

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

**FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE REFORZAMIENTO
ESTRUCTURAL EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO CON FIBRAS
DE CARBONO EN EL EDIFICIO MULTIFAMILIAR HUARAZ BREÑA
- LIMA 2019**

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

PRESENTADO POR:

**Bach. ESTRADA SANTOS, MAYRA ALEJANDRA
Bach. YOPLAC CARHUATANTA, JORVI**

ASESOR: ING. GÁRATE CÁCERES, HÉCTOR FRANCISCO

LIMA – PERÚ

2019

DEDICATORIA

La presente tesis se la dedico a mis señores padres Javier y Consuelo, a mis maravillosos hermanos Stivens y Renzo; y a mi padrino Eduardo, quienes se han encontrado apoyándome en esta sinuosa etapa, etapa donde tuve altos y bajos y siempre supe salir adelante; agradecerles por su amor y comprensión que me han brindado y me siguen brindando en este largo camino.

Alejandra Estrada Santos

La presente tesis se la dedico a mis padres Fidela Carhuatanta y José Yoplac ya que con ellos no fuera posible el haber llegado a esta etapa de mi vida, el éxito se mide de las personas que más quieres. Agradezco por las enseñanzas y los valores que me han brindado para cumplir esta meta.

Jorvi Yoplac Carhuatanta

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos primeramente a Dios por darnos la oportunidad de culminar satisfactoriamente este proceso de la tesis, agradecemos a nuestros padres por todo el apoyo otorgado ya que sin ellos nada podría ser posible, a su vez agradecemos a la universidad por abrirnos las puertas y ser nuestro segundo hogar, lugar que nos brindó las herramientas para seguir nuestro camino al éxito, a nuestro asesor Ing. Héctor Garate Cáceres por la paciencia y por los conocimientos brindados, por ser el principal guía en esta tesis.

Alejandra Estrada y Jorvi Yoplac

CONTENIDO

RESUMEN	XI
ABSTRACT.....	XII
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.1 Descripción del Problema.....	4
1.2 Formulación del problema de investigación.....	5
1.2.1. Problema General:	5
1.2.2. Problema Específico:	5
1.3 Objetivos de la investigación:.....	5
1.3.1 Objetivos generales:	5
1.3.2 Objetivos específicos:	5
1.4 Importancia o Justificación del estudio:	6
1.5 Limitaciones:	6
1.6 Viabilidad:	7
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	8
2.1 Marco Histórico:	8
2.1.1 En el ámbito Internacional.....	8
2.1.2 En el ámbito Nacional	10
2.2 Bases Teóricas:	12
2.2.1. Fibra de Carbono	12
2.2.2. Propiedades de la fibra de carbono.....	12
2.2.3. Componentes de la fibra de carbono	13
2.2.4. Evaluación estructural	14
2.2.5. Reforzamiento estructural.....	15
2.2.6. Clasificación de métodos de reforzamiento estructural.....	16
2.2.7. Tipos de reforzamiento estructural	17
2.2.8. Refuerzo con fibra de carbono.....	17
2.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio(teorías modelo).....	18
2.3.1. Evaluación Estructural.....	18
2.3.2. Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto.....	19
2.3.3. Guía de Diseño y Construcción Sistema de FRP (ACI 440.2R-08).....	20
2.3.4. Norma Técnica de Edificación E020 Cargas.....	24

