con el hormigón, el cual se busca en construcción que el acero y el hormigón fluyan al mismo tiempo sin riesgo a fallas por tensión y compresión.

Derivas: Desplazamiento horizontal de entrepisos, el cual se obtiene al dividir la diferencia de desplazamiento de pisos consecutivos entre la altura del entrepiso.

Ductilidad: Relación entre la capacidad de deformación última y la deformación de inicio de fluencia.

Resistencia: Capacidad máxima que tiene un elemento para resistir esfuerzos y fuerzas aplicadas sin deformarse o tener grandes desplazamientos.

Rigidez: Capacidad de elementos estructurales para resistir a deformaciones y desplazamientos

Sismo: Fenómeno natural, generado en el interior de la tierra por el choque de las placas tectónicas, las cuales pueden ser medidas por magnitud e intensidad.

Momento máximo: Punto en el que más sufrirá un elemento estructural, ya que ahí se concentrará las mayores tensiones a flexión mayores deformaciones.

Imprimación: La función de la imprimación es sellar la porosidad y así garantizar la correcta adherencia.

Adhesivo: Es la capacidad de fijarse la Fibra de Carbono a la columna.

Restauración: Acciones necesarias para que una edificación antigua tenga un nuevo uso.

Reparación: Acciones requeridas para restituir la capacidad de un elemento debilitado.

## CAPÍTULO III. SISTEMA DE HIPÓTESIS

### 3.1 Hipótesis

#### 3.1.1 Hipótesis General

El reforzamiento estructural con fibras de carbono en columnas, en el restaurante Central- Barranco, influirá considerablemente en la mejora del desempeño sísmico y será beneficioso económicamente.

#### 3.1.2 Hipótesis Específicos

- a) Las columnas del restaurante central de Barranco no cumplirán con el estado óptimo y tampoco con la cuantía, debido al incremento de cargas.
- b) El uso de fibras de carbono proporcionará mayor resistencia al impacto que el acero ante un evento sísmico.
- c) El reforzamiento estructural con fibras de carbono será un método más económico y beneficioso que el encamisado de columnas en un 10%.

### 3.2 Variables de Investigación

“Son las causas que generan y explican los cambios en la variable dependiente. En los diseños experimentales la variable independiente es el tratamiento que se aplica y manipula en el grupo experimental” (Arias, 2006, p.59).

Variable Independiente: Fibras de carbono en columnas

Indicadores: Resistencia

Instrumentos: Cálculo en Excel

“La variable dependiente son aquellas que se modifican por acción de la variable independiente. Constituyen los efectos o consecuencias que se miden y que dan origen a los resultados de la investigación” (Arias, 2006, p.59).

Variable Dependiente: Reforzamiento estructural.

Indicadores: Reforzamiento estructural mediante Reforzamiento estructural de columnas con fibras de carbono

Instrumentos: Resultados obtenidas del programa ETABS

### 3.2.1 Definición conceptual de las variables

“Consiste en establecer el significado de la variable, con base en la teoría y mediante el uso de otros términos” (Arias, 2006, p.63). Por lo cual debemos brindar conceptos que definan la característica de la variable.

La Matriz de variables se presenta en el Anexo N° 2

### 3.2.2 Operacionalización de las variables

“Proceso mediante el cual se transforma la variable de conceptos abstractos a términos concretos, observables y medibles, es decir, dimensiones e indicadores.” (Arias, 2006, p. 62)

La Matriz de operacionalización se presenta en el Anexo N° 3

## **CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTAGACIÓN**

### **4.1 Tipo y Nivel**

“Los tipos de investigación pueden agruparse según el objetivo que persiguen, el nivel de profundización, la forma de hacer inferencia estadística, la forma de manipular variables, el tipo de datos o el período de tiempo de estudio” (Rus, 2020, p.1).

Este tipo de investigación también recibe el nombre de práctica, activa, dinámica. Se caracteriza porque busca la aplicación o utilización de los conocimientos que se adquieren. La investigación aplicada se encuentra estrechamente vinculada con la investigación básica, pues depende de los resultados y avances de esta última; esto queda aclarado si nos percatamos de que toda investigación aplicada requiere de un marco teórico. (Behar, 2008, p. 20)

La presente investigación fue de tipo aplicada, debido a que se planteó analizar una posible mejora estructural del Restaurante central implementándose fibras de Carbono en las columnas como respuesta estructural ante un sismo.

#### **Nivel**

“El enfoque cuantitativo (que representa, como dijimos, un conjunto de procesos) es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente y no podemos “brincar” o eludir pasos” (Sampieri, 2017, p.4).

“El nivel de investigación se refiere al grado de profundidad con que se aborda un fenómeno u objeto de estudio.” (Arias, 2006, p.23). Los cuales se clasifican en investigación exploratoria, descriptiva y explicativa.

“La investigación descriptiva consiste en la caracterización de un hecho, fenómeno, individuo o grupo, con el fin de establecer su estructura o comportamiento. Los resultados de este tipo de investigación se ubican en un nivel intermedio en cuanto a la profundidad de los conocimientos se refiere”. (Arias, 2006, p.24).

La presente investigación fue de enfoque cuantitativo y nivel descriptivo porque se evaluó el comportamiento estructural de columnas con fibra de carbono, en base a la recolección de datos iniciales del predio para posteriormente efectuar el del análisis

estructural con el material propuesto y así se evaluó la veracidad de nuestras hipótesis buscando establecer los beneficios de la incorporación de fibra de carbono en columnas como reforzamiento sin causar modificación en la geometría de los elementos estructurales en las edificaciones antiguas ante un sísmico de gran magnitud.

#### Método de la Investigación

“Tipo de investigación por tipo de dato. Esta clasificación se basa en el tipo de datos utilizado. Sobre todo, en una característica de estos, su posible cuantificación como cualitativa, cuantitativa y mixta” (Rus, 2020, p.4).

El enfoque de la investigación fue cuantitativo porque se evaluó el comportamiento estructural de columnas con fibra de carbono, en base a la recolección de datos iniciales del predio para posteriormente efectuar el del análisis estructural con el material propuesto mediante el uso del software ETABS y el análisis económico con una comparación entre el método de Fibra de Carbono versus el encamisado.

#### 4.2 Diseño de investigación

“El diseño de investigación es la estrategia general que adopta el investigador para responder al problema planteado. En atención al diseño, la investigación se clasifica en: documental, de campo y experimental” (Arias, 2006, p.27).

“Las investigaciones no experimentales no establecen, ni pueden probar relaciones causales directas entre dos variables o entre dos elementos. Los tipos de investigación no experimental más conocidos son los siguientes” (Borja, 2021, p.13).

“Investigación transversal. Describe el fenómeno de estudio en un momento determinado del tiempo. No le interesa la evolución del fenómeno” (Borja, 2021, p.14).

La presente investigación tuvo un diseño no experimental transversal, porque se realizó un modelo matemático de un restaurante construido en los años 60 que, debido al incremento de carga a causa del cambio de uso, se planteó el reforzamiento de columnas con fibra de carbono simulando un sismo de máxima magnitud para

analizar el desempeño sísmico de la edificación con refuerzo de fibras de carbono en sus columnas.

#### 4.3 Población y muestra

La población, o en términos más precisos población objetivo, es un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Ésta queda delimitada por el problema y por los objetivos del estudio. (Arias, 2006, p. 81)

“El Distrito de Barranco fue creado el 26 de octubre de 1874 y con relación a su dinámica urbana existen áreas diferenciadas constituidas por zonas antiguas y arquitectónicas donde se concentran casonas y viejos solares” (Indeci, 2003, p. 3).

La presente investigación resulta necesaria, porque la información actualizada permite conocer la problemática de las edificaciones en el distrito de Barranco y adoptar las medidas preventivas necesarias para evitar el colapso de las edificaciones, así como también, prevenir y preparar a la población ante posibles contingencias. (Indeci, 2003, p.5)

La población de estudio fueron todas las edificaciones construidas entre los años de 1950 y 1980 de tres niveles en el distrito de Barranco, puesto que todas tenían un mínimo de 40 años de vida útil.

“Para el proceso cuantitativo, la muestra es un subgrupo de la población de interés sobre el cual se recolectarán datos, y que tiene que definirse y delimitarse de antemano con precisión, además de que debe ser representativo de la población” (Sampieri, 2017, p. 173).

Las casonas consideradas en la categoría de Arquitectura Civil Doméstica, ubicadas en la zona antigua del distrito de Barranco, en su mayoría son construcciones de adobe, quincha y madera de gran valor histórico, aunque muchos de ellos no se encuentran en buen estado de conservación. (Indeci, 2003, p. 3)

La muestra de la presente investigación la constituyó una edificación de 3 niveles construida entre los años de 1950 a 1980, de sistema estructural aporticado de concreto armado el cual se encontró trabajando bajo el uso de vivienda realizándose la actualización de uso a restaurante.

#### 4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

##### 4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos

###### Técnicas

La técnica que se usó es el método de observación directa, debido a que se cuenta con información de campo como expedientes y ensayos realizados para el levantamiento estructural para la remodelación de la edificación.

###### Instrumentos

En la presente investigación, los instrumentos a utilizar son:

- Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente
- Norma Técnica E.060 Concreto Armado
- Norma Técnica E.020 Cargas.
- Norma ACI 440.2R-17 “Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures”
- Informe Evaluación Estructural (Cortijo,2005)
- Estudio de suelos con fines de Cimentación (Scipion,2017)
- Ficha técnica Fibra de carbono MBrace-CF160- Basf
- Planos de estructura y arquitectura
- Expediente técnico de la edificación
- Ficha técnica de Fibra de Carbono brindado por el proveedor BASF.
- Software S10
- Software Etabs.(V16.2.1)
- Software Ms Project.(Office 365)

##### 4.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

Los planos, expedientes y ensayos que se obtuvieron del predio previa ejecución de proyecto son estudios confiables ya que fueron realizadas por ingenieros especialistas en cada rubro de estudio.

Las normas técnicas (NE.020, NE.030, N.E060) son confiables ya que son normas elaboradas por comité técnico especializado y aprobadas por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Las cuáles serán utilizadas tras la obtención de resultados generados en el programa Etabs y así poder identificar el refuerzo necesario de las columnas.

También obtendremos los costos directos de la fibra de carbono brindados por el proveedor BASF para poder armar un presupuesto y obtener la diferencia de costos entre el reforzamiento con fibra de carbono y el encamisado.

#### 4.4.3 Procedimientos para la recolección de datos

- Se realizó una visita al predio.
- Buscamos expedientes técnicos y ensayos realizados al predio, también toda la información adicional que podamos conseguir en relación con la muestra.
- Se revisaron los planos de estructura y arquitectura para verificar que no tengan incompatibilidades entre los mismos.
- Luego de tener los planos verificados y los ensayos obtenidos de los expedientes técnicos, procedemos al análisis sísmico en el Software ETABS para poder obtener los desplazamientos permisibles, cargas axiales y momentos de la columna.
- Con los resultados, se procederá a realizar los cálculos matemáticos para poder calcular el refuerzo necesario para las columnas.
- Se realizará un cronograma y presupuesto para poder ver que tan beneficioso es el uso de Fibra de Carbono en comparación con el encamisado de columnas.

#### 4.5 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

Se realizó el modelamiento matemático de la edificación en el software ETABS V.18.1.1, utilizando el análisis modal espectral, considerando las dimensiones originales de los elementos estructurales. Posteriormente se realizó la comparación de los resultados del modelo matemático con los requisitos mínimos de la norma vigente E.030 Diseño sismo resistente. Los resultados no cumplieron con los requisitos de la norma, por lo cual, se hizo un análisis no lineal de la estructura. Finalmente, se estudió y diseñó la propuesta de reforzamiento de las columnas realizando un modelamiento matemático en el software ETABS V.18.1.1 usando las técnicas de análisis modal espectral y el análisis estático no lineal, dando como

resultado de dichas técnicas una mejora del desempeño sísmico de la edificación con el reforzamiento de fibra de carbono.

## CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

### 5.1 Generalidades

El reforzamiento estructural de la vivienda familiar se encuentra ubicado en av. Pedro Osma/Ca. Dos de Mayo en el distrito de Barranco, provincia y departamento de Lima, esta edificación data de los años 60 aproximadamente, la cual será proyecta para el uso de restaurante.



Figura N° 11: Vista frontal de vivienda familiar

Fuente: Google Maps

### 5.2 Elementos estructurales existentes

El predio a intervenir cuenta con dos pisos cuyo sistema estructural sismorresistente predominante es a base de pórticos, a continuación, se indican las dimensiones y características de elementos estructurales existentes identificados en el predio:

Columnas:

Las columnas son de concreto  $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$  y sus dimensiones son:

Tabla N° 8: Detalle de columnas

Columna	Sección	Plano
C1	0.25X0.40	
C2	0.25X0.72	
C3	0.25X0.45	
C4	0.25X0.30	
C5	0.25X0.50	
C6	0.25X0.25	
C7	0.40X0.30	

Fuente: Elaboración propia

Vigas:

Las vigas son de concreto  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  y sus dimensiones son:

Tabla N° 9: Detalle de vigas

Viga	Sección	Plano
Ch-1	0.25 X 0.20	<p>6<math>\phi</math>1/2" + <math>\square</math> <math>\phi</math>1/4"</p>
Ch-2	0.35 X 0.20	<p>6<math>\phi</math>5/8" + <math>\square</math> <math>\phi</math>1/4"</p>
V-1	0.25 X 0.60	<p>6<math>\phi</math>5/8" + <math>\square</math> <math>\phi</math>1/4"</p>
V-2	0.25 X 0.37	<p>6<math>\phi</math>1/2" + <math>\square</math> <math>\phi</math>1/4"</p>
V-3	0.25 X 0.75	<p>6<math>\phi</math>5/8" + <math>\square</math> <math>\phi</math>1/4"</p>
V-4	0.25 X 0.47	<p>6<math>\phi</math>5/8" + <math>\square</math> <math>\phi</math>1/4"</p>
V-5	0.25 X 0.45	<p>6<math>\phi</math>5/8" + <math>\square</math> <math>\phi</math>1/4"</p>

Fuente: Elaboración propia

### 5.3 Materiales

#### 5.3.1 Concreto Armado

Para el concreto armado se tienen las siguientes propiedades especificadas en la tabla N°10.

Tabla N° 10: Especificaciones del concreto

CONCRETO	
Resistencia a la compresión del concreto ( $f_c$ )	175 kg/cm <sup>2</sup>
Peso volumétrico ( $\gamma_m$ )	2400 kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad ( $E_c$ )	217370.65 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson ( $\mu$ )	0.20

Fuente: Elaboración propia

#### 5.3.2 Acero Corrugado:

Para el concreto armado se tienen las siguientes propiedades especificadas en la tabla N°11.

Tabla N° 11: Especificaciones del acero

ACERO	
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo ( $f_y$ )	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad (E)	2100000 kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

### 5.4 Estados de Cargas

#### 5.4.1 Carga Muerta

Cargas provenientes del peso de los elementos estructuras acabadas tabiquerías y otros elementos que forman parte de la edificación que serán

consideradas permanentes, para el proyecto se considerarán las descritas en la tabla N°12:

Tabla N° 12: Carga muerta

Materiales	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Acabados	100
Tabiquería	100
Peso propio de losa Unidireccional e=0.2 m	300
Peso propio de losa maciza e=0.20m	480

Fuente: Elaboración propia

#### 5.4.2 Carga Viva

La Sobrecarga inicial de la estructura es de 200 kg/m<sup>2</sup> asignado al uso de vivienda, pero debido a que se solicitó la modificación de uso a restaurante, se tomará las siguientes sobrecargas indicadas en la tabla N°13:

Tabla N° 13: Carga viva

Uso	S/C (Kg/m <sup>2</sup> )
Oficinas	250
Restaurante	400
Escaleras	400
Corredores	400

Fuente: Elaboración propia

#### 5.5 Parámetros de diseño sísmico

- Factor de zona (Z):

La edificación se encuentra ubicada en el distrito de Barranco provincia de Lima por lo cual se encuentra ubicada en la zona 4 correspondiéndole el acto  $z=0.45$

- Factor de uso o importancia (U):  
La edificación se encuentra en la categoría C, edificaciones comunes, correspondiéndole el factor  $U=1$ .
- Factor de amplificación de suelo (S):  
La edificación se encuentra suelos blandos, correspondiéndole el tipo S3, factor  $S=1.1$
- Periodo de suelo ( $T_p$  y  $T_L$ ):

De acuerdo al perfil tipo S3 y al factor  $z=0.45$  se obtiene:

Tabla N° 14: Periodos " $T_P$ " Y " $T_L$ "

	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: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

$$T_P=1.0$$

$$T_L=1.6$$

- Periodo fundamental (T):  
Obtenido por el programa Etabs:  $T = 0.397$  s
- Factor de Amplificación Sísmica (C):  
Al ser  $T < T_P$  se utilizará el factor  $C = 2.5$
- Irregularidades estructurales  
Irregularidades estructurales en altura ( $I_a = 0.6$ ), presenta discontinuidad extrema en los sistemas resistentes  
Irregularidades estructurales en planta ( $I_p = 0.75$ ), presenta irregularidad torsional
- Coeficiente Básico de Reducción Sísmica ( $R_o$ )  
Sistema Estructural Pórticos, por lo cual  $R=8$

$$R_{XX} = 8 \times 0.60 \times 0.75 = 3.60$$

$$R_{YY} = 8 \times 0.60 \times 0.75 = 3.60$$

La cortante estática es:

$$\frac{ZUCS}{R_{xy}} = 0.34375$$

Tabla N° 15: Espectro de aceleraciones

T	C	ZUCS/R	ZUCS/R
0.00	2.5	0.34375	0.34375
0.02	2.5	0.34375	0.34375
0.04	2.5	0.34375	0.34375
0.06	2.5	0.34375	0.34375
0.08	2.5	0.34375	0.34375
0.10	2.5	0.34375	0.34375
0.12	2.5	0.34375	0.34375
0.14	2.5	0.34375	0.34375
0.16	2.5	0.34375	0.34375
0.18	2.5	0.34375	0.34375
0.20	2.5	0.34375	0.34375
0.25	2.5	0.34375	0.34375
0.30	2.5	0.34375	0.34375
0.35	2.5	0.34375	0.34375
0.40	2.5	0.34375	0.34375
0.45	2.5	0.34375	0.34375
0.50	2.5	0.34375	0.34375
0.55	2.5	0.34375	0.34375
0.60	2.5	0.34375	0.34375
0.65	2.5	0.34375	0.34375
0.70	2.5	0.34375	0.34375
0.75	2.5	0.34375	0.34375
0.80	2.5	0.34375	0.34375
0.85	2.5	0.34375	0.34375

0.90	2.5	0.34375	0.34375
0.95	2.5	0.34375	0.34375
1.00	2.5	0.34375	0.34375
1.60	1.56250	0.21484	0.21484
2.00	1.00000	0.13750	0.13750
2.50	0.64000	0.08800	0.08800
3.00	0.44444	0.06111	0.06111
4.00	0.25000	0.03437	0.03437
5.00	0.16000	0.02200	0.02200
6.00	0.11111	0.01527	0.01527
7.00	0.08163	0.01122	0.01122
8.00	0.06250	0.00859	0.00859
9.00	0.04938	0.00679	0.00679
10.00	0.04000	0.00550	0.00550

Fuente: Elaboración propia

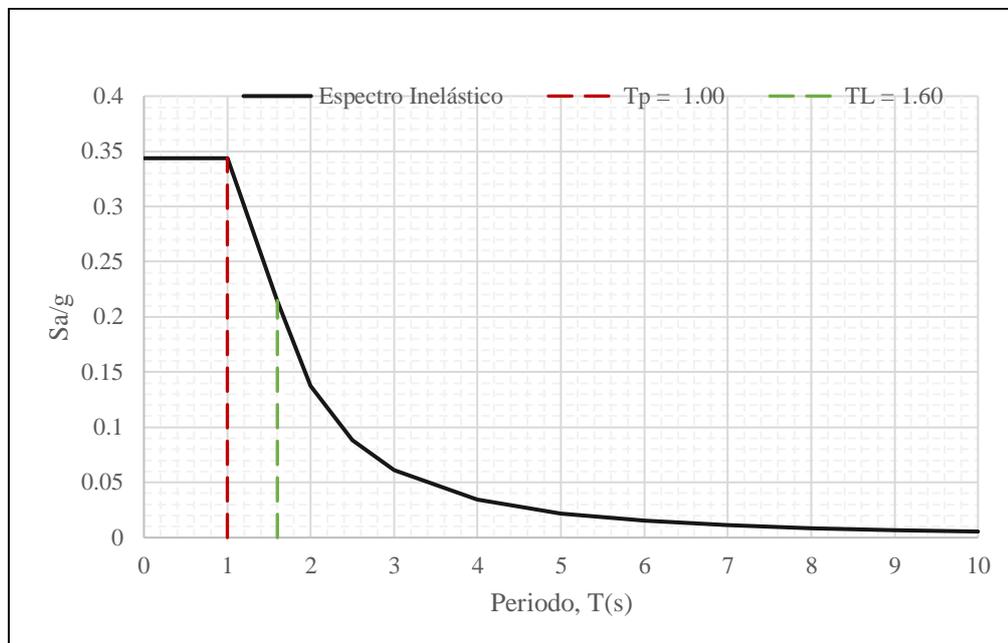


Figura N° 12: Espectro de Aceleraciones

Fuente: Elaboración Propia

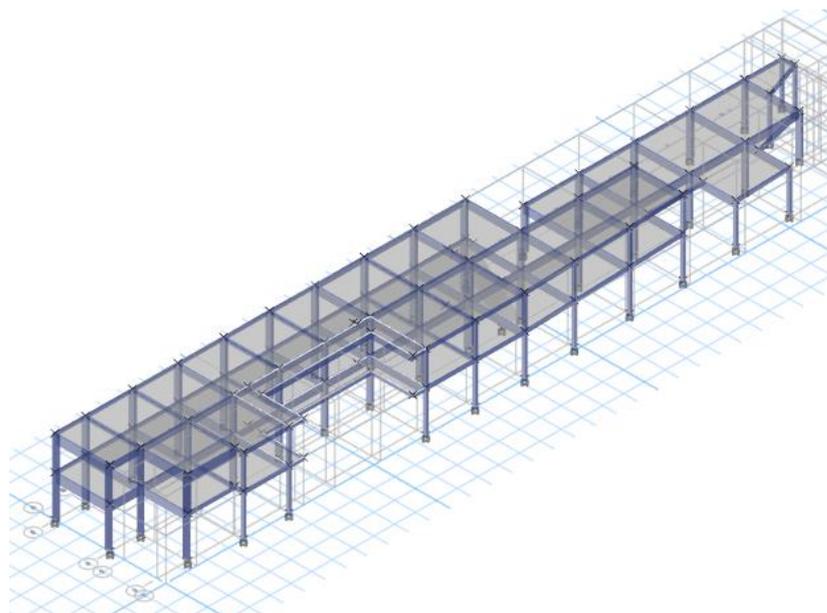


Figura N° 13: Modelo estructural

Fuente: Elaboración propia empleando programa ETABS

Análisis Estático y Dinámico:

Masa de la estructura:

Según los lineamientos de la Norma de Diseño Sismo Resistente NTE R.030, que forma parte del RNE, y considerando las cargas mostradas anteriormente, se realizó el análisis modal de la estructura total. Para efectos de este análisis el peso de la estructura consideró el 100% de la carga muerta y únicamente el 25% de la carga viva, por tratarse de una edificación común tipo C.

Tabla N° 16: Masa sísmica efectiva por piso

PISO	UX kgf-s <sup>2</sup> /m	UY kgf-s <sup>2</sup> /m	UZ kgf-s <sup>2</sup> /m	Gravedad m/s <sup>2</sup>	Peso (ton)
Piso 2	30873.19	30873.19	0		302.76
Piso 1	45761.62	45761.62	0	9.8067	448.77
Base	2846.8	2846.8	0		
				$\Sigma=$	751.53

Fuente: Elaboración propia

$$(ZUCS/R)) *P = 258.340$$

Tabla N° 17: Distribución de la fuerza Sísmica en Altura

Piso	Peso (Ton)	h(m)	Pi((hi)^k	αi	Fi
Piso 2	302.764	7.25	2195.040	0.550	142.118
Piso 1	448.770	4.00	1795.082	0.450	116.222
Σ=	751.535		3990.122	1.000	258.340

Fuente: Elaboración propia

Periodos de la Estructura:

El programa ETABS calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras. En el análisis tridimensional se ha empleado la superposición de los primeros modos de vibración por ser los más representativos de la estructura.

Tabla N° 18: Periodos de vibración y frecuencia-Resultados ETABS.

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.397	2.52	15.8355	250.7622
Modal	2	0.36	2.781	17.4713	305.2465
Modal	3	0.309	3.232	20.3064	412.3490
Modal	4	0.179	5.593	35.1405	1234.8533
Modal	5	0.127	7.86	49.3834	2438.7154
Modal	6	0.117	8.538	53.6432	2877.5936

Fuente: Elaboración propia empleando programa ETABS

En la tabla N°18 se muestran los resultados de los periodos de vibración con su porcentaje de masa participante, que indicará la importancia de cada modo en su respectiva dirección.

En las edificaciones se necesita conocer los grados de libertad en relación de las fuerzas laterales dinámica. Según Norma E.030 se considerará 3 grados de libertad por diafragma.

## Desplazamientos laterales y tolerancias

El programa ETABS nos arroja derivas elásticas por lo cual se realizó la conversión a inelásticas mediante el uso de la Norma E. 030.

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

(N.T.E. E.030 Diseño Sismorresistente, 2018, p. 31)

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado según el análisis lineal elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas por el coeficiente R, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso según el tipo de material predominante como lo indica en la figura N° 14.

Material Predominante	$(\Delta_r / h_m)$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Figura N° 14: Límites para la distorsión del entrepiso

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

El material predominante de la estructura es de concreto armado por lo cual el límite máximo de distorsión será de 0.007.

Tabla N° 19: Derivas en el eje X

Piso	Altura (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Derivas inelásticas (%)	Deriva limite (%)
2	3.25	0.002196	0.0067	0.67%	0.70%
1	4	0.002017	0.0062	0.62%	0.70%
Base	-	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

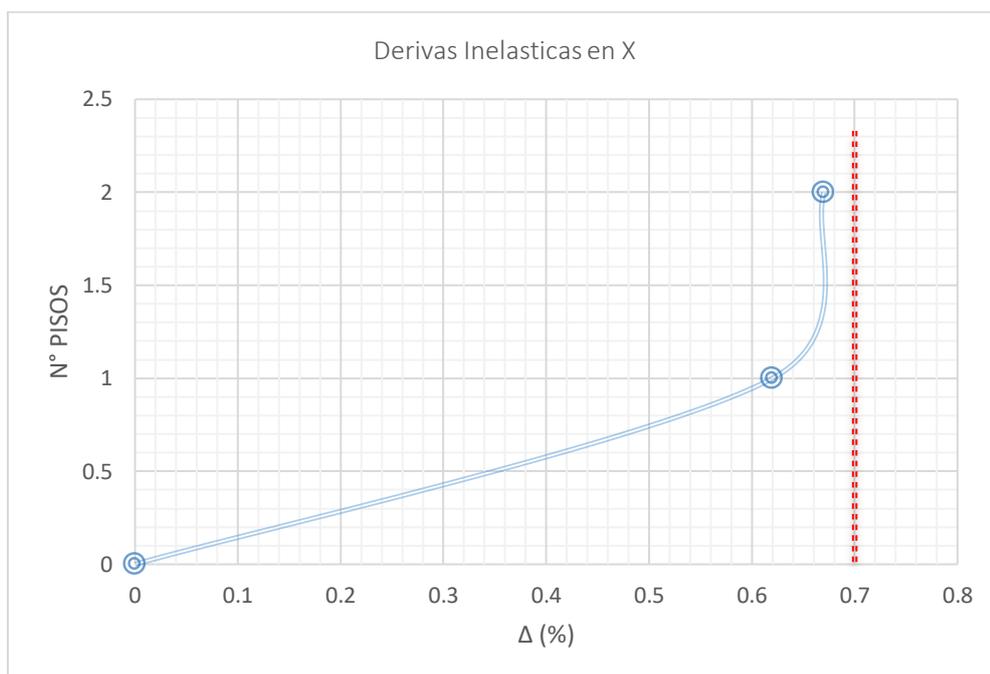


Figura N° 15: Derivas Inelásticas en el eje X

Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar de la tabla N°19 y figura N°15 que las derivas en la dirección del eje X no exceden el valor máximo permitido de 0.007 establecido en la Norma E.030.

Tabla N° 20: Derivas en el eje Y

Piso	Altura (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Derivas inelásticas (%)	Deriva limite (%)
2	3.25	0.002187	0.00667	0.67%	0.70%
1	4	0.002283	0.0090	0.79%	0.70%
0	-	-	0	0%	-

Fuente: Elaboración propia

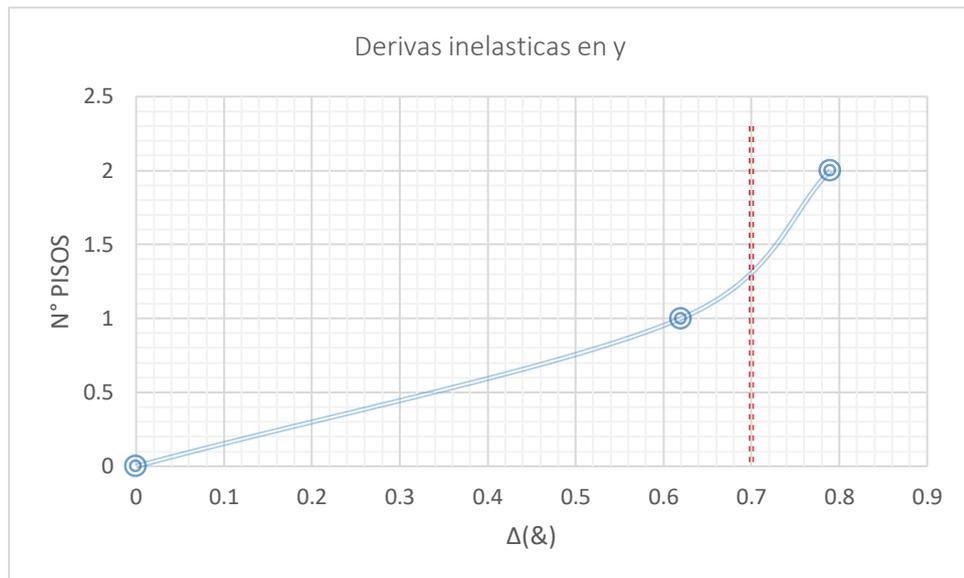


Figura N° 16: Derivas inelásticas en y

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar de la tabla N°20 y figura N°16 que las derivas en la dirección del eje Y exceden el valor máximo permitido de 0.007 establecido en la Norma E.030. Se puede interpretar que la estructura no tiene una rigidez aceptable para resistir un sismo en la dirección Y, por lo cual se tiene que reforzar los elementos verticales que aporten rigidez.

#### Verificación de cortante Basal

Cortante Total en la Base (NTE-030 17.3): Cargamos el modelo del ETABS con una carga donde se considere 100% de la carga permanente o muerta y 25% de la carga viva (PG) para obtener el peso de la estructura de acuerdo al ítem 16.3 de la NTE E.030:

Tabla N° 21: Cortante Estático

Story	Output Case	Case Type	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story2	Sx	LinStatic	Bottom	0	- 64292.26	0
Story2	Sy	LinStatic	Bottom	0	0	- 64292.26

Story1	Sx	LinStatic	Bottom	0	-	0
					117050.4	
Story1	Sy	LinStatic	Bottom	0	0	-
						117050.4

Fuente: Elaboración propia empleando programa ETABS

Tabla N° 22: Cortante Dinámico

Story	Output Case	Case Type	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf
Story2	SDx	LinStatic	Bottom	0	120595.85	56622.16
Story2	SDy	LinStatic	Bottom	0	137438.61	305809.32
Story1	SDx	LinStatic	Bottom	0	211180.43	86017.05
Story1	Sy	LinStatic	Bottom	0	244644.64	498493.89

Fuente: Elaboración propia empleando programa ETABS

Dirección x-x: Irregular

$$V_{din} \geq 90\% \text{ Vest} = 0.9 * 117.0 = 105.35 \text{ Tn}$$

211.18Tn > 105.35Tn, No es necesario escalarlo

Dirección y-y: Irregular

$$V_{din} \geq 90\% \text{ Vest} = 0.9 * 117.05 = 105.35 \text{ Tn}$$

498.49Tn > 105.35 Tn, No es necesario escalarlo

Combinaciones de Cargas Empleadas:

Las combinaciones de cargas usadas para encontrar la envolvente de esfuerzos sobre los elementos de la estructura son las siguientes.

Combo 1            1.4CM + 1.7CV

Combo 2            1.25 (CM+CV) ± CSx

- Combo 3             $1.25 (CM+CV) \pm CSy$
- Combo 4             $0.9CM \pm CSx$
- Combo 5             $0.9CM \pm CSy$
- Envolvente:         $\text{Max [Combo 1, Combo 2, \dots, Combo 5]}$

Con ello se obtuvieron los momentos máximos amplificados en las columnas vigas y demás elementos, que forman parte de la estructura.

Realizada la introducción de cargas al modelo de la estructura, procedemos a verificar los elementos estructurales de la estación.

### 5.6 Verificación del Diseño de Columnas

Del análisis realizado a través del programa ETABS, se determinó que en los ejes críticos se encuentran las columnas de tipo C5.