2.3.5.	Norma Técnica E030 Diseño Sismorresistente	26
2.3.6.	Norma Técnica E060 Concreto Armado	33
2.3.7.	Modelo de Hognestad (Grafica momento curvatura)	36
2.3.8.	Gestión de Costos	37
CAPITULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS		42
3.1	Hipótesis	42
3.1.1	Hipótesis General	42
3.1.2	Hipótesis Específicas:	42
3.2	Definición conceptual de Variables	42
3.2.1	Variable Dependiente:	42
3.2.2	Variable Independiente:	42
3.3	Operacionalización de variables	43
CAPITULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN		44
4.1.	Método de Investigación	44
4.2.	Tipos de Investigación	44
4.3.	Nivel de investigación	44
4.4.	Diseño de investigación	44
4.4.1.	Población de estudio	44
4.4.2.	Diseño Muestral	45
4.5.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	45
4.5.1.	Métodos y técnicas para la recolección de datos	45
4.5.2.	Instrumentos de recolección de datos	45
4.6.	Técnicas para el procedimiento y análisis de la información	45
CAPITULO V: DESARROLLO DE LA INVESTIGACION		46
5.1.	Evaluación Estructural	46
5.1.1.	Recopilación de datos	46
5.1.2.	Verificación del Estado de la Estructura	51
5.1.3.	Elaboración de modelos matemáticos	54
5.1.4.	Reforzamiento Estructural	76
CAPITULO VI: PRESENTACION E INTERPRETACION DE RESULTADOS		79
6.1.	Evaluación de viabilidad del reforzamiento estructural	79
6.2.	Reforzamiento con fibras de carbono en vigas de concreto armado	80
6.2.1	Reforzamiento por Flexión	80

6.2.2	Reforzamiento por Cortante	83
6.3.	Contrastación de Hipótesis	87
6.4.	Discusión	89
6.5.	Evaluación económica de reforzamiento con fibras de carbono vs encamisado...	92
CONCLUSIONES		95
RECOMENDACIONES		96
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		97
ANEXOS		99

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factor de reducción ambiental para varios sistemas de FRP	21
Tabla 2: Cargas mínimas repartidas equivalentes a la tabiquería	25
Tabla 3: Cargas vivas mínimas repartidas	25
Tabla 4: Factores de zona "Z"	27
Tabla 5: Factor de Suelo "S"	27
Tabla 6: Periodos "Tp" y "Tl"	28
Tabla 7: Categorías de las edificaciones y factor "U"	29
Tabla 8: Sistemas Estructurales	30
Tabla 9: Irregularidades estructurales en la altura	31
Tabla 10: Irregularidades estructurales en planta	32
Tabla 11: Operacionalización de variables	43
Tabla 12: Asignación de Riesgos.....	50
Tabla 13: Evaluación de viabilidad.....	53
Tabla 14: Comparacion de escenarios	53
Tabla 15: Parámetros de Diseño	58
Tabla 16: Pesos aplicados en el modelamiento.....	60
Tabla 17: Desplazamiento en dirección X-X (Sin reforzar)	61
Tabla 18: Desplazamiento en dirección Y-Y (Sin reforzar)	62
Tabla 19: Resultados del Análisis Modal	63
Tabla 20: Desplazamiento en dirección X-X (Reforzado)	65
Tabla 21: Desplazamiento en dirección Y-Y (Reforzado)	66
Tabla 22: Análisis modal	67
Tabla 23: Datos de acero del plano estructural.....	72
Tabla 24: Verificación del acero del ETABS	72
Tabla 25: Comparativo económico de la viga VT-07A.....	92

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Patologías en la viga de concreto de armado	4
Figura 2: Secuencia para una correcta evaluación.....	20
Figura 3: Comportamiento de la viga	24
Figura 4: Diagrama de Hognestad	36
Figura 5: Evaluación de un proyecto	37
Figura 6: Costos del Ciclo de vida.....	38
Figura 7: Consideraciones de los procesos	38
Figura 8: Componentes del presupuesto	39
Figura 9: Proceso de verificación	39
Figura 10: Ubicación del Edificio Multifamiliar Huaraz.....	46
Figura 11: Vista en elevación del Edificio Huaraz	47
Figura 12: Vista lateral del Edificio Huaraz	47
Figura 13: Cangrejeras en vigas de concreto	48
Figura 14: Madera incrustada en la viga.....	48
Figura 15: Exposición de tubería en vigas	49
Figura 16: Exposición de Acero en vigas	49
Figura 17: Grietas en las vigas.....	49
Figura 18: Esclerómetro.....	51
Figura 19: Pacómetro.....	51
Figura 20: Ensayo de Diamantina.....	52
Figura 21: Planta del Semisotano	54
Figura 22: Planta del 12avo Piso	55
Figura 23: Planta Típica (2do al 11vo piso).....	55
Figura 24: Planta del primer piso.....	55
Figura 25: Planta del 13avo y 14avo Piso.....	56
Figura 26: Planta de la Azotea	56
Figura 27: Elevación del Edificio Multifamiliar Huaraz	56
Figura 28: Espectro de Aceleración	59
Figura 29: Irregularidad Torsional.....	63
Figura 30: Vigas que fallan en el segundo piso del bloque A	68
Figura 31: Vigas que fallan en el segundo piso del bloque B.....	69
Figura 32: Vigas que fallan en el sexto piso bloque A	69