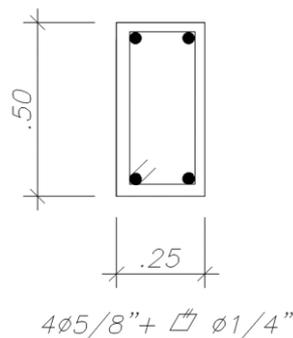


Figura N° 17: Detalle de la columna tipo C5

Fuente: Elaboración Propia

Se realizó la verificación de la cuantía de refuerzo longitudinal, el cual deberá cumplir con el siguiente límite según la Norma E.060:

$$A_g < A_{st} < 0.06 A_g$$

Donde,  $A_g = b \cdot h$

Tabla N° 23: Verificación de cuantía de columna C5

C5		
b:	25	cm
h:	50	cm

Ac:	1250	cm <sup>2</sup>
As:	7.917	cm <sup>2</sup>
0.01 Ag	12.500	cm <sup>2</sup>
0.06 Ag	75.000	cm <sup>2</sup>

---

Fuente: Elaboración propia

De la tabla N° 23 se puede apreciar que la columna C5 no se encuentra dentro del rango permitido por lo cual la columna necesita una intervención.

Tabla N° 24: Carga Axial de columna C5, piso 1

NIVEL	Columna	Fuerza Axial	Momento 2	Momento 3
	EJE	Kg	Kg-m	Kg-m
PISO 1	C-2	118,684.03	250.31	1820.50
	D-2	169,684.02	222.51	3040.00
	E-2	117,574.03	948.00	1932.00
	F-2	120,211.05	424.00	1203.10
	G-2	170,247.84	484.90	3595.00
	H-2	169,768.03	775.20	8740.00
	J-2	163,333.36	964.00	3430.00
	M-2	101,785.72	152.40	1092.00
	N-2	99,996.67	131.41	1247.00

Fuente: Elaboración propia

Del análisis de cargas realizado a las columnas centrales del tipo C5 en el nivel del piso 1 se puede apreciar en la figura N°18 que las columnas no cumplen las nuevas solicitaciones de resistencia debido a que se encuentran por encima de la curva de diseño por lo cual necesita ser reforzada, de la tabla N°24 se puede apreciar que la columna más crítica está ubicada en el eje G-2 cuya nueva resistencia requerida es de 170 Ton.

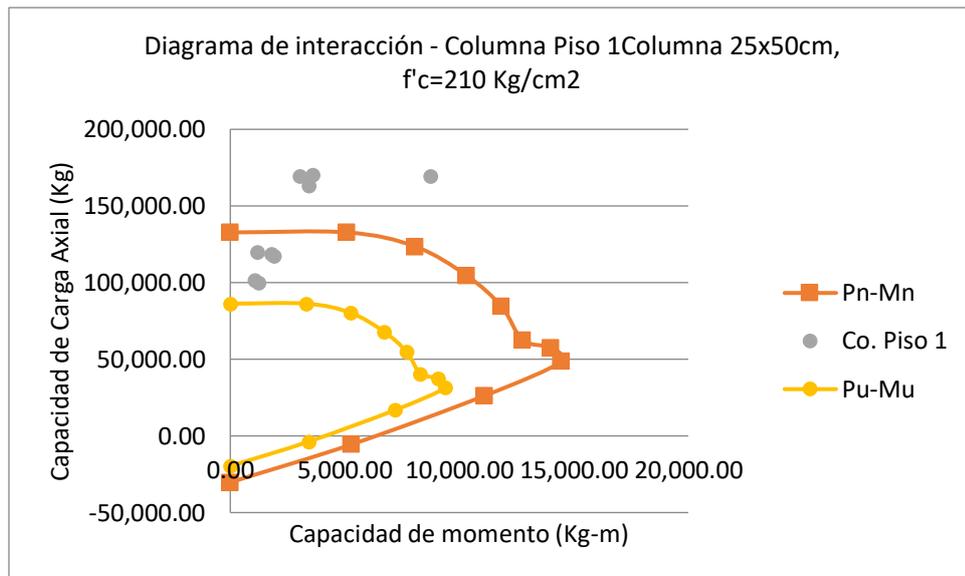


Figura N° 18: Diagrama de interacción de columnas piso 1.

Fuente: Elaboración propia

### 5.7 Cálculo de reforzamiento con el programa Excel

Para el tipo de columna C5 en el eje G2 se desarrolló un diagrama de iteración simplificado de 3 puntos A, B y C los cuales se han obtenido de acuerdo con la norma ACI 440 2R 17. Para las demás columnas se mostró solo el diagrama de interacción con la curva sin reforzamiento y con reforzamiento.

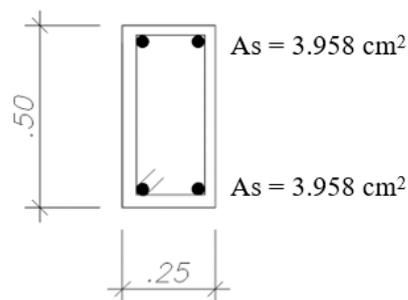


Figura N° 19: Columna tipo C5

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 25: Detalles de la sección transversal de la columna

Detalles de la sección transversal de la columna y propiedades del material		
b =	25	cm
h =	50	cm
f'c =	210	kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4,200	kg/cm <sup>2</sup>
rc =	2.5	cm
Varillas =	4Φ5/8"	
Ag=	1,250	cm <sup>2</sup>
Ast=	7.9173	cm <sup>2</sup>
pg =	0.0063	
pg, %	0.63%	
ΦPn (req)	170,247.8	Kg

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 26: Resistencia de materiales

Resistencia de Materiales		
Resistencia del concreto (f'c)	210	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del acero (fy)	4,200	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad concreto (Ec)	218,819.79	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad acero (Ey)	2,100,000	kg/cm <sup>2</sup>
Deformación unitaria del acero (E <sub>sy</sub> )	0.0021	cm/cm

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 27: Propiedades del sistema FRP

Propiedades del sistema FRP		
Espesor de la capa (tf)	0.03302	cm
Resistencia a la tracción (f'fu)	38,668.84	kg/cm <sup>2</sup>
Tensión de ruptura (ε*fu)	0.0167	cm/cm
Módulo de elasticidad (Ef)	2,320,130.22	kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: MBRACE CF160

Los puntos A, B y C de la curva de interacción se calcularon usando las siguientes ecuaciones:

$$\phi P_{n(A)} = 0.80\phi[0.85f_{cc}' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$\phi P_{n(B, C)} = \phi[A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D + \sum A_{si} f_{si}]$$

$$\phi M_{n(B, C)} = \phi[E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 + H(y_t) + I + \sum A_{si} f_{si} d_i]$$

Ecuaciones de coeficientes A, B, C, D, E, F, G, H e I

$$A = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{12 f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)^2$$

$$B = \frac{b(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)$$

$$C = b f'_c$$

$$D = b f'_c + \frac{bcE_2}{2} (\varepsilon_{ccu})$$

$$E = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{16 f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)^2$$

$$F = b \left(c - \frac{h}{2}\right) \frac{(E_c - E_2)^2}{12 f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)^2 + \frac{b(E_c - E_2)}{3} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)$$

$$G = -\left(\frac{b}{2} f'_c + b \left(c - \frac{h}{2}\right) \frac{(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)\right)$$

$$H = b f'_c \left(c - \frac{h}{2}\right)$$

$$I = \frac{bc^2}{2} f'_c - b c f'_c \left(c - \frac{h}{2}\right) + \frac{bc^2 E_2}{3} (\varepsilon_{ccu}) - \frac{bc E_2}{2} \left(c - \frac{h}{2}\right) (\varepsilon_{ccu})$$

Cálculo de las propiedades del material de FRP de diseño:

Tabla N° 28: Factor de reducción ambiental para varios sistemas de FRP y condiciones de exposición.

Condiciones de exposición	tipo de fibra	factor de reducción ambiental $C_E$
	Carbón	0.95
Exposición interior	vidrio	0.75
	aramida	0.85
	Carbón	0.85
Exposición exterior (puentes, muelles y estacionamientos cerrados)	vidrio	0.65
	aramida	0.75
	Carbón	0.85
ambiente agresivo (plantas químicas y plantas de tratamiento de aguas residuales)	vidrio	0.50
	aramida	0.70

Fuente: Elaboración propia

Para el reforzamiento de columnas internas se usó la tabla N°28 para determinar el factor de reducción ambiental  $C_E$  de 0.95

Tabla N° 29: Propiedades de FRP

Propiedades de la fibra de carbono de diseño		
$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$	36,735.40	Kg/cm <sup>2</sup>
$E_{fu} = C_E E_{fu}^*$	0.00159	cm/cm
$f'_{cc}$	278.61	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_l$	170.447	Kg/cm <sup>2</sup>
$\varepsilon_{fe}$	0.0087	

Fuente: Elaboración propia

Determinación del número de capas (n):

$$n = \frac{f_l \sqrt{b^2 + h^2}}{2E_f t_f \varepsilon_{fe}}$$

$$n = 7 \text{ capas}$$

Carga axial columna reforzada en el punto A

$$\phi P_{n(A)} = 197,697.83 \text{ Kg}$$

Resistencia Columna reforzada en el punto B

Tabla N° 30: Factores de la columna reforzada

Factores de columna reforzada		
Fl =	72.91	kg/cm <sup>2</sup>
fl/fc ≥0.08	0.35	Cumple
f'cc =	291.05	kg/cm <sup>2</sup>
Eccu =	0.00	cm/cm
E2 =	7,393.56	kg/cm <sup>2</sup>
C =	43.71	cm
Yt =	25.59	cm

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 31: Coeficientes del punto B

Coeficientes calculados - Punto B		
A =	-3.31	kg
B =	253.97	kg/cm <sup>2</sup>
C =	-6,500	kg/cm
D =	301,054.00	kg
E =	-2.481	kg/cm <sup>3</sup>
F =	231.18	kg
G =	-8,000.70	kg/cm
H =	121,589	kg

$$I = 1,070,995.68 \text{ kg-cm}$$


---

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de los refuerzos por capa se tomará en cuenta lo indicado en la figura N°20 donde el esfuerzo del acero de refuerzo ( $f_s$ ) deberá ser menor al refuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

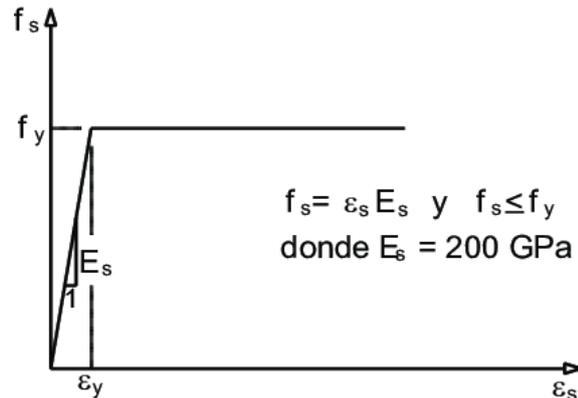


Figura N° 20: Diagrama esfuerzo deformación del acero

Fuente: Revista de Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia

Se realizará la corrección de no cumplir con lo mencionado en la figura N°20 de la siguiente manera:

Si  $f_{si} \leq \pm 4200 \text{ kg/cm}^2$  entonces  $f_{si_{real}} = f_{si}$

Si  $f_{si} > \pm 4200 \text{ kg/cm}^2$  entonces  $f_{si_{real}} = \pm 4200 \text{ kg/cm}^2$

Tabla N° 32: Fuerzas y momentos por capa- Punto B

f <sub>si</sub> real (kg/cm <sup>2</sup> )	A <sub>si</sub> (cm <sup>2</sup> )	∑A <sub>si</sub> *f <sub>si</sub> (kg)	d (cm)	∑A <sub>si</sub> f <sub>si</sub> d <sub>i</sub> (kg-cm)
4,200	3.96	16,626.12	18.706	311,008.201
0	0	0	0	0
		16,626.12		311,008.201

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando en la ecuación se obtuvo:

$$\Phi P_n (B) = 170,447.36 \text{ Kg}$$

$$\Phi_{Mn} (B) = 1,341,923.98 \text{ Kg-cm}$$

Resistencia Columna reforzada en el punto C

Tabla N° 33: Deformación del acero y distancia del eje neutro

Deformación del acero y distancia del eje neutro		
E <sub>sy</sub> =	0.0021	cm/cm
C =	29.14	cm
Y <sub>t</sub> =	17.06	cm

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 34: Coeficientes del punto C

Coeficientes calculados - Punto C		
A =	-7.44	kg
B =	380.95	kg/cm <sup>2</sup>
C =	-6,500	kg/cm
D =	200,702.67	kg
E =	-5.58	kg/cm <sup>3</sup>
F =	284.76	kg
G =	-4,826.118	kg/cm
H =	26,892.66	kg
I =	2,148,520.32	kg-cm

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 35: Fuerzas y momentos por capa- Punto C

fsi real (kg/cm <sup>2</sup> )	Asi (cm <sup>2</sup> )	∑Asi*fsi (kg)	d (cm)	∑Asi fsi di(kg-cm)
4,200	3.96	16,626.12	18.706	311,008.201
4,200	-3.96	-16,626.12	-18.706	311,008.201

0

622,016.401

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando en la ecuación se obtuvo:

$$\Phi P_n(C) = 106,426.92 \text{ Kg}$$

$$\Phi M_n(C) = 1,797,765.49 \text{ Kg-cm}$$

Con los valores obtenidos en el punto A, B, C se realizó el diagrama de interacción para la columna de tipo C5  $P_u=117,574.03$  actual y  $P_u= 170,247.84$  reforzada.

Tabla N° 36: Puntos A, B y C del diagrama de interacción

Point	n=0 capas		n= 7 capas	
	$\Phi P_n$ (kg)	$\Phi M_n$ (kg-ft)	$\Phi P_n$ (kg)	$\Phi M_n$ (kg-ft)
A	132,754.44	0.00	197,697.83	0.00
B	123,510.96	8,084.89	170,447.36	13,419.24
C	57,684.65	11,843.82	106,426.92	17,977.65

Fuente: Elaboración propia

Realizado los cálculos se determinó que la columna tipo C5 necesita de 7 capas de fibra de carbono para poder soportar la resistencia requerida debido al cambio de uso, posteriormente se elaboró el diagrama de interacción como se muestra en la figura N°21 la cual se puede apreciar las resistencias máxima de la columna sin fibra de carbono y con fibra de carbono.

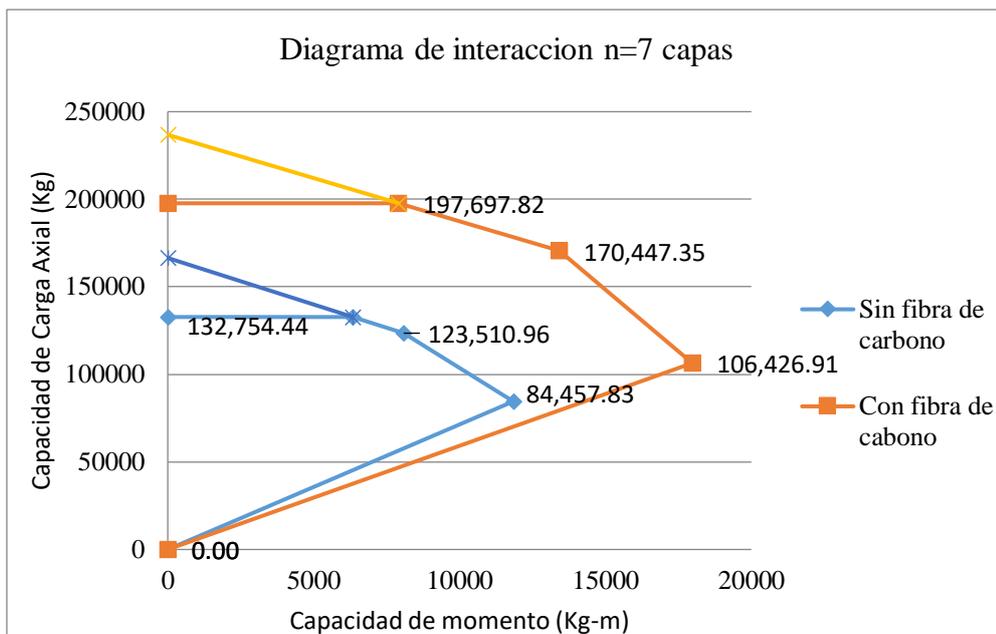


Figura N° 21: Diagrama de interacción con curva bilineal n= 7 capas

Fuente: Elaboración propia

El diagrama de interacción para la columna del tipo C5 de sección 25x50 cm, resistencia  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  reforzada con 7 capas de fibra de carbono aumentó su carga axial a 197.70 Tn, por lo cual el reforzamiento aumentó su capacidad de carga, cumpliendo con la nueva solicitud de resistencia.

Se realizaron los cálculos de reforzamiento para las columnas restantes ubicadas en el primer piso de la edificación:

Verificación de la cuantía de refuerzo longitudinal:

De acuerdo a la Norma E.60 Concreto Armado realizó la verificación de cuantía de refuerzo longitudinal de los diferentes tipos de columnas existentes en el proyecto:

Tabla N° 37: Verificación de cuantía longitudinal

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
b:	30	25	25	25	25	25	30
h:	50	72	45	30	50	25	40
Ac:	1500	1800	1125	750	1250	625	1200
As:	11.876	12.984	11.876	7.917	7.917	7.917	11.876
1%A	15.000	18.000	11.250	7.500	12.500	6.250	12.000
c:	no cumple	no cumple	cumple	cumple	no cumple	cumple	no cumple
6%A	90.000	108.000	67.500	45.000	75.000	37.500	72.000
c:	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple
$\Phi P_n$ -	165,167.	195,433.	130,359.	86,906.	133,316.	75,303.	137,321.
d: kg	09	88	59	39	39	89	09
$\Phi P_n$ -	165.1671	195.4339	130.3596	86.9064	133.3164	75.3039	137.3211
d: ton							

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar en la tabla N°37 que las columnas de tipo C1, C2, C3, C4 y C5 las cuales son las predominantes en el proyecto como se puede apreciar en la figura N°23 No cumplen con la cuantía mínima de refuerzo longitudinal.

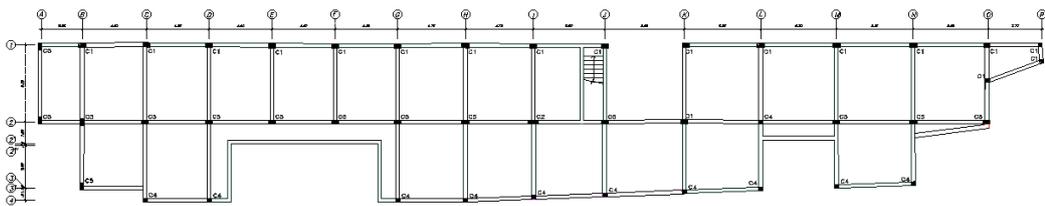


Figura N° 22: Vista en planta por tipo de columna

Fuente: Elaboración propia

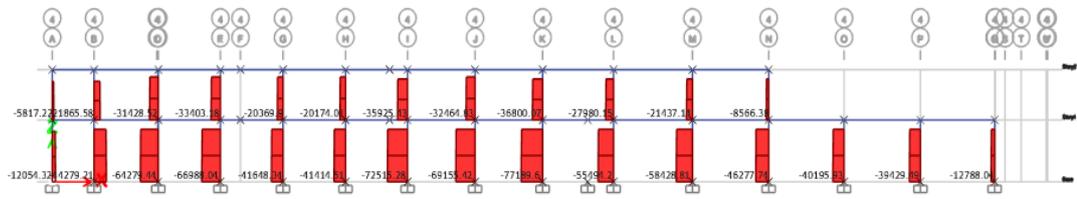


Figura N° 23: Carga axial sobre las columnas del eje 2

Fuente: Elaboración propia empleando programa ETABS

Tabla N° 38: Columnas con nuevas solicitaciones reforzadas con CFRP

Columnas	Resistencias requeridas para el proyecto			Columnas con CFRP	
Eje	Fuerza Axial (Kg)	Momento 2 (Kg-m)	Momento 3 (Kg-m)	#n	Resistencia (kg)
B-2	134,440.56	103.91	1,370.30	1.00	144,553.38
C-2	170,247.84	484.90	3,595.00	7.00	197,218.06
D-2	169,684.02	222.51	3,040.00	7.00	197,218.06
H-2	169,768.03	775.20	8,740.00	7.00	197,218.06
I-2	208,527.93	163.60	2,190.61	5.00	264,570.79
J-2	163,333.36	964.00	3,430.00	6.00	190,783.39
K-2	191,485.25	169.72	3,156.50	3.00	238,971.00
L-2	122,405.35	907.30	1,032.00	3.00	140,712.43

Fuente: Elaboración propia

La tabla N°38 muestra las solicitaciones de carga axial y el reforzamiento de las columnas indicando el número de capas de fibra de carbono que se requieren para aumentar su resistencia, cumpliendo con las nuevas solicitaciones.

Se elaboró el diagrama de interacción para las columnas de tipo C1 de 30x50 cm que requiere reforzamiento para soportar una fuerza axial de 191,485.3 kg para el cual tuvo que ser reforzada con #n=3 capas.

Tabla N° 39: Reforzamiento de columna tipo C1

Puntos	Pn (Kg)	Mn (Kg.m)
A	238,971.00	0
B	188,783.17	11,103.04
C	134,638.88	16,659.83

Fuente: Elaboración propia

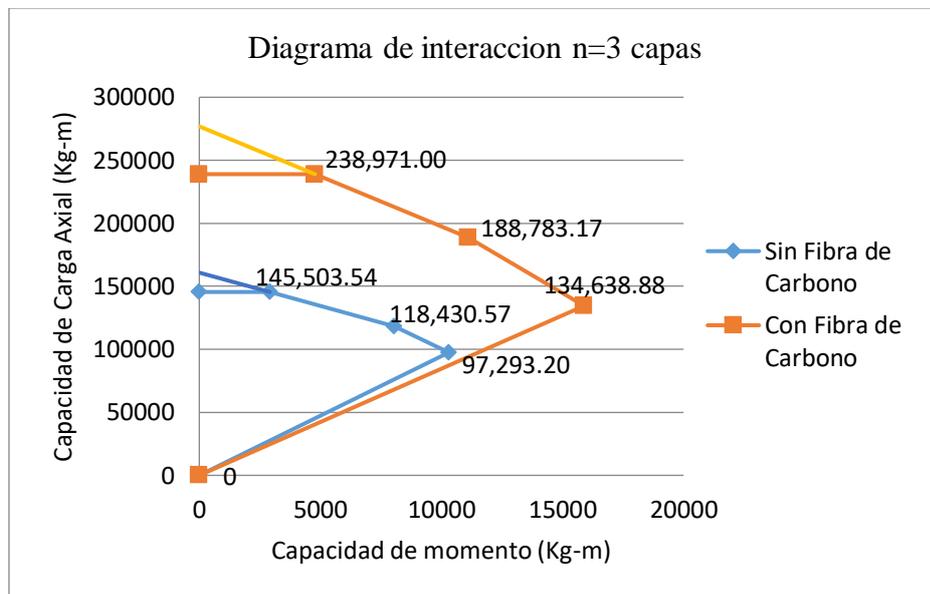


Figura N° 24: Diagrama de interacción con curva bilineal n= 4 capas

Fuente: Elaboración propia

El diagrama de interacción muestra la columna tipo C1 con aumento de resistencia de 239 ton cumpliendo con las nuevas solicitaciones de carga.

Se elaboró el diagrama de interacción para las columnas de tipo C2 de 25x72 cm que requiere reforzamiento para soportar una fuerza axial de 208,527.93kg para el cual tuvo que ser reforzada con #n=5 capas.

Tabla N° 40: Reforzamiento de columna tipo C2

Puntos	Pn (Kg)	Mn (Kg.m)
--------	---------	-----------

A	264,570.79	0.00
B	239,809.66	20,261.02
C	181,016.68	28,857.17

Fuente: Elaboración propia

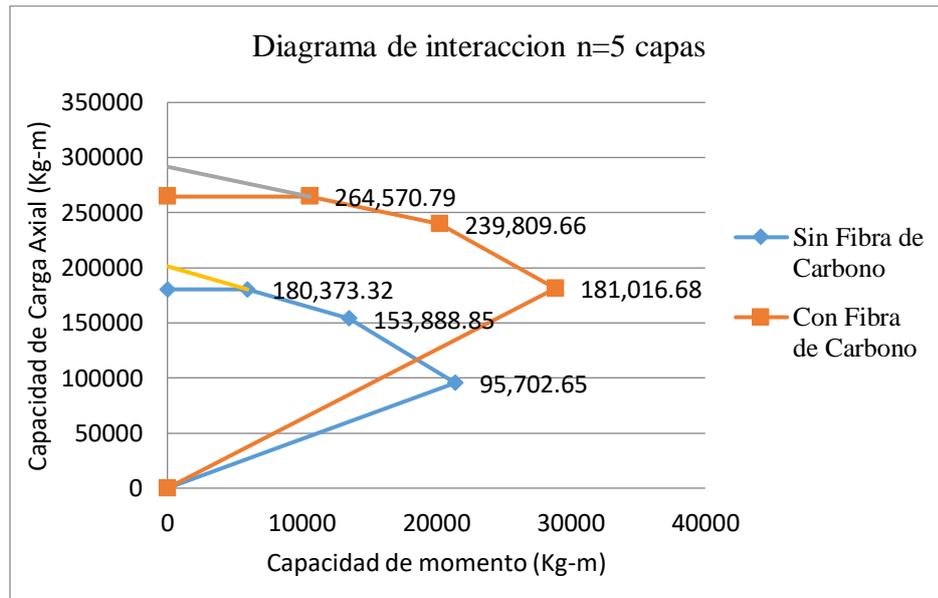


Figura N° 25: Diagrama de interacción con curva bilineal n= 5 capas

Fuente: Elaboración propia

El diagrama de interacción muestra la columna tipo C2 con aumento de resistencia de 265 ton cumpliendo con las nuevas solicitaciones de carga.

Se elaboró el diagrama de interacción para las columnas de tipo C3 de 25x45 cm que requiere reforzamiento para soportar una fuerza axial de 134,440.56 kg para el cual tuvo que ser reforzada con #n=1 capas.

Tabla N° 41: Reforzamiento de columna tipo C3

Puntos	Pn (Kg)	Mn (Kg.m)
A	144,553.38	0
B	135,497.57	8,457.82

C      86,934.63      12,178.24

Fuente: Elaboración propia

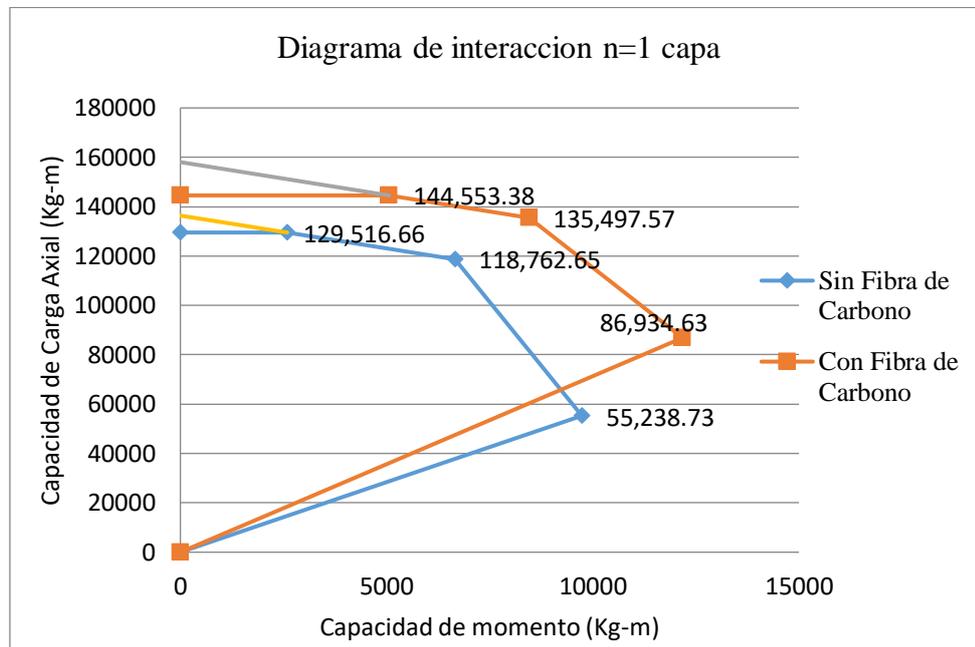


Figura N° 26: Diagrama de interacción con curva bilineal n= 1 capa

Fuente: Elaboración propia

El diagrama de interacción muestra la columna tipo C3 con aumento de resistencia de 145 ton cumpliendo con las nuevas solicitaciones de carga.

Se elaboró el diagrama de interacción para las columnas de tipo C4 de 25x45 cm que requiere reforzamiento para soportar una fuerza axial de 122,405.4 kg para el cual tuvo que ser reforzada con #n=3 capas.

Tabla N° 42: Reforzamiento de columna tipo C4

Puntos	Pn (Kg)	Mn (Kg.m)
A	140,712.43	0
B	101,153.92	4926.00
C	57,951.50	5731.00

Fuente: Elaboración propia

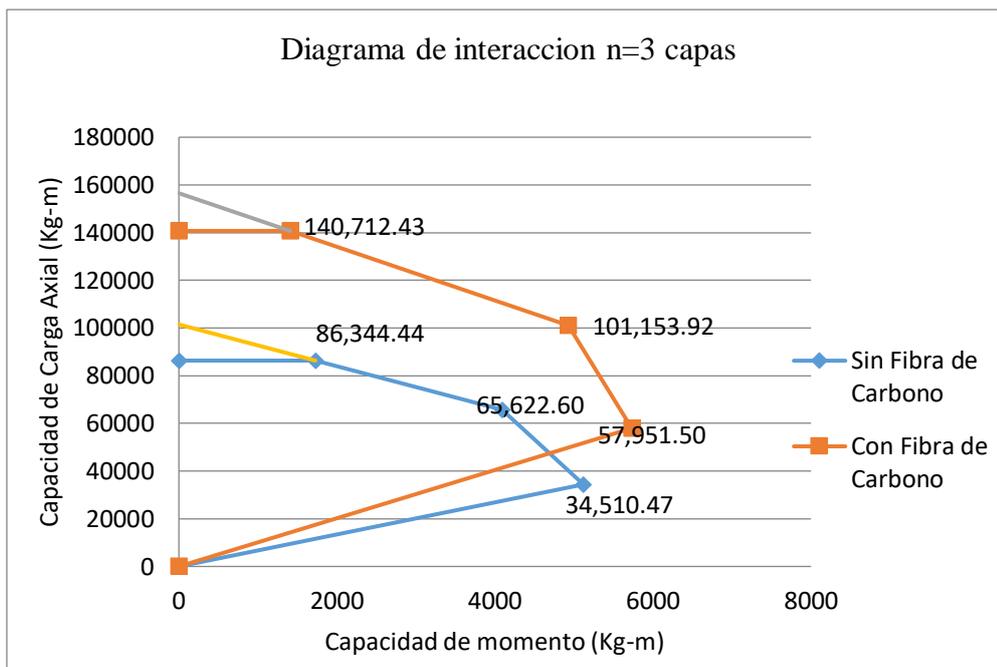


Figura N° 27: Diagrama de interacción con curva bilineal n= 3 capas

Fuente: Elaboración propia

El diagrama de interacción muestra la columna tipo C4 con aumento de resistencia de 141 ton cumpliendo con las nuevas solicitaciones de carga.

Tabla N° 43: Derivas en el eje x con reforzamiento

Piso	Altura (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Derivas inelásticas (%)	Deriva limite (%)
2	3.25	0.001898	0.0058	0.580%	0.70%
1	4	0.001671	0.0051	0.510%	0.70%
0	-	-	0	0%	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 44: Derivas en el eje y con reforzamiento

Piso	Altura (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Derivas inelásticas (%)	Deriva limite (%)
2	3.25	0.001723	0.0053	0.527%	0.70%
1	4	0.002283	0.007	0.699%	0.70%
0	-	-	0	0%	-

Fuente: Elaboración propia

De la tabla N°43 y N°44 se puede apreciar que la respuesta de rigidez mejoró con el uso de fibras de carbono en todas las columnas.

#### 5.8 Comparación económica Reforzamiento con Fibra de Carbono vs Encamisado

Se muestran tablas con los resultados económicos para distintos métodos de reforzamiento para la columna más crítica C5.

Tabla N° 45: Refuerzo con Fibra de Carbono

Refuerzo con Fibra de Carbono				
Descripción	Und.	Cantidad	P.U	Total (S/.)
Obras Preliminares				
Picado de tarrajeo y recubrimiento	m <sup>2</sup>	3.6	971.92	3,498.91
Movimiento de Materiales y Desmante				
Acarreo de material excedente	m <sup>3</sup>	0.252	64.01	16.13
Eliminación desmante	m <sup>3</sup>	0.252	55.41	13.96
Sub contrato para refuerzo				
Aplicación y suministro con Fibra de Carbono	m <sup>2</sup>	3.6	790.608	2,846.19
				6,375.19

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla N° 46: Refuerzo con Encamisado

Refuerzo con Encamisado				
Descripción	Und		P.U	Total (S/.)
Obras Preliminares				
Picado de tarrajeo y recubrimiento	m2	3.6	971.92	3,498.91
Movimiento de Materiales y Desmante				
Acarreo de material excedente	m3	0.252	64.01	16.13
Eliminación desmante	m3	0.252	55.41	13.96
Procedimiento de Encamisado				
Perforaciones anclaje acero	und	8	55	440.00
Colocación de acero	kg	50	4.99	249.50
Encofrado y Desencofrado de columna	m2	3.6	67.35	242.46
Concreto en columna	m3	0.252	424.24	106.91
				4,567.87

Fuente: Elaboración Propia.

### 5.9 Cronograma de ejecución del reforzamiento

Se realizaron los cronogramas teniendo en cuenta que la columna más crítica para ser reforzada es la C5.