Figura 33: Vigas que fallan en el sexto piso bloque B	70
Figura 34: Vigas que fallan en el doceavo piso bloque A	71
Figura 35: Vigas que fallan en el doceavo piso bloque B.....	71
Figura 36: Modelamiento en Etabs	74
Figura 37: Distribución de columna inicial (Bloque A)	75
Figura 38: Ensanchamiento de columna (Bloque A).....	75
Figura 39: Vista en planta situación inicial.....	76
Figura 40: Conexión de los bloques A y B	76
Figura 41: Viga con presencia de patologías	77
Figura 42: Reparación de viga	77
Figura 43: Aporte de la fibra de carbono a cortante	78
Figura 44: Aporte de la fibra de carbono a cortante	78
Figura 45: Viabilidad del Proyecto	79
Figura 46: Datos de la Viga VT 05- piso 6.....	81
Figura 47: Resultados de la viga VT-05	81
Figura 48: Diagrama de resultados en 2D.....	83
Figura 49 : Datos de la Viga VT 05- piso 6.....	83
Figura 50: Resultados de la viga VT-05- piso 6	84
Figura 51: Envoltura de la viga VT-05- piso 6.....	86
Figura 52: Vista Inicial	94
Figura 53: Vista final	94

INDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Matriz de consistencia metodológica	99
Anexo 2: Cálculo del software sika carbodur	100
Anexo 3: Pruebas de diamantina.....	142
Anexo 4: Presupuesto de reparación estructural.....	146
Anexo 5: Cronograma del Proyecto Multifamiliar Huaraz.....	147

RESUMEN

La presente tesis tuvo como objetivo realizar la evaluación técnica y económica de reforzamiento estructural en el Edificio Multifamiliar Huaraz en el distrito de Breña, dando a conocer la viabilidad para el reforzamiento estructural del proyecto frente a las patologías que se presentaron especialmente en las vigas de concreto armado.

Se reconoció las características y los beneficios del empleo de las fibras de carbono en las vigas de concreto armado y el aumento de capacidad que estas adquieren al cumplir los requerimientos y especificaciones del proyecto, teniendo resultados muy favorables tanto en la fase de servicio como en la instalación.

Así mismo, los resultados de esta tesis se confirmó la importancia de realizar una correcta evaluación estructural dando a conocer a las fibras de carbono como la mejor alternativa de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz, además obteniendo con ellas la mejor propuesta económica de reforzamiento moderno en comparación con lo convencional (encamisado de vigas) cuidando los intereses del cliente sin alterar el bien inicial.

Palabras Clave: evaluación técnica, evaluación económica, reforzamiento estructural, fibras de carbono y patologías.

ABSTRACT

The objective of this thesis was to carry out the technical and economic evaluation of structural reinforcement in the Huaraz Multifamily Building in Breña district, making known the feasibility for the structural reinforcement of the project against the pathologies that were presented especially in concrete beams armed.

The characteristics and benefits of the use of carbon fibers in reinforced concrete beams and the increased capacity that they acquire when meeting the requirements and specifications of the project were recognized, having very favorable results both in the service phase and in the installation.

Likewise, the results of this thesis confirmed the importance of carrying out a correct structural evaluation making carbon fibers known as the best alternative for structural reinforcement in reinforced concrete beams in the Huaraz Multifamily Building, also obtaining with them the best economic proposal of modern reinforcement compared to the conventional one (jacketed jacket) taking care of the client's interests without altering the initial good.

Keywords: technical evaluation, economic evaluation, structural reinforcement, carbon fibers and pathologies.

INTRODUCCIÓN

Actualmente en el Perú, existe un gran crecimiento en la inversión de proyectos en el sector inmobiliario, ya que a través del tiempo se ha producido un incremento progresivo en la utilidad, el cual ha despertado el interés en los stakeholders (interesados).

En los años 2011-2013 donde se desarrolló el denominado “BOOM DE LA CONSTRUCCION” y “el crecimiento que actualmente se encuentra existiendo en el presente año 2019, se ha evidenciado el incremento inmobiliario de manera significativa, desarrollándose un sin número de edificios multifamiliares”. (BBVA CONTINENTAL ,2019), con los que junto al crecimiento de este sector inmobiliario apareció en gran magnitud la informalidad (procesos, diseños, calidad y supervisión), las cuales a causa de ello se han evidenciado la presencia de patologías en los múltiples edificios multifamiliares, teniendo mayor énfasis en los elementos estructurales principales como las vigas de concreto armado.

Debido a ello, la preocupación de salvaguardar su inversión, ha generado que existan inspecciones cada vez más frecuentes y exigentes en las edificaciones multifamiliares, donde se han planteado diversas interrogantes acerca de su funcionamiento y comportamiento estructural y no estructural.

Las fallas y observaciones estructurales se presentan por diversos factores, estos se deben en su mayoría a la falta de mantenimiento, a la insuficiencia de diseño, cambios de funcionalidad en la estructura o a un mal proceso constructivo, por lo cual se debe realizar una correcta evaluación estructural, siendo unos de los requerimientos esenciales, la viabilidad del proyecto, indicador de gran importancia en la toma de decisiones que permita la continuidad de la inversión producida o no por el cliente y conocer las mejores alternativas de reforzamiento estructural.

Por tal motivo, En el Edificio Multifamiliar Huaraz, edificio de alta inversión financiera en distrito de Breña- Lima 2019, se ha evidenciado un mayor porcentaje de patologías en vigas de concreto armado a diferencia de otros elementos estructurales, el cual como método de reforzamiento estructural, se empleó el reforzamiento con fibras de carbono, que gracias a las propiedades y características que presentan, hacen de esta una estructura más duradera, resistente y una alternativa viable económicamente, teniendo en cuenta las

limitaciones que presenta el proyecto como áreas de poco acceso y cumplimiento del Reglamento Nacional de Edificaciones A.010.

El desarrollo de nuevos materiales como es la fibra de carbono, viene siendo una de las alternativas de reforzamiento más grandes y modernos en el siglo XXI, el cual presenta un costo muy competitivo frente a los métodos tradicionales, una técnica de reparación y reestructuración, de bajo impacto en su Arquitectura.

Por ello, en el Perú, son cada vez más profesionales que hacen uso de este método de reforzamiento estructural, debido a su gran versatilidad y eficiencia frente a grandes daños estructurales que lo originaron, el cual permite aumentar la capacidad de resistencia mecánica de una parte de la estructura o la estructura completa (Rosero, 2013).

En el capítulo I se realizó el planteamiento del problema, explicando la descripción de la problemática, los motivos por el cual se escogió este tema para la presente tesis, el cual nos conlleva a la formulación del problema y a los objetivos principales y específicos que queremos alcanzar con esta investigación. También se desarrolló la importancia que tiene el tema en desarrollo y su debida justificación, delimitando por espacio, tiempo y tema así como la definición de la viabilidad.

En el capítulo II se desarrolló el marco teórico, haciendo uso de la recopilación de información bibliográfica del tema en desarrollo como son las tesis guías (nacionales e internacionales). Se presentó además los antecedentes recolectados y fuentes de información a emplear en la tesis, así como las bases teóricas para la ampliación de información.

En el capítulo III se desarrolló la hipótesis general y las hipótesis específicas, se explica también las variables dependientes y la variable independiente, su operacionalidad y el cómo se relacionan entre ellas y la influencia que tienen entre sí.

En el capítulo IV se realizó la metodología de investigación, en donde se definió el método, tipo, nivel y diseño de la investigación, así como la presentación de la población y la muestra de estudio. Además de presentar las técnicas e instrumentos para la recolección de datos, que conlleva al procedimiento y análisis de la investigación.