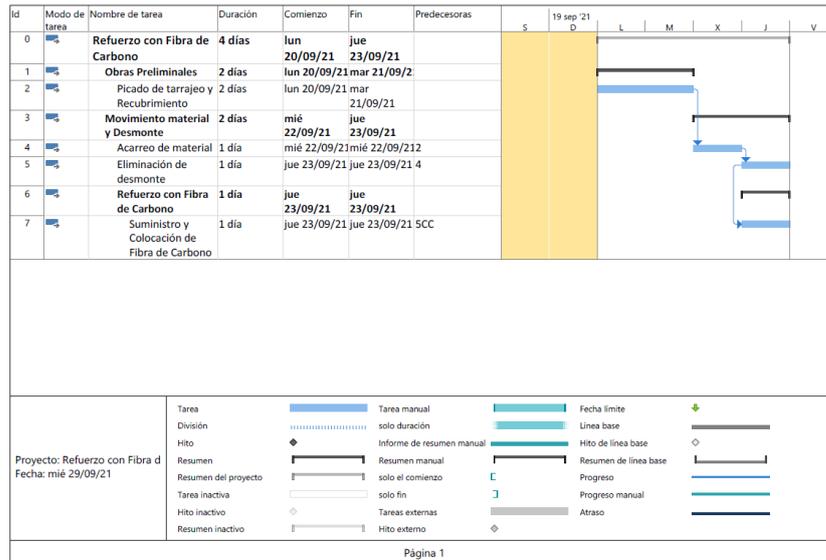


Figura N° 28: Cronograma Reforzamiento con Fibra de Carbono

Fuente: Elaboración propia

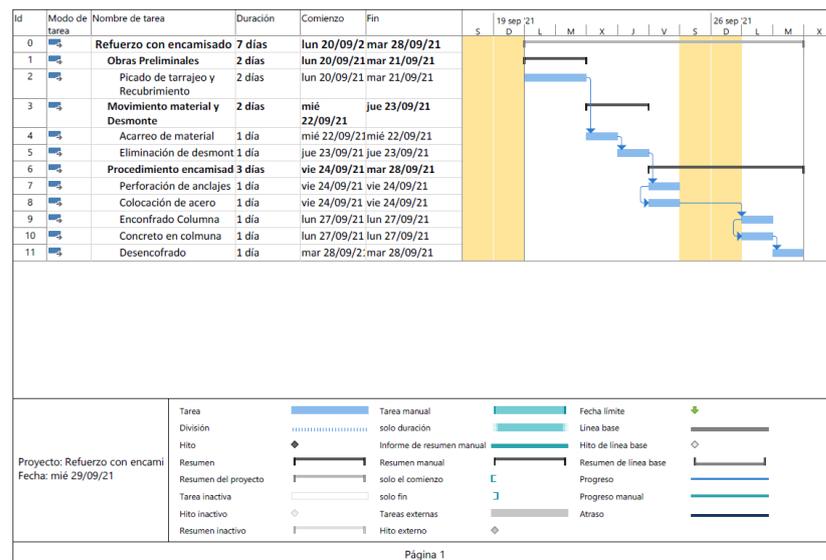


Figura N° 29: Cronograma Reforzamiento con Encamisado

Fuente: Elaboración propia

### 5.10 Contrastación de Hipótesis

Hipótesis general: El reforzamiento estructural con fibras de carbono en columnas, en el restaurante Central- Barranco, influirá considerablemente en la mejora del desempeño sísmico y será beneficioso económicamente

Se estableció que el empleo de fibras de carbono en columnas de concreto armado en el restaurante central es una buena alternativa técnica de reforzamiento debido a que aporta mayor resistencia al elemento estructural sin ver afectado su geometría original. Económicamente se realizó la comparación el reforzamiento de encamisado de columnas lo cual se pudo determinar que en costó aumenta un 72% pero los tiempos de ejecución reducen un 57%. Con los resultados obtenidos por la parte estructural se cumplió la hipótesis general, pero con la parte económica no cumplió.

Hipótesis específica 1: Las columnas del restaurante central de Barranco no cumplirán con el estado óptimo y no cumplirán con la cuantía, debido al incremento de cargas.

El análisis realizado a la estructura de la vivienda para conocer su funcionabilidad, se determinó que en su mayoría las cuantías de refuerzo longitudinal de cada tipo de columna no cumplían con las cuantías mínimas que se recomienda en la Norma E.060 Concreto Armado tal como se puede observar en la tabla N°39. Con estos resultados se cumple la hipótesis específica 1.

Hipótesis específica 2: El uso de fibras de carbono proporcionará mayor resistencia al impacto que el acero ante un evento sísmico.

Al conocer las ventajas y desventajas del empleo de fibras de carbono en columnas de concreto armado, se puede determinar el cumplimiento de las especificaciones y condiciones que requiere el proyecto, así como las normas con las que fueron diseñadas, mejorando su resistencia a carga axial, sin alterar su dimensionamiento y distribución de aceros, considerando las limitaciones del área de trabajo y todas ellas verificadas con la ACI440.2R-17 (Guía para el Diseño y Construcción con el Sistemas de FRP adheridos externamente para Fortalecimiento de Estructuras de hormigón). Como se puede apreciar en la tabla N°43 y N°44 Derivas en el eje X-Y, se llegó a cumplir con las derivas máximas permitidas establecidas por la Norma.E.030 Diseño sismorresistente ello con el reforzamiento de todas las columnas de la edificación. Con estos resultados se cumple la hipótesis específica 2.

Hipótesis específica 3: El reforzamiento estructural con Fibras de carbono será un método más económico y beneficioso que el encamisado de columnas en un 10%.

El tiempo de ejecución se analizó de una forma puntual para una de las columnas, el refuerzo con Fibra de Carbono fue más corto por 3 días por lo que se decide usar este método ya que replicándolo a nivel macro para el proyecto tendríamos un tiempo de ejecución más corto y esto nos generaría holguras con los tiempos para partidas de acabados.

El costo del Refuerzo con la Fibra de Carbono es 72% mayor que el método tradicional del encamisado. Se debe considerar que el tiempo de ejecución de una partida de Refuerzo es la que marca los tiempos para todas las partidas de acabados y regularmente estas involucran subcontratos que tiene tiempos establecidos de trabajo. Con estos resultados no se cumple la hipótesis específica 3.

## CONCLUSIONES

1. Se concluyó que las columnas de la vivienda deberán ser reforzadas para elevar su resistencia ante las nuevas solicitudes debido al cambio de uso a restaurante. Siendo así que el uso de la fibra de carbono aplicada con la resina epóxica aumentó la resistencia del concreto existiendo un aumento significativo entre la resistencia a la compresión antes y después del tratamiento, el cual se puede apreciar en la figura N°21 del diagrama de interacción de la columna más crítica, el aumento es de 133.31 toneladas a 197.70 toneladas
2. Se comparó el refuerzo con Fibra de carbono vs un método de reforzamiento que es tradicional, el procedimiento con Fibra de Carbono redujo la ejecución en 3 días puntualmente para la columna más crítica y esto nos indica que en trabajos preliminares de obra gruesa podemos tener reducción de tiempo en un 57% generando holguras para las partidas de acabados en la que intervienen terceros y esto sería beneficioso para el tiempo de ejecución del proyecto.
3. En el análisis de la columna más desfavorable se obtuvo una deficiencia de S/.1807.32 soles al optar como alternativa la Fibra de Carbono, esto eleva el costo en un 72% como impacto directo para la partida de refuerzos según la cantidad de columnas a reforzar para el proyecto. Colocación de la Fibra de Carbono debe ser utilizada cuando el tiempo es más incidente que el costo para nuestro proyecto.
4. El Refuerzo con Fibra de Carbono tiene como beneficio que en su procedimiento no cuenta con el uso de herramientas de poder que generan ruidos y esto evita una posible restricción que sería problemas con los vecinos del predio que como consecuencia terminaría en generar una restricción el horario de trabajo para esta partida, también el transporte del material no genera problemas o retrasos previo la partida.

## RECOMENDACIONES

1. Se recomienda el uso de fibra de carbono como reforzamiento cuando las condiciones lo ameriten, ya que el costo de esta alternativa es alta en comparación al método tradicional, en este caso el uso de la fibra de carbono era los más conveniente porque además de solucionar la falta de resistencia de la estructura, evitaría ruidos, polvo, desmonte y acarreo de material que el tipo de reforzamiento concreto acero, sobre todo porque se deseaba mantener la geometría de la edificación arquitectónicamente.
2. Se debe realizar un estudio del proyecto para saber si el tiempo es más incidente que el costo y la zona de trabajo para ver las posibles restricciones de horario que se puedan presentar, en caso de ser estos dos puntos importantes para la ejecución del proyecto entonces se debe elegir la opción de Refuerzo con Fibra de Carbono.
3. Se recomienda un trabajo de investigación para formular una normativa para el reforzamiento de elementos estructurales utilizando fibra de carbono.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arias, F. (2006). *El proyecto de investigación*. Caracas, Venezuela: Editorial Episteme.
- Behar, D. (2008). *Metodología de la investigación*. Shalom.
- Blanco, A. (1990). *Estructura y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*.
- Borja, M. (2021). *Metodología de la investigación para ingenieros*. Chiclayo.
- Caiza Sánchez, P., & Viera Arroba, P. (2019). *Diseño de columnas, muros estructurales y diafragmas en hormigón armado*. Sangolquí, Ecuador: Comisión Editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Contreras, J. (2011). Uso de fibras de carbono como reforzamiento a corte en vigas de concreto reforzado. (*Tesis para optar título de Ingeniero Civil*). Universidad de La Salle de Colombia, Bogotá.
- Flores, L.(2012).Reforzando Edificaciones con Fibra de Carbono.[Entrada en blog]. Recuperado de [https://www.academia.edu/37444315/REFORZANDO\\_EDIFICACIONES\\_CON\\_FIBRAS\\_DE\\_CARBONO\\_Autor\\_Luis\\_Flores\\_Tantale%3%A1n\\_Ingeniero\\_Civil\\_Gerente\\_Administrativo\\_de\\_Constructora\\_RF\\_SA](https://www.academia.edu/37444315/REFORZANDO_EDIFICACIONES_CON_FIBRAS_DE_CARBONO_Autor_Luis_Flores_Tantale%3%A1n_Ingeniero_Civil_Gerente_Administrativo_de_Constructora_RF_SA)
- Gestión. (26 de Mayo de 2019). *Sismo: Mapa con las zonas de más alto riesgo en Lima*. Obtenido de Gestión: <https://gestion.pe/peru/sismo-mapa-zonas-alto-riesgo-lima-268164-noticia/>
- Gutierrez. (2010). *Estructuras de concreto*. Universidad Nacional Experimental Politécnica de la Fuerza Armada, Venezuela.
- Indeci. (2003). *Estudio de Vulnerabilidad y Determinación de Riesgo*. Barranco: Dirección Nacional de Prevención.
- La Torre, G., & Tupac , S. (2019). Evaluación y diseño de dos propuestas de reforzamiento para vigas y columnas de concreto armado en una edificación de hotel. (*Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil*). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima.

- Moncayo , M. (2016). Las fibras de carbono como una alternativa para reforzamiento de estructuras. *Ingeniería Revista académica de la Facultad de Ingeniería Universidad Autónoma de Yucatán*, 57-62.
- Navarrete, I. (2017). Procedimiento de Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado con Materiales CFRP. (*Memoria para optar el Título de Ingeniero Civil*). Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso.
- Rus, E. (5 de Diciembre de 2020). *Tipos de investigación*. Obtenido de Economipedia: <https://economipedia.com/definiciones/tipos-de-investigacion.html>
- Sampieri, R. H. (2017). *Metodología de la Investigación*. Mexico: Mc Graw Hill.
- SENCICO. (2020). *Norma E.020 Cargas*. Lima.
- Tavera, H. (28 de Octubre de 2020). *Lima en alto riesgo: soportaría sismo de magnitud superior a 8.5, seguido de tsunami*. Obtenido de Andina: <https://andina.pe/agencia/noticia-lima-alto-riesgo-soportaria-sismo-magnitud-superior-a-85-seguido-tsunami-819442.aspx>
- Tolosa, L. (2005). Recuperación de estructuras de hormigón en base a CFRP (Polímeros reforzados con fibras de carbono). (*Tesis para optar el título de ingeniero constructor*). Universidad Austral de Chile, Valdivia.

## ANEXOS

### Anexo N° 1: Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	VARIABLES	DEFINICION	INDICADORES	INSTRUMENTO
¿Cómo realizar el reforzamiento estructural de columnas con fibra de carbono del Restaurante central en el distrito de Barranco?	Realizar el reforzamiento estructural de columnas con fibra de carbono en edificaciones antiguas, restaurante central Barranco.	VI.Incorporacion de fibras de carbono en columnas	Material formado por fibras de 50-10 micras de diametro el cual se caracteriza por su alta flexibilidad. Alta resistencia,bajo peso, resistente a altas temperaturas, las cuales sirven en la ingeniería civil como reforzamiento a elementos estructurales	-Especificaciones técnicas de FRP	Cálculo Excel
¿Cuál es el estado actual de las columnas a ser reforzadas?	Determinar el estado de las columnas a reforzar, considerando la cuantía de acero y estribos.				
¿Cómo el reforzamiento estructural de columnas con fibras de carbono afecta el desempeño sísmico de la edificación, Restaurante Central-Barranco?	Comprobar el aporte del refuerzo de fibra de carbono en la mejora de la capacidad de las columnas frente a un evento sísmico de acuerdo con el Reglamento Nacional de	VD.Reforzamiento Estructural	Incrementación de la resistencia de una estructura o de sus componentes con el fin de mejorar su desempeño estructural.	- Norma E020 - Norma E030 - Norma E060	Analisis Estructural en el software ETABS
¿En qué medida resulta favorable el uso de fibra de carbono desde el punto de vista costo-beneficio con respecto al método encamisado de columnas?	Realizar un análisis costo – beneficio sobre la influencia de la fibra de carbono para el proyecto.				

### Anexo N° 2: Matriz de variables

Variables		Definición conceptual
Independiente	Fibras de carbono	Material formado por fibras de 50-10 micras de diámetro el cual se caracteriza por su alta flexibilidad. Alta resistencia, bajo peso, resistente a altas temperaturas, las cuales sirven en la ingeniería civil como reforzamiento a elementos estructurales
Dependiente	Reforzamiento estructural	Incrementación de la resistencia de una estructura o de sus componentes con el fin de mejorar su desempeño estructural.

## Anexo N° 3: Operacionalización de las variables

Variables	Definición conceptual	Dimensiones	Indicador	Instrumento	
Independiente	Fibras de carbono	Material formado por fibras de 50-10 micras de diametro el cual se caracteriza por su alta flexibilidad. Alta resistencia, bajo peso, resistente a altas temperaturas, las cuales sirven en la ingeniería civil como reforzamiento a elementos estructurales	-Resistencia	-Especificaciones técnicas de FRP	Cálculo Excel
Dependiente	Reforzamiento estructural	Incrementación de la resistencia de una estructura o de sus componentes con el fin de mejorar su desempeño estructural.	-Distorsión de entrepiso -Desplazamientos laterales	-Norma E060 -Norma E030 -Norma E020	Etabs

## Anexo N° 4: Análisis de Precios Unitarios

PICADO DE TARRAJEO Y RECUBRIMIENTO Rend.: 49.5206 H-H/M2 Avance: 4.00 M2 /día						
DESCRIPCIÓN	CUADRILLA	UND	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
CAPATAZ	0.10	H-H	1.9048	25.7000	48.9500	
OPERARIO	0.50	H-H	9.5238	21.9500	209.0500	
PEON	2.00	H-H	38.0920	15.8600	604.1400	862.1400
CUERPO DE ANDAMIO METÁLICO	4.00	DIA	9.5238	7.0000	66.6700	
HERRAMIENTAS		% M.O.	5.0000	862.1400	43.1100	109.7800
<b>TOTAL:</b>						<b>971.9200</b>

ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE Rend.: 3.7333 H-H/M2 Avance: 4.50 M2 /día						
DESCRIPCIÓN	CUADRILLA	UND	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
CAPATAZ	0.10	H-H	0.1778	25.7000	4.5700	
PEON	2.00	H-H	3.5556	15.8600	56.3900	60.9600
HERRAMIENTAS		% M.O.	5.0000	60.9600	3.0500	3.0500
<b>TOTAL:</b>						<b>64.0100</b>

ELIMINACIÓN DE DESMONTE Rend.: 1.0933 H-H/M2 Avance: 30.00 M2 /día						
DESCRIPCIÓN	CUADRILLA	UND	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
CAPATAZ	0.10	H-H	0.0267	25.7000	0.6900	
PEON	4.00	H-H	1.0667	15.8600	16.9200	17.6100
CAMIÓN VOLQUETE 4X2 140-210 HP	1.00	HM	0.2667	138.4400	36.9200	
HERRAMIENTAS		% M.O.	5.0000	17.6100	0.8800	37.8000
<b>TOTAL:</b>						<b>55.4100</b>

COLUMNAS.- CONCRETO F'C=210 KG/CM2 TIPO 1 Rend.: 1.9840 H-H/M3 Avance: 25.00 M3 /día						
DESCRIPCIÓN	CUADRILLA	UND	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
BOMBEO CONCRETO PREMEZCLADO		M3	1.0500	35.0000	36.7500	
CONCRETO PREMEZCLADO 210 KG/CM2 T1 H67		M3	1.0500	330.0000	346.5000	383.2500
CAPATAZ	0.20	H-H	0.0640	25.7000	1.6400	
OPERARIO	2.00	H-H	0.6400	21.9500	14.0500	
PEON	4.00	H-H	1.2800	15.8600	20.3000	35.9900
VIBRADOR A GASOLINA 1 1/2", 4 HP	1.000	H-M	0.3200	10.0000	3.2000	
HERRAMIENTAS		% M.O.	5.0000	35.9900	1.8000	5.0000
<b>TOTAL:</b>						<b>424.2400</b>