En el capítulo V se desarrolló la descripción del proyecto, de la investigación y el proceso de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado, mediante la recopilación

de datos y la verificación del estado inicial (no reforzado) y final (reforzado) del Edificio Multifamiliar Huaraz, se demostró la viabilidad del reforzamiento estructural mediante escenarios, el aumento de capacidad alcanzada en las vigas de concreto armado que presentaron patologías con el reforzamiento de fibras de carbono para el cumplimiento del estado de servicio haciendo uso del software SikaCarboDur y el análisis económico evaluando los costos directas e indirectas de la alternativa moderna (fibras de carbono) con la tradicional (encamisado de vigas).

En el capítulo VI se desarrolló la presentación e interpretación de los resultados determinando la comprobación de la viabilidad del reforzamiento estructural en el proyecto haciendo uso de las fibras de carbono en vigas de concreto armado como mejor alternativa técnica y económica para el Edificio Multifamiliar Huaraz.

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del Problema

El crecimiento de la informalidad y la baja calidad del sector inmobiliario, han generado deficiencias en los proyectos tanto en su estructura como en los elementos que lo conforman, el cual se han ido evidenciando en la actualidad. Es por ello que muchos de los stakeholders tienen gran preocupación al recuperar su inversión y continuar invirtiendo para generar las ganancias proyectadas en el inicio.

La viabilidad del proyecto se convierte en un indicador, que hace que los stakeholders le den la confianza de tomar la mejor decisión garantizando obtener una utilidad o recuperación de la inversión generada conociendo todas las alternativas y alcances que ha conllevado a su gran esfuerzo producido en el proyecto.

Tal es el caso del Edificio Multifamiliar Huaraz ubicado en la calle Huaraz N°1237 en el distrito de Breña, Lima; que bajo un mal proceso constructivo presenta patologías en vigas de concreto armado como, el acero expuesto, grietas, desplomes, cangrejas localizadas; el cual pueden provocar que la estructura falle en su conjunto y llegar al colapso, como se observa en la Figura 1.

Asimismo, las normativas vigentes, las especificaciones técnicas y el control de los procesos, son cada vez más exigentes en el sector, desarrollando en la ingeniería, técnicas y métodos nuevos e innovadores que contribuyen a la rehabilitación y reforzamiento estructural; técnicas que garantizan la seguridad humana y vienen a mejorar y a revolucionar la industria de la construcción permitiendo sobretodo la viabilidad de un proyecto en el aspecto técnico y económico.



Figura 1: Patologías en la viga de concreto de armado
Fuente: Elaboración Propia

1.2 Formulación del problema de investigación

1.2.1. Problema General:

¿De qué manera la evaluación técnica y económica contribuye en el reforzamiento estructural en vigas de concreto armado con fibras de carbono ante la presencia de patologías en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019?

1.2.2. Problema Específico:

- a) ¿Cómo la evaluación estructural permite conocer la viabilidad del proyecto para el reforzamiento del Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019?
- b) ¿De qué manera la aplicación de fibras de carbono en vigas de concreto armado mejora su capacidad en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019?
- c) ¿En qué medida la evaluación estructural permite conocer la mejor alternativa económica de reforzamiento en vigas de concreto armado frente al encamisado en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019?

1.3 Objetivos de la investigación:

1.3.1 Objetivos generales:

Realizar la evaluación técnica y económica de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado con fibras de carbono en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019.

1.3.2 Objetivos específicos:

- a) Evaluar la viabilidad del proyecto para el reforzamiento estructural en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019 en presencia de patologías y deficiencias constructivas.
- b) Mejorar la capacidad de resistencia en vigas de concreto armado haciendo uso de fibras de carbono en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019.
- c) Dar a conocer el uso de fibra de carbono como la mejor alternativa económica de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado frente al encamisado en vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019.

1.4 Importancia o Justificación del estudio:

El motivo de la investigación es plantear la evaluación técnica y económica del reforzamiento estructural en vigas de concreto armado con fibras de carbono de un edificio existente ante la presencia de patologías, que conlleva a los profesionales involucrados del sector inmobiliario, a tomar las mejores decisiones acerca de la viabilidad del proyecto, teniendo como finalidad la seguridad de sus clientes y su inversión.

En la actualidad, la implementación de las diferentes técnicas modernas de reforzamiento estructural ha venido siendo de gran controversia debido a la dificultad al poder emplearlas y el alto costo que estas conllevan. Además el uso de nuevas tecnologías presenta inseguridad por la falta de información en los profesionales interesados sobre el comportamiento y las respuestas que presentan en los elementos de concreto armado.