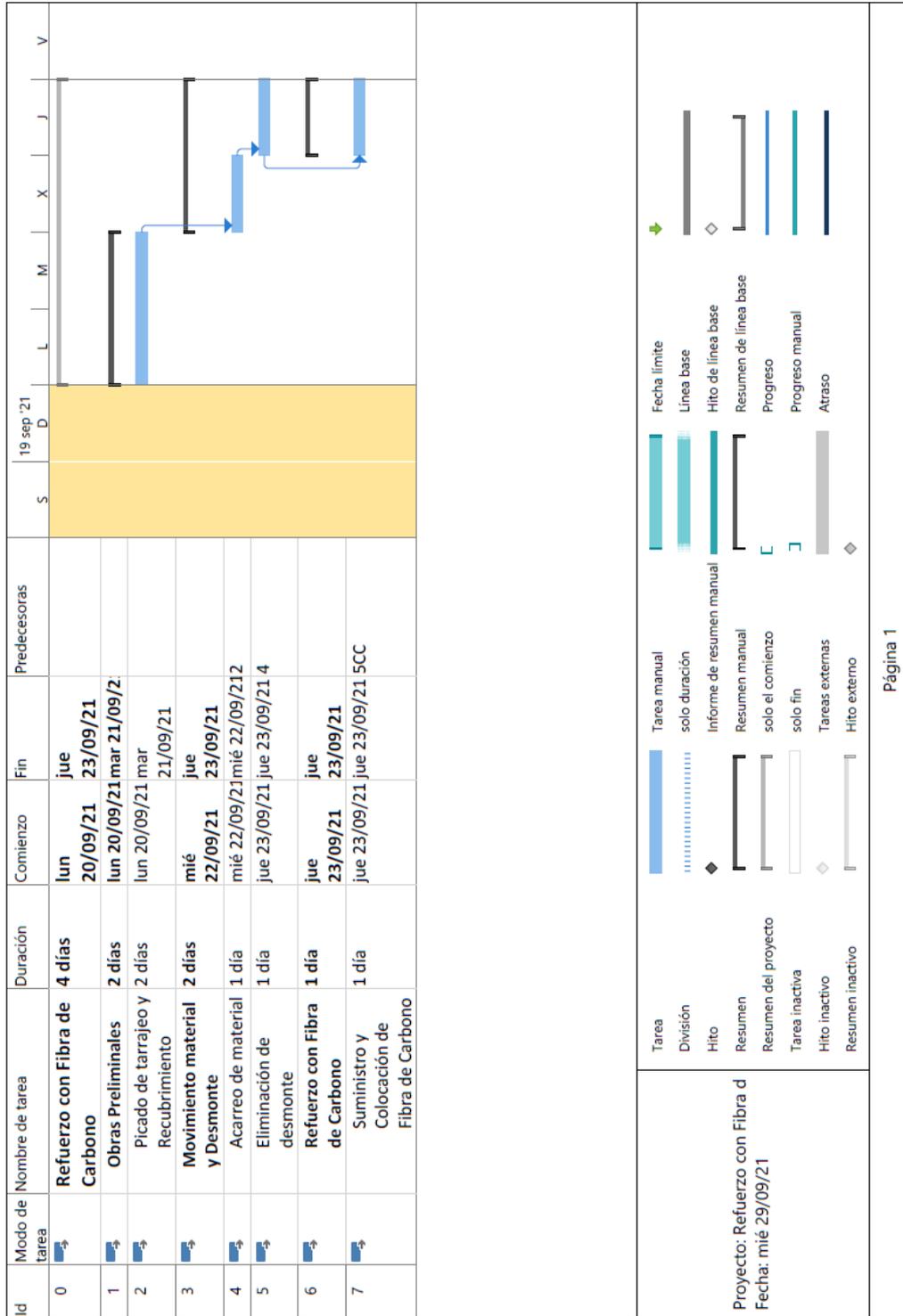
COLUMNAS.- ENCOFRADO Y DESENCOFRADO Rend.: 1.2923 H-H/M2 Avance: 13.00 M2 /día						
DESCRIPCIÓN	CUADRILLA	UND	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
SEPARADORES DE CONCRETO		UND	2.5000	0.2500	0.6300	
ADITIVO DESENCOFRANTE SIKAFORM		LT	0.0500	7.1800	0.3600	
ENCOFRADO METALICO COLUMNAS		M2	1.0000	20.0000	20.0000	
PERECIBLE ENCOFRADO METALICO COLUMNAS		M2	0.1000	20.0000	2.0000	
PLANCHA FENOLICA 18MM 1.22X2.44M		UND	0.0440	92.0000	4.0500	
CAPATAZ	0.10	H-H	0.0615	25.7000	1.5800	
OPERARIO	1.00	H-H	0.6154	21.9500	13.5100	
OFICIAL	1.00	H-H	0.6154	17.5900	10.8200	
HERRAMIENTAS		% M.O.	5.0000	25.9100	1.3000	
COLUMNAS.- DESENCOFRADO		M2	1.0000	7.8600	7.8600	
SOLAQUEO		M2	1.0000	5.2400	5.2400	
<b>TOTAL:</b>					<b>67.3500</b>	

COLUMNAS.- ACERO Fy=4200 kg/cm2 Rend.: 0.0481 H-H/KG Avance: 350.00 KG /día						
DESCRIPCIÓN	CUADRILLA	UND	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
ALAMBRE NEGRO Nro.16		KG	0.0500	3.1500	0.1600	
ACERO CORRUGADO Fy=4200 KG/CM2		KG	1.0700	2.3200	2.4800	
CAPATAZ	0.10	H-H	0.0023	25.7000	0.0600	
OPERARIO	1.00	H-H	0.0229	21.9500	0.5000	
OFICIAL	1.00	H-H	0.0229	17.5900	0.4000	
HERRAMIENTAS		% M.O.	5.0000	0.9600	0.0500	
<b>TOTAL:</b>					<b>3.6500</b>	

## Anexo N° 5: Cronograma de Refuerzo con Fibra de Carbono

Refuerzo con Fibra de Carbono				
Descripción	Und	Cantidad	Rendimiento/Día	Días
<b>Obras Preliminares</b>				
Picado de tarrajeo y recubrimiento	m2	3.6	4	2
<b>Movimineto de Materiales y Desmante</b>				
Acarreo de material excedente	m3	0.252	4.5	1
Eliminación desmante	m3	0.252	30	1
<b>Sub contrato para refuerzo</b>				
Aplicación y suministro con Fibra de Carbono	m2	0	40	1

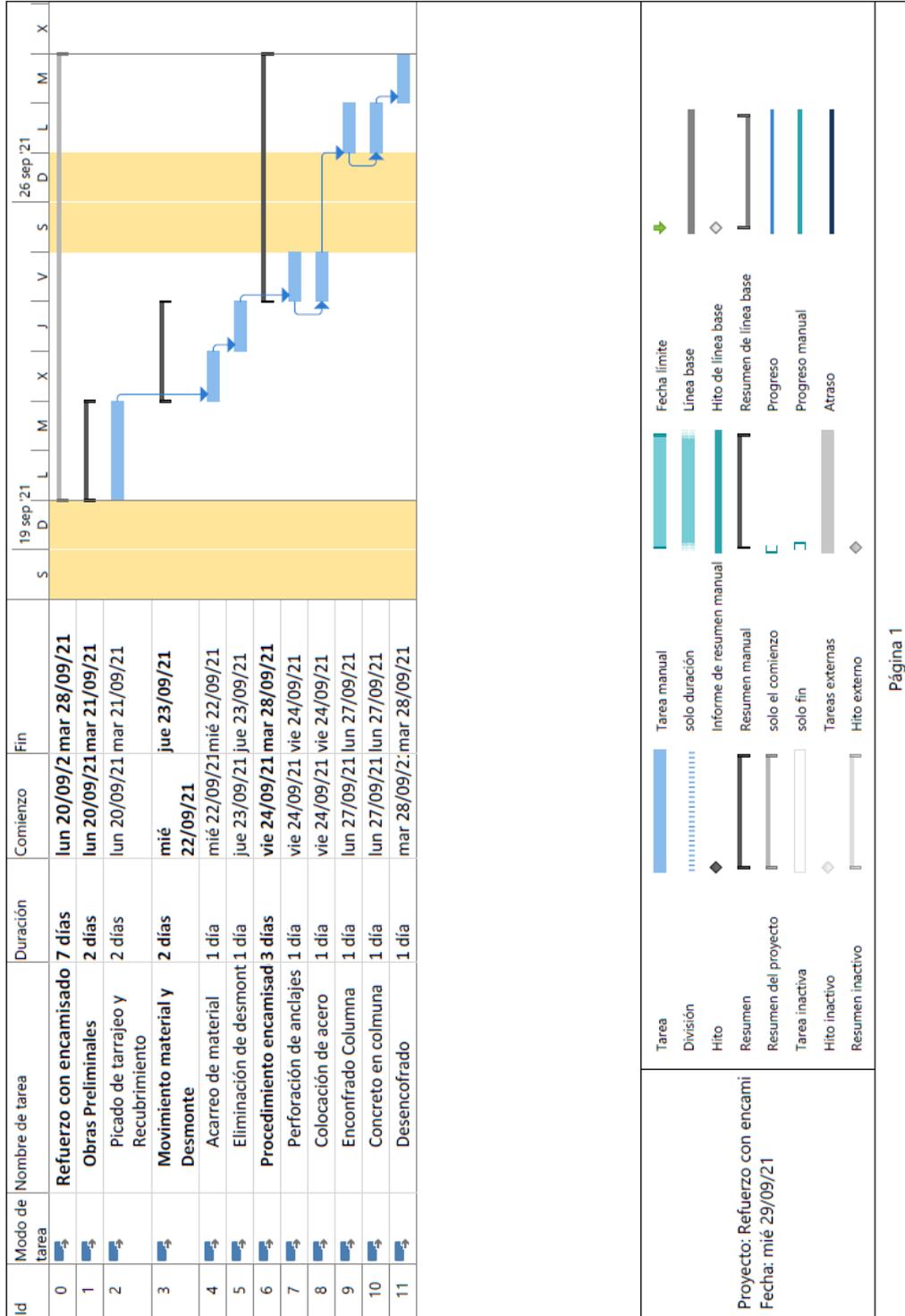
Anexo N° 6: Cronograma de Refuerzo con Fibra de Carbono



## Anexo N° 7: Cronograma de Encamisado

<b>Refuerzo con Encamisado</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Und</b>		<b>Rendimiento/Día</b>	<b>Días</b>
<b>Obras Preliminares</b>				
Picado de tarrajeo y recubrimiento	m2	3.6	4	2
<b>Movimiento de Materiales y Desmante</b>				
Acarreo de material excedente	m3	0.252	4.5	1
Eliminación desmante	m3	0.252	30	1
<b>Procedimiento de Encamisado</b>				
Perforaciones anclaje acero	und	8	50	1
Colocación de acero	kg	50	350	1
Enconchado columna	m2	0	13	1
Concreto en columna	m3	0	25	1

Anexo N° 8: Cronograma de Encamisado



## Anexo N° 9: Refuerzo de columna rectangular para aumento de carga axial

### 16.9—Strengthening of a noncircular concrete column for increase in axial and bending forces

The column described in 16.8 is subjected to an ultimate axial compressive load  $P_u = 1900$  kip (8451 kN) and an ultimate bending moment  $M_u = 380$  kip-ft (515 kN-m) ( $e =$

$0.1h$ ). It is sought to increase load demands by 30 percent at constant eccentricity ( $P_u = 2470$  kip,  $M_u = 494$  kip-ft).

The calculations to determine moment-axial interaction for the FRP confined column follow in Table 16.9

**Table 16.9—Procedure for strengthening of a noncircular concrete column for increase in axial and bending forces**

Procedure	Calculation in in.-lb units	Calculation in SI metric units
<p>Step 1—Determine the simplified curve for the unstrengthened column (<math>n = 0</math> plies)</p> <p>Points A, B, and C can be obtained by well-known procedures, and also by using Eq. (D-1) to (D-5) considering <math>\psi_0 = 1</math>, <math>f_{cr} = f'_c</math>, <math>E_2 = 0</math>, and <math>\epsilon_{cr} = \epsilon_{cu} = 0.003</math>.</p>	<p><math>\phi P_{u(A)} = 2087</math> kip; <math>\phi M_{u(A)} = 0</math> kip-ft  <math>\phi P_{u(B)} = 1858</math> kip; <math>\phi M_{u(B)} = 644</math> kip-ft  <math>\phi P_{u(C)} = 928</math> kip; <math>\phi M_{u(C)} = 554</math> kip-ft</p>	<p><math>\phi P_{u(A)} = 9283</math> kN; <math>\phi M_{u(A)} = 0</math> kN-m  <math>\phi P_{u(B)} = 8265</math> kN; <math>\phi M_{u(B)} = 373</math> kN-m  <math>\phi P_{u(C)} = 4128</math> kN; <math>\phi M_{u(C)} = 1199</math> kN-m</p>



**Table 16.9 (cont.)—Procedure for strengthening of a noncircular concrete column for increase in axial and bending forces**

Procedure	Calculation in in.-lb units	Calculation in SI metric units
<p>Step 2—Determine the simplified curve for a strengthened column</p> <p>A wrapping system composed of six plies will be the starting point to construct the bilinear Curve A-B-C and then be compared with the position of the required <math>P_u</math> and <math>M_u</math>.</p> <p>Points A, B, and C of the curve can be computed using Eq. (12-1), (D-1), and (D-2):</p> $\phi P_{n(A)} = \phi 0.8(0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s)$	<p>Point A: Nominal axial capacity:</p> $\phi P_{n(A)} = 0.65 \times 0.8(0.85 \times 8.26 \text{ ksi} \times (576 \text{ in.}^2 - 15.24 \text{ in.}^2) + 60 \text{ ksi} \times 15.24 \text{ in.}^2)$ $\phi P_{n(A)} = 2523 \text{ kip}$ <p>where</p> $f'_c = 6.5 \text{ ksi} + 3.3(0.425)(1.26 \text{ ksi})$ $f'_c = 8.26 \text{ ksi}$ $f_t = \frac{0.95 \times 2 \times 33,000 \text{ ksi} \times 6 \times 0.013 \text{ in.} \times (0.55 \times 0.0159 \frac{\text{in.}}{\text{in.}})}{\sqrt{(24 \text{ in.})^2 + (24 \text{ in.})^2}}$ $f_t = 1.26 \text{ ksi}$	<p>Point A: Nominal axial capacity:</p> $\phi P_{n(A)} = 0.65 \times 0.8(0.85 \times 56.96 \text{ MPa} \times (371,612 \text{ mm}^2 - 9832 \text{ mm}^2) + 414 \text{ MPa} \times 9232 \text{ mm}^2)$ $\phi P_{n(A)} = 11,223 \text{ kN}$ <p>where</p> $f'_c = 44.8 \text{ MPa} + 3.3(0.425)(8.7 \text{ MPa})$ $f'_c = 56.96 \text{ MPa}$ $f_t = \frac{0.95 \times 2 \times 227,500 \text{ MPa} \times 6 \times 0.33 \text{ mm} \times (0.55 \times 0.0159 \frac{\text{mm}}{\text{mm}})}{\sqrt{(610 \text{ mm})^2 + (610 \text{ mm})^2}}$ $f_t = 8.67 \text{ MPa}$
$\phi M_{n(A,C)} = \phi(A(y)^2 + B(y))^2 + C(y) + D) + \sum A_s f_y d_s$ $\phi M_{n(A,C)} = \phi(E(y)^2 + F(y))^2 + G(y)^2 + H(y) + D) + \sum A_s f_y d_s$ <p>The coefficients <math>A, B, C, D, E, F, G, H,</math> and <math>I</math> of the previous expressions are given by Eq. (D-3):</p> $A = \frac{-b(E_c - E_s) \left(\frac{\epsilon_{cs}}{c}\right)^2}{12 f'_c}$ $B = \frac{b(E_c - E_s) \left(\frac{\epsilon_{cs}}{c}\right)}{2}$ $C = b f'_c$ $D = b f'_c + \frac{bc E_s}{2} (\epsilon_{cs})$ $E = \frac{-b(E_c - E_s) \left(\frac{\epsilon_{cs}}{c}\right)^2}{16 f'_c}$ $F = b \left( c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_s) \left(\frac{\epsilon_{cs}}{c}\right)^2}{12 f'_c} + \frac{b(E_c - E_s) \left(\frac{\epsilon_{cs}}{c}\right)}{2}$ $G = - \left( \frac{b}{2} f'_c + b \left( c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_s) \left(\frac{\epsilon_{cs}}{c}\right)}{2} \right)$ $H = b f'_c \left( c - \frac{h}{2} \right)$ $I = \frac{bc^2}{2} f'_c - b f'_c \left( c - \frac{h}{2} \right) + \frac{bc^2 E_s}{3} (\epsilon_{cs}) - \frac{bc E_s}{2} \left( c - \frac{h}{2} \right) (\epsilon_{cs})$	<p>Point B: Nominal axial capacity:</p> $\phi P_{n(B)} = 0.65[-0.22 \text{ kip/in.}^2 (15.33 \text{ in.})^2 + 10.17 \text{ ksi} (15.33 \text{ in.})^2 - 56 \text{ kip/in.} (15.33 \text{ in.}) + 3645.2 \text{ kip}] + 5.08 \text{ in.}^2 (60 \text{ ksi}) + 2.54 \text{ in.}^2 (60 \text{ ksi}) + 2.54 \text{ in.}^2 (37.21 \text{ ksi})$ $\phi P_{n(B)} = 2210 \text{ kip}$ <p>where</p> $A = \frac{-24 \text{ in.} (4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi})^2 \left(\frac{0.0042 \text{ in./in.}}{22 \text{ in.}}\right)^2}{12 \times 6.5 \text{ ksi}}$ $A = -0.22 \text{ kip/in.}^2$ $B = \frac{24 \text{ in.} (4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi}) \left(\frac{0.0042 \text{ in./in.}}{22 \text{ in.}}\right)}{2}$ $B = 10.17 \text{ ksi}$ $C = -24 \text{ in.} \times 6.5 \text{ ksi} = -156 \text{ kip/in.}$ $D = 24 \text{ in.} \times 22 \text{ in.} \times 6.5 \text{ ksi} + \frac{24 \text{ in.} \times 22 \text{ in.} \times 190.7 \text{ ksi}}{2} \times (0.0042 \text{ in./in.}) = 3645.2 \text{ kip}$	<p>Point B: Nominal axial capacity:</p> $\phi P_{n(B)} = 0.65[-6.003 \times 10^{-6} \text{ kN/mm}^2 (389 \text{ mm})^2 + 70.14 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2 (389 \text{ mm})^2 - 27.32 \text{ kN/mm} (389 \text{ mm}) + 16,215 \text{ kN}] + 3277 \text{ mm}^2 (414 \text{ MPa}) + 1639 \text{ mm}^2 (414 \text{ MPa}) + 1639 \text{ mm}^2 (257 \text{ ksi})$ $\phi P_{n(B)} = 9892 \text{ kN}$ <p>where</p> $A = \frac{-610 \text{ mm} (31,685 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa})^2 \left(\frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{559 \text{ mm}}\right)^2}{12 \times 44.8 \text{ MPa}}$ $A = -6.003 \times 10^{-6} \text{ kN/mm}^2$ $B = \frac{600 \text{ mm} (31,685 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa}) \left(\frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{559 \text{ mm}}\right)}{2}$ $B = 70.14 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2$ $C = -610 \text{ mm} \times 44.8 \text{ MPa} = -27.32 \text{ kN/mm}$ $D = 610 \text{ mm} \times 559 \text{ mm} \times 44.8 \text{ MPa} + \frac{610 \text{ mm} \times 559 \text{ mm} \times 1315 \text{ MPa}}{2} \times (0.0042 \text{ mm/mm}) = 16,215 \text{ kN}$