La fibra de carbono es una de las alternativas de reforzamiento estructural que más popularidad ha tenido en los últimos años, esto es debido a la gran versatilidad y su fácil instalación, además posee diversas propiedades que hacen que esta sea una de las técnicas más factibles para los diferentes elementos estructurales, en especial a los que se someten a tensión como las vigas de concreto armado y más aún es un procedimiento no destructivo que salvaguarda la arquitectura como principal ventaja a las alternativas de reforzamiento tradicionales.

Es por ello que, al evidenciar las patologías en las vigas de concreto armado presentadas en el edificio multifamiliar existente, se realizará una evaluación estructural a la edificación para poder determinar que el reforzamiento con fibras de carbono representa la mejor alternativa al manifestar las propiedades y ventajas que se les atribuye, tanto en la fase de instalación como la fase de servicio.

1.5 Limitaciones:

a) Espacial:

La investigación se centrará en Lima, En el distrito de Breña en el edificio Multifamiliar Huaraz ubicado en la calle Huaraz N°1237.

b) Temporal:

La investigación será efectuada en el año 2018-2019 bajo las normativas vigentes a la que estas correspondan, ya que en los últimos años debido a los sucesos negativos

que se evidencian en sector inmobiliario, las normas son llevadas a modificación y cada vez más exigentes.

c) Temática:

La Evaluación se realizara bajo el cumplimiento de la Norma E.030 (Norma Sismo-Resistente), Norma E.020 (Norma de Cargas) y la Norma E.060 (Norma de Concreto Armado) en el presente año, además se empleara el reforzamiento con fibras de carbono empleando el ACI 440.2R-08 (Guía de Diseño y Construcción de Refuerzo con fibra de carbono), así como el uso de evaluación económica (control de costos) en vigas de concreto armado que se elaborara bajo un tipo de cambio actual, el cual el resultado no asegura el valor o monto efectuado en otro época del año y debe ser actualizado con respecto tipo de cambio en la fecha a analizar.

1.6 Viabilidad:

- Se utilizara el software ETABS 2017 versión 17.0.1, el cual permitirá verificar el análisis modal espectral del edificio multifamiliar.
- Se utilizara la información propia de la Empresa Constructora CCG
 - a) Planos del Edificio Multifamiliar
 - b) Memorias Descriptivas
 - c) Registro Fotográficos
- Se determinara el diseño del reforzamiento con fibras de carbono con el uso de software Sika CarboDur S.
- Cotizaciones de los principales proveedores y referencias económicas. (SIKA).

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Marco Histórico:

El reforzamiento con fibras de carbono es una técnica novedosa que ha ido creciendo en los últimos años y es aplicado en los diferentes elementos estructurales que necesitan aumentar su capacidad tanto en tensión como cortante, por ello el registro de los resultados correspondientes a las deficiencias y patologías, son de gran utilidad para la toma de las mejores decisiones en momento de reforzar un elemento estructural y sobre todo el cumplimiento de las normas y especificaciones hacen que toda la estructura sea funcional.

2.1.1 En el ámbito Internacional

Yauli , J (2014), en el resumen indica que:

La amplia información que se tiene acerca de la evaluación y reparación de las vigas estructurales, es de vital importancia ya que permite conocer los tipos de fallas estructurales a las que se pueden ver expuestas, el cual nos facilitaría tomar la mejor decisión al escoger el tipo de reforzamiento estructural que se requiera en cada situación con ayuda de los parámetros encontrados en el ACI 440-2R, como es el caso del uso de las fibras de carbono. (p.37)

Es por ello que, luego de una exhaustiva evaluación, se realiza la fabricación, reparación y ensayos a flexión necesarios en la viga, con el propósito de obtener los resultados que nos permita diferenciar una viga sin reforzar y una viga reforzada con láminas de fibras de carbono.

Asimismo, se realiza un modelamiento con un software especializado siguiendo las normativas ecuatorianas (Norma Ecuatoriana de la Construcción- NEC 11) con la finalidad de obtener los parámetros necesarios para su correcta modelación y compararlos con los ensayos anteriormente descritos.