Table 16.9 (cont.)—Procedure for strengthening of a noncircular concrete column for increase in axial and bending forces

Procedure	Calculation in in.-lb units	Calculation in SI metric units
Key parameters of the stress-strain model:	For the calculation of the coefficients, it is necessary to compute key parameters from the stress-strain model:	For the calculation of the coefficients, it is necessary to compute key parameters from the stress-strain model:
$y_c = c \frac{\epsilon'_c}{\epsilon_{cs}}$	$y_c = 22 \text{ in.} \times \frac{0.003 \text{ in./in.}}{0.0042 \text{ in./in.}} = 15.33 \text{ in.}$	$y_c = 559 \text{ mm} \times \frac{0.003 \text{ mm/mm}}{0.0042 \text{ mm/mm}} = 389 \text{ mm}$
$c = \begin{cases} d & \text{for Point B} \\ d \frac{\epsilon_{cs}}{\epsilon_{cs} + \epsilon_{se}} & \text{for Point C} \end{cases}$	$c = 22 \text{ in.}$	$c = 559 \text{ mm}$
$\epsilon'_c = \frac{2f'_c}{E_c - E_c}$	$\epsilon'_c = \frac{2 \times 6.5 \text{ ksi}}{4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi}} = 0.003 \text{ in./in.}$	$\epsilon'_c = \frac{2 \times 44.8 \text{ MPa}}{31,685 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa}} = 0.003 \text{ mm/mm}$
$E_c = \frac{f'_c - f'_{cr}}{\epsilon_{cs}}$	$E_c = \frac{7.31 \text{ ksi} - 6.5 \text{ ksi}}{0.0042 \text{ in./in.}} = 190.7 \text{ ksi}$	$E_c = \frac{50.4 \text{ MPa} - 44.8 \text{ MPa}}{0.0042 \text{ mm/mm}} = 1315 \text{ MPa}$
$f'_{cr} = f'_c + 3.3\kappa_4 f'_c$	$f'_{cr} = 6.5 \text{ ksi} + 3.3(0.425)(0.58 \text{ ksi}) = 7.31 \text{ ksi}$	$f'_{cr} = 44.8 \text{ MPa} + 3.3(0.425)(3.97 \text{ MPa}) = 50.4 \text{ MPa}$
$\epsilon_{cs} = \epsilon'_c \left( 1.5 + 12\kappa_4 \frac{f'_c}{f'_{cr}} \left( \frac{\epsilon_{se}}{\epsilon'_c} \right)^{k_{cs}} \right)$	$\epsilon_{cs} = 0.002 \text{ in./in.}$	$\epsilon_{cs} = 0.002 \text{ mm/mm}$
$\epsilon_{se} = \min(0.004, \kappa_4 \epsilon_{cs})$	$\epsilon_{se} = 0.0042 \text{ in./in.}$	$\epsilon_{se} = 0.0042 \text{ mm/mm}$
$\kappa_4 = \frac{A_c \left( \frac{b}{h} \right)^2}{A_c \left( \frac{h}{b} \right)^2}$	$\kappa_4 = \kappa_4 = 0.425$	$\kappa_4 = \kappa_4 = 0.425$
$\kappa_4 = \frac{A_c \left( \frac{h}{b} \right)^{k_{cs}}}{A_c \left( \frac{b}{h} \right)^{k_{cs}}}$		
$\frac{\Psi_c E_c M_c \epsilon_{se}}{\sqrt{b^2 + h^2}}$	$f_c = \frac{0.95 \times 2 \times 33,000 \text{ ksi} \times 6 \times 0.013 \text{ in.} \times (0.004 \text{ in./in.})}{\sqrt{(24 \text{ in.})^2 + (24 \text{ in.})^2}}$	$f_c = \frac{0.95 \times 2 \times 227,527 \text{ MPa} \times 6 \times 0.33 \text{ mm} \times (0.004 \text{ mm/mm})}{\sqrt{(610 \text{ mm})^2 + (610 \text{ mm})^2}}$
Notes: The designer should bear in mind that, for the case of pure compression, the effective strain in the FRP, $\epsilon_{se}$ , is limited by $\kappa_4 \epsilon_{cs}$ and, in the case of combined axial and bending, by $\epsilon_{se} = \min(0.004, \kappa_4 \epsilon_{cs})$ .	Checking the minimum confinement ratio: $f_c/f'_c = 0.58 \text{ ksi}/6.5 \text{ ksi} = 0.09 \geq 0.08$ OK  The strains in each layer of steel are determined by similar triangles in the strain distribution. The corresponding stresses are then given by: $f_{s1} = \epsilon_{s1} E_s = 0.0038 \text{ in./in.} \times 29,000 \text{ ksi} \rightarrow 60 \text{ ksi}$ $f_{s2} = \epsilon_{s2} E_s = 0.0026 \text{ in./in.} \times 29,000 \text{ ksi} \rightarrow 60 \text{ ksi}$ $f_{s3} = \epsilon_{s3} E_s = 0.0013 \text{ in./in.} \times 29,000 \text{ ksi} = 37.2 \text{ ksi}$ $f_{s4} = \epsilon_{s4} E_s = 0 \text{ in./in.} \times 29,000 \text{ ksi} = 0 \text{ ksi}$  Nominal bending moment: $\phi M_{n(0)} = 0.65[-0.166 \text{ kip/in.} \cdot (15.33 \text{ in.})^4 + 8.99 \text{ ksi} (15.33 \text{ in.})^3 - 179.73 \text{ kip/in.} (15.33 \text{ in.})^2 + 1760 \text{ kip} (15.33 \text{ in.}) + 4427 \text{ kip-in.}] + 5.08 \text{ in.}^2 (60 \text{ ksi})(10 \text{ in.}) + 2.54 \text{ in.}^2 (60 \text{ ksi})(3.3 \text{ in.}) - 2.54 \text{ in.}^2 (37.21 \text{ ksi})(3.3 \text{ in.})$ $\phi M_{n(0)} = 682 \text{ kip-ft}$ where $E = \frac{-24 \text{ in.}(4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi})^2 \left( \frac{0.0042 \text{ in./in.}}{22 \text{ in.}} \right)^2}{16 \times 6.5 \text{ ksi}} = -0.166 \text{ kip/in.}^3$	Checking the minimum confinement ratio: $f_c/f'_c = 3.97 \text{ MPa}/44.8 \text{ MPa} = 0.09 \geq 0.08$ OK  The strains in each layer of steel are determined by similar triangles in the strain distribution. The corresponding stresses are then given by: $f_{s1} = \epsilon_{s1} E_s = 0.0038 \text{ mm/mm} \times 200,000 \text{ MPa} \rightarrow 414 \text{ MPa}$ $f_{s2} = \epsilon_{s2} E_s = 0.0026 \text{ mm/mm} \times 200,000 \text{ MPa} \rightarrow 414 \text{ MPa}$ $f_{s3} = \epsilon_{s3} E_s = 0.0013 \text{ mm/mm} \times 200,000 \text{ MPa} = 257 \text{ MPa}$ $f_{s4} = \epsilon_{s4} E_s = 0 \text{ mm/mm} \times 200,000 \text{ MPa} = 0 \text{ MPa}$  Nominal bending moment: $\phi M_{n(0)} = 0.65[-4.502 \times 10^{-4} \text{ kN/mm}^3 (389 \text{ mm})^4 + 62.01 \times 10^{-4} \text{ kN/mm}^2 (389 \text{ mm})^3 - 31.48 \text{ kN/mm} (389 \text{ mm})^2 + 6939 \text{ kN} (389 \text{ mm}) + 500,162 \text{ kN-mm}] + 3277 \text{ mm}^2 (414 \text{ MPa})(254 \text{ mm}) + 1639 \text{ mm}^2 (414 \text{ MPa})(85 \text{ mm}) - 1639 \text{ mm}^2 (257 \text{ MPa})(85 \text{ mm})$ $\phi M_{n(0)} = 924 \text{ kN-m}$ where $E = \frac{-610 \text{ mm}(31,685 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa})^2}{16 \times 44.8 \text{ MPa}} \times \left( \frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{559 \text{ mm}} \right)^2 = -0.452 \times 10^{-4} \text{ kN/mm}^3$

Table 16.9 (cont.)—Procedure for strengthening of a noncircular concrete column for increase in axial and bending forces

Procedure	Calculation in in.-lb units	Calculation in SI metric units
	$F = 24 \text{ in.}(22 \text{ in.} - 12 \text{ in.})$ $\times \frac{(4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi})^2}{12 \times 6.5 \text{ ksi}} \times \left( \frac{0.0042 \text{ in./in.}}{22 \text{ in.}} \right)^2$ $+ \frac{24 \text{ in.}(4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi})}{3} \times \left( \frac{0.0042 \text{ in./in.}}{22 \text{ in.}} \right)$ $= 0.899 \text{ ksi}$	$F = 610 \text{ mm}(559 \text{ mm} - 305 \text{ mm})$ $\times \frac{(31,685 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa})^2}{12 \times 44.8 \text{ MPa}} \times \left( \frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{559 \text{ mm}} \right)^2$ $+ \frac{610 \text{ mm}(31,685 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa})}{3}$ $\times \left( \frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{559 \text{ mm}} \right) = 62.01 \times 10^{-4} \text{ kN/mm}^2$
	$G = 6.5 \text{ ksi} \times 12 \text{ in.} + 24 \text{ in.}(22 \text{ in.} - 12 \text{ in.})$ $\times \left( \frac{4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi}}{2} \right) \left( \frac{0.0042 \text{ in./in.}}{22 \text{ in.}} \right)$ $= -179.73 \text{ kip/in.}$	$G = 44.8 \text{ MPa} \times 305 \text{ mm} + 610 \text{ mm}(559 \text{ mm} - 305 \text{ mm})$ $\times \left( \frac{31,685 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa}}{2} \right) \left( \frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{559 \text{ mm}} \right)$ $= -31.48 \text{ kN/mm}$
	$H = 6.5 \text{ ksi} \times 24 \text{ in.}(22 \text{ in.} - 12 \text{ in.}) = 1560 \text{ kip}$	$H = 44.8 \text{ MPa} \times 610 \text{ mm}(559 \text{ mm} - 305 \text{ mm}) = 6939 \text{ kN}$
	$I = 6.5 \text{ ksi} \times 24 \text{ in.} \times ((22 \text{ in.})^2/2) - 6.5 \text{ ksi}(22 \text{ in.} - 12 \text{ in.}) \times 22 \text{ in.} \times 24 \text{ in.} + 190.7 \text{ ksi} \times 24 \text{ in.} \times ((22 \text{ in.})^2/3)(0.0042 \text{ in./in.}) - 190.7 \text{ ksi} \times 24 \text{ in.} \times (22 \text{ in.}/3)(22 \text{ in.} - 12 \text{ in.})(0.0042 \text{ in./in.}) = 4427 \text{ kip-in.}$	$I = 44.8 \text{ MPa} \times 610 \text{ mm} \times ((559 \text{ mm})^2/2) - 44.8 \text{ MPa}(559 \text{ mm} - 305 \text{ mm}) \times (559 \text{ mm})(610 \text{ mm}) + 1315 \text{ MPa} \times 610 \text{ mm} \times ((559 \text{ mm})^2/3)(0.0042 \text{ mm/mm}) - 1315 \text{ MPa} \times 610 \text{ mm} \times (559 \text{ mm}/3)(559 \text{ mm} - 305 \text{ mm})(0.0042 \text{ mm/mm}) = 500,162 \text{ kN-mm}$
	<p>The distances from each layer of steel reinforcement to the geometric centroid of the cross section are:</p> $d_1 = 10 \text{ in.}$ $d_2 = d_3 = 3.3 \text{ in.}$ <p>Point C: Nominal axial capacity:</p> $\phi P_{n1} = 0.65[-0.49 \text{ kip/in.} \times (10.3 \text{ in.})^2 + 15.14 \text{ ksi} (10.3 \text{ in.})^2 - 156 \text{ kip-in.}(10.3 \text{ in.}) + 2448.71 \text{ kip}] + 5.08 \text{ in.}^2 (60 \text{ ksi}) + 2.54 \text{ in.}^2(50.79 \text{ ksi}) + 2.54 \text{ in.}^2 (-4.61 \text{ ksi}) + 5.08 \text{ in.} \times (-60 \text{ ksi})$ $\phi P_{n1} = 1320 \text{ kip}$ <p>where</p> $A = \frac{-24 \text{ in.}(4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi})^2}{12 \times 6.5 \text{ ksi}} \left( \frac{0.0042 \text{ in./in.}}{14.78 \text{ in.}} \right)^2$ $= -0.49 \text{ kip/in.}^2$ $B = \frac{-24 \text{ in.}(4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi})}{2} \left( \frac{0.0042 \text{ in./in.}}{14.78 \text{ in.}} \right)$ $= 15.14 \text{ ksi}$ $C = -24 \text{ in.} \times 6.5 \text{ ksi} = -156 \text{ kip/in.}$ $D = 24 \text{ in.} \times 14.78 \text{ in.} \times 6.5 \text{ ksi}$ $+ \frac{24 \text{ in.} \times 14.78 \text{ in.} \times 190.7 \text{ ksi}}{2}$ $\times (0.0042 \text{ in./in.}) = 2448.71 \text{ kip}$	<p>The distances from each layer of steel reinforcement to the geometric centroid of the cross section are:</p> $d_1 = 254 \text{ mm}$ $d_2 = d_3 = 85 \text{ mm}$ <p>Point C: Nominal axial capacity:</p> $\phi P_{n1} = 0.65[-1.33 \times 10^{-4} \text{ kN/mm}^2 (262 \text{ mm})^2 + 104.41 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2 \times (262 \text{ mm})^2 - 27.32 \text{ kN/mm}(262 \text{ mm}) + 10,892 \text{ kN}] + 3277 \text{ mm}^2(414 \text{ MPa}) + 1315 \text{ mm}^2(350 \text{ MPa}) + 1315 \text{ mm}^2 (-31.8 \text{ MPa}) + 3277 \text{ mm}^2 (-414 \text{ MPa})$ $\phi P_{n1} = 5870 \text{ kN}$ <p>where</p> $A = \frac{-610 \text{ mm}(31,681 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa})^2}{12 \times 44.8 \text{ MPa}} \times \left( \frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{375 \text{ mm}} \right)^2 = 1.33 \times 10^{-4} \text{ kN/mm}^2$ $B = \frac{-610 \text{ mm}(31,681 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa})}{2} \times \left( \frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{375 \text{ mm}} \right) = -104.41 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2$ $C = -610 \text{ mm} \times 44.8 \text{ MPa} = -27.32 \text{ kN/mm}$ $D = 610 \text{ mm} \times 375 \text{ mm} \times 44.8 \text{ MPa}$ $+ \frac{610 \text{ mm} \times 375 \text{ mm} \times 1315 \text{ MPa}}{2}$ $\times (0.0042 \text{ mm/mm}) = 10,892 \text{ kN}$

**Table 16.9 (cont.)—Procedure for strengthening of a noncircular concrete column for increase in axial and bending forces**

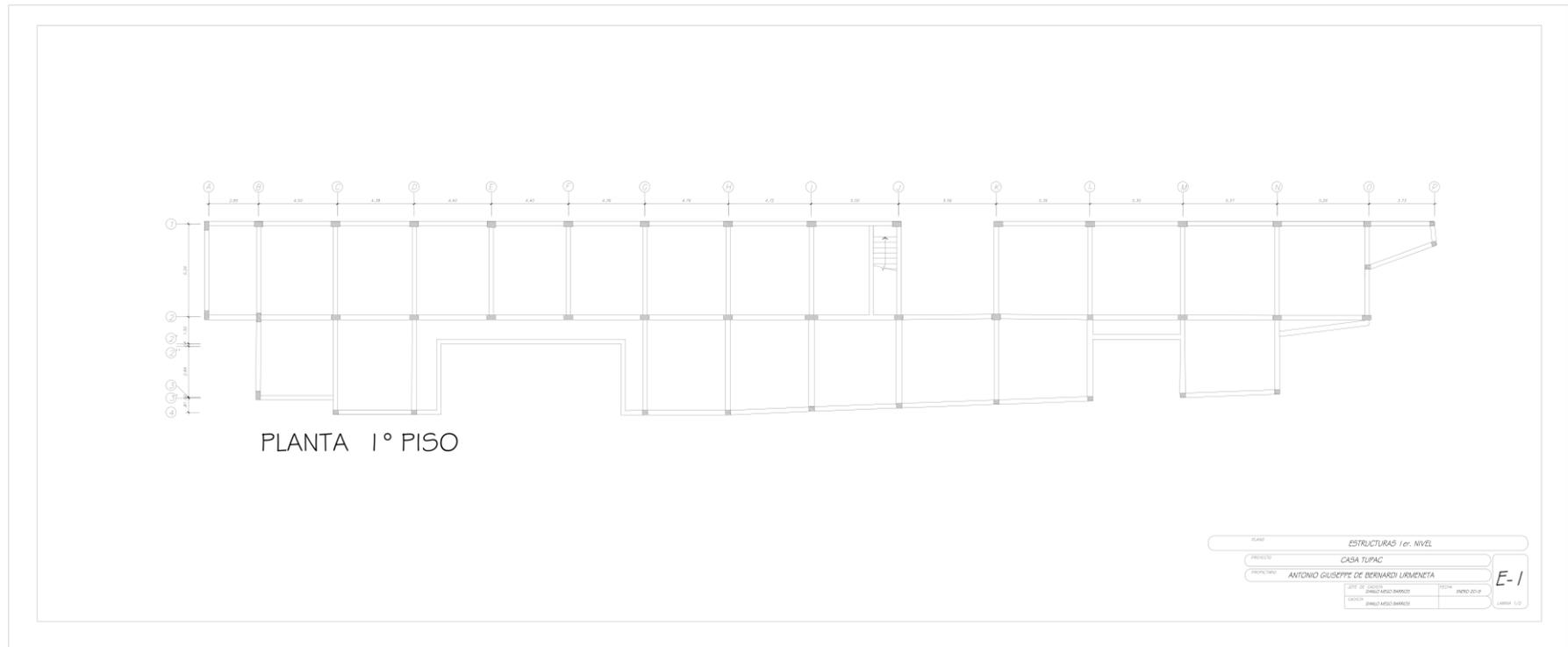
Procedure	Calculation in in.-lb units	Calculation in SI metric units
	<p>For the calculation of the coefficients, it is necessary to compute key parameters from the stress-strain model:</p> $c = 22 \text{ in.} \times \left( \frac{0.0042 \text{ in./in.}}{0.0021 \text{ in./in.} + 0.0042 \text{ in./in.}} \right) = 14.67 \text{ in.}$ $y_1 = 14.64 \text{ in.} \times \frac{0.003 \text{ in./in.}}{0.0042 \text{ in./in.}} = 10.5 \text{ in.}$ <p>The strains in each layer of steel are determined by similar triangles in the strain distribution. The corresponding stresses are then given by:</p> $f_{s1} = \epsilon_{s1} E_s = 0.0037 \text{ in./in.} \times 29,000 \text{ ksi} = 60 \text{ ksi}$ $f_{s2} = \epsilon_{s2} E_s = 0.0018 \text{ in./in.} \times 29,000 \text{ ksi} = 50.78 \text{ ksi}$ $f_{s3} = \epsilon_{s3} E_s = -1.59 \times 10^{-4} \text{ in./in.} \times 29,000 \text{ ksi} = -4.61 \text{ ksi}$ $f_{s4} = \epsilon_{s4} E_s = -0.0021 \text{ in./in.} \times 29,000 \text{ ksi} = -60 \text{ ksi}$ <p>Nominal bending moment:</p> $\phi M_{n(C)} = 0.65[-0.37 \text{ kip/in.}(10.3 \text{ in.})^4 + 11.46 \text{ ksi}(10.3 \text{ in.})^3 - 120.08 \text{ kip/in.}(10.3 \text{ in.})^2 + 433.5 \text{ kip}(10.3 \text{ in.}) + 11.643 \text{ kip-in.}] + 5.08 \text{ in.}^2(60 \text{ ksi})(10 \text{ in.}) + 2.54 \text{ in.}^2(50.79 \text{ ksi})(3.33 \text{ in.}) - 2.54 \text{ in.}^2(-4.61 \text{ ksi})(3.33 \text{ in.}) - 5.08 \text{ in.}^2(-60 \text{ ksi})(10 \text{ in.})$ <p>where</p> $\phi M_{n(C)} = 992 \text{ kip-ft}$ $E = \frac{-24 \text{ in.}(4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi})^2 \left( \frac{0.0042 \text{ in./in.}}{14.78 \text{ in.}} \right)^2}{16 \times 6.5 \text{ ksi}} = -0.37 \text{ kip/in.}^4$ $F = 24 \text{ in.}(14.78 \text{ in.} - 12 \text{ in.}) \times \frac{(4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi})^2 \left( \frac{0.0042 \text{ in./in.}}{14.78 \text{ in.}} \right)^2}{12 \times 6.5 \text{ ksi}} + \frac{24 \text{ in.}(4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi})}{3} \times \left( \frac{0.0042 \text{ in./in.}}{14.78 \text{ in.}} \right) = 11.46 \text{ ksi}$ $G = -6.5 \text{ ksi} \times 12 \text{ in.} + 24 \text{ in.}(14.78 \text{ in.} - 12 \text{ in.}) \times \left( \frac{4595 \text{ ksi} - 190.7 \text{ ksi}}{2} \right) \left( \frac{0.0042 \text{ in./in.}}{14.78 \text{ in.}} \right) = -120.08 \text{ kip/in.}$ $H = 6.5 \text{ ksi} \times 24 \text{ in.}(14.78 \text{ in.} - 12 \text{ in.}) = 433.5 \text{ kip}$ $I = 6.5 \text{ ksi} \times 24 \text{ in.} \times \left( \frac{(14.78 \text{ in.})^2}{2} \right) - 6.5 \text{ ksi}(14.78 \text{ in.} - 12 \text{ in.})(14.78 \text{ in.})(24 \text{ in.}) + 190.7 \text{ ksi} \times 24 \text{ in.} \times \left( \frac{(14.78 \text{ in.})^2}{3} \right) - 190.7 \text{ ksi} \times 24 \text{ in.} \times (14.78 \text{ in.}/3)(14.78 \text{ in.} - 12 \text{ in.})(0.0042 \text{ in./in.}) = 11.643 \text{ kip-in.}$	<p>For the calculation of the coefficients, it is necessary to compute key parameters from the stress-strain model:</p> $c = 560 \text{ mm} \times \left( \frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{0.0021 \text{ mm/mm} + 0.0042 \text{ mm/mm}} \right) = 373 \text{ mm}$ $y_1 = 373 \text{ mm} \times \frac{0.003 \text{ in./in.}}{0.0042 \text{ in./in.}} = 266 \text{ mm}$ <p>The strains in each layer of steel are determined by similar triangles in the strain distribution. The corresponding stresses are then given by:</p> $f_{s1} = \epsilon_{s1} E_s = 0.0037 \text{ mm/mm} \times 200,000 \text{ MPa} = 414 \text{ MPa}$ $f_{s2} = \epsilon_{s2} E_s = 0.0018 \text{ mm/mm} \times 200,000 \text{ MPa} = 350 \text{ MPa}$ $f_{s3} = \epsilon_{s3} E_s = -1.59 \times 10^{-4} \text{ mm/mm} \times 200,000 \text{ MPa} = -31.8 \text{ MPa}$ $f_{s4} = \epsilon_{s4} E_s = -0.0021 \text{ mm/mm} \times 200,000 \text{ MPa} = -414 \text{ MPa}$ <p>Nominal bending moment:</p> $\phi M_{n(C)} = 0.65[-9.98 \times 10^{-5} \text{ kN/mm}^2(262 \text{ mm})^4 + 79 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2(262 \text{ mm})^3 - 21.03 \text{ kN/mm}(262 \text{ mm})^2 + 1928 \text{ kN}(262 \text{ mm}) + 1,315,453 \text{ kN-mm}] + 3277 \text{ mm}^2(414 \text{ MPa})(254 \text{ mm}) + 1639 \text{ mm}^2(-31.8 \text{ MPa})(85 \text{ mm}) - 3277 \text{ mm}^2(-414 \text{ MPa})(254 \text{ mm})$ <p>where</p> $\phi M_{n(C)} = 1345 \text{ kN-m}$ $E = \frac{-610 \text{ mm}(31,681 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa})^2 \left( \frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{375 \text{ mm}} \right)^2}{16 \times 44.8 \text{ MPa}} = -9.98 \times 10^{-5} \text{ kN/mm}^4$ $F = 610 \text{ mm}(375 \text{ mm} - 305 \text{ mm}) \times \frac{(31,681 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa})^2 \left( \frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{375 \text{ mm}} \right)^2}{12 \times 44.8 \text{ MPa}} + \frac{610 \text{ mm}(31,681 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa})}{3} \times \left( \frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{375 \text{ mm}} \right) = 79 \times 10^{-4} \text{ kN/mm}^2$ $G = -44.8 \text{ MPa} \times 305 \text{ mm} + 610 \text{ mm}(375 \text{ mm} - 305 \text{ mm}) \times \left( \frac{31,681 \text{ MPa} - 1315 \text{ MPa}}{2} \right) \left( \frac{0.0042 \text{ mm/mm}}{375 \text{ mm}} \right) = -21.03 \text{ kN/mm}$ $H = 44.8 \text{ MPa} \times 610 \text{ mm}(375 \text{ mm} - 305 \text{ mm}) = 1928 \text{ kN}$ $I = 44.8 \text{ MPa} \times 610 \text{ mm} \times \left( \frac{(375 \text{ mm})^2}{2} \right) - 44.8 \text{ MPa}(375 \text{ mm} - 305 \text{ mm}) \times (375 \text{ mm})(610 \text{ mm}) + 1315 \text{ MPa} \times 610 \text{ mm} \times \left( \frac{(375 \text{ mm})^2}{3} \right) - 1315 \text{ MPa} \times 610 \text{ mm} \times (375 \text{ mm}/2)(375 \text{ mm} - 305 \text{ mm})(0.0042 \text{ mm/mm}) = 1,315,453 \text{ kN-mm}$

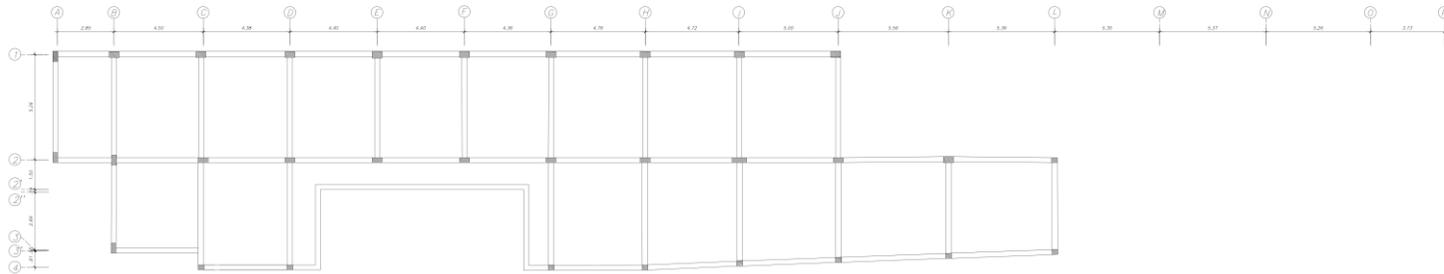
**Table 16.9 (cont.)—Procedure for strengthening of a noncircular concrete column for increase in axial and bending forces**

Procedure	Calculation in in.-lb units	Calculation in SI metric units																																																
Step 3—Comparison of simplified partial interaction diagram with required $P_u$ and $M_u$	<p>The following table summarizes the axial and bending nominal capacities (unstrengthened and strengthened) for Points A, B, and C. These points are plotted in the following figure</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Point</th> <th colspan="2"><math>n = 0</math> plies (unstrengthened member)</th> <th colspan="2"><math>n = 6</math> plies</th> </tr> <tr> <th><math>\phi P_n</math>, kip</th> <th><math>\phi M_n</math>, kip-ft</th> <th><math>\phi P_n</math>, kip</th> <th><math>\phi M_n</math>, kip-ft</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>2087</td> <td>0</td> <td>2523</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>1858</td> <td>644</td> <td>2210</td> <td>682</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>928</td> <td>884</td> <td>1320</td> <td>992</td> </tr> </tbody> </table>	Point	$n = 0$ plies (unstrengthened member)		$n = 6$ plies		$\phi P_n$ , kip	$\phi M_n$ , kip-ft	$\phi P_n$ , kip	$\phi M_n$ , kip-ft	A	2087	0	2523	0	B	1858	644	2210	682	C	928	884	1320	992	<p>The following table summarizes the axial and bending nominal capacities (unstrengthened and strengthened) for Points A, B, and C. These points are plotted in the following figure.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Point</th> <th colspan="2"><math>n = 0</math> plies (unstrengthened member)</th> <th colspan="2"><math>n = 6</math> plies</th> </tr> <tr> <th><math>\phi P_n</math>, kN</th> <th><math>\phi M_n</math>, kN-m</th> <th><math>\phi P_n</math>, kN</th> <th><math>\phi M_n</math>, kN-m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>9283</td> <td>0</td> <td>11,223</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>8264</td> <td>873</td> <td>9829</td> <td>924</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>4128</td> <td>1199</td> <td>5870</td> <td>1345</td> </tr> </tbody> </table>	Point	$n = 0$ plies (unstrengthened member)		$n = 6$ plies		$\phi P_n$ , kN	$\phi M_n$ , kN-m	$\phi P_n$ , kN	$\phi M_n$ , kN-m	A	9283	0	11,223	0	B	8264	873	9829	924	C	4128	1199	5870	1345
Point	$n = 0$ plies (unstrengthened member)		$n = 6$ plies																																															
	$\phi P_n$ , kip	$\phi M_n$ , kip-ft	$\phi P_n$ , kip	$\phi M_n$ , kip-ft																																														
A	2087	0	2523	0																																														
B	1858	644	2210	682																																														
C	928	884	1320	992																																														
Point	$n = 0$ plies (unstrengthened member)		$n = 6$ plies																																															
	$\phi P_n$ , kN	$\phi M_n$ , kN-m	$\phi P_n$ , kN	$\phi M_n$ , kN-m																																														
A	9283	0	11,223	0																																														
B	8264	873	9829	924																																														
C	4128	1199	5870	1345																																														



Anexo N° 10: Plano de Estructuras





PLANTA 2º PISO

PLANO	ESTRUCTURAS 2do. NIVEL
PROYECTO	CASA TUPAC
PROPIETARIO	ANTONIO GIUSEPPE DE BERNARDI URMENETA
DIRECCION GENERAL	INGENIERO GUSTAVO MORALES
FECHA	AGOSTO 2014
PROYECTISTA	INGENIERO GUSTAVO MORALES
LABOR	LABOR 2/7

E-2