Por consiguiente, al obtener los resultados de laboratorio y del modelamiento, se concluyó que, existe un aumento en la resistencia en la viga reforzada con fibras de carbono frente a la viga sin reforzar.

Esta tesis nos ayuda a comprender que las vigas estructurales pueden incrementar su resistencia haciendo uso de las fibras de carbono, volviéndolo una

estructura mucho más fuerte y más eficaz, gracias a los componentes y propiedades que la fibra de carbono presenta, llegando a cumplir todos por requerimientos o parámetros que pueda hacer evaluada (NORMA Y GUIAS).

Jácome, P (2016), en el resumen indica que:

El Paradigma Crítico - Propositivo permite analizar las condiciones actuales en las que se encuentra el edificio en estudio. Por ello, al existir diversas maneras de reforzar una estructura ante un evento sísmico, se prevé tomar la mejor solución al problema y poder determinar las ventajas que la estructura adquiere frente al reforzamiento estructural. (p.25)

La metodología en uso se encuentra enfocada en el reforzamiento haciendo uso de FRP (Fibras Reforzadas con Polímero) el cual necesita pasar por un proceso de evaluación siguiendo los códigos y normativas requeridas, ensayos esclerométricos, y el análisis de la estructura; ya que es necesario un diagnóstico del edificio a estudiar, para poder tomar las medidas correctivas adecuadas.

Asimismo, se hizo uso de un software de cálculo, el cual sirvió para corroborar el análisis realizado con las fibras reforzadas con polímero en el edificio mixto en análisis.

Esta tesis nos ayuda a conocer la existencia de diversas técnicas de como reforzar una estructura, asimismo, tomar la mejor decisión al escoger el método de reforzamiento estructural adecuado según la necesidad que se requiera y la mejor alternativa según la evaluación que tiene el elemento estructural. (Deficiencias en su estado de servicio).

Silva, P (2016), en el resumen indica que:

Bajo ensayos a los elementos de hormigón con acero estructural, nos permite conocer las propiedades mecánicas del empleo de fibras de carbono en su comportamiento a tracción. Asimismo, brinda información sobre la aplicación y el uso de las fibras de carbono que comprueba las propiedades que el elemento de acero estructural adquiere en la aplicación con las fibras de carbono y el aumento de su resistencia. (p.4)

También, da a conocer las diferentes industrias, mercados en las cuales dan a conocer este método de reforzamiento estructural con fibras de carbono y las

alternativas de marcas en el medio en el que se desenvuelve, permitiendo al profesional interesado conocer las alternativas y especificaciones técnicas del material.

Esta tesis nos ayuda a conocer los diferentes ámbitos y pensamientos de los profesionales en el uso de fibras de carbono como alternativa de reforzamiento estructural y la gran acogida que tiene como alternativa de reforzamiento estructural; y la comprobación mediante ensayos los cuales garantizan el buen funcionamiento y comportamiento, a tracción de los diferentes elementos estructurales.

2.1.2 En el ámbito Nacional

Peña, W (2017), en el resumen indica que:

El correcto comportamiento de la fibra de carbono como material bajo las condiciones en las que se encuentra el proyecto analizado. Asimismo la precisión del reforzamiento con el motivo de corroborar la resistencia y el estado en el que se encuentra el material en el momento de estar en su etapa de servicio. Además la comprobación de las propiedades por medio de ensayos tanto a comprensión como a flexión las cuales reflejarán los beneficios en las estructuras con la aplicación de las láminas en el reforzamiento de vigas de concreto reforzado. (p.7)

Teniendo como resultado a través de las pruebas y el reforzamiento un incremento de carga a la estructura que permite una mayor resistencia, mayor rigidez y flexión a la edificación especialmente las vigas de concreto reforzado.

Esta tesis nos ayuda a comprender que mediante ensayos de laboratorio, las propiedades de la fibra de carbono en los elementos utilizados y corroborar las especificaciones técnicas y su eficacia del material para el reforzamiento en las edificaciones.

Flores, J (2015), en el resumen indica que:

Los resultados bajo estudios teóricos como Kent y Park (Esfuerzo-Deformación) y Liam y Teng (DAfStb) con el comportamiento de elementos de concreto armado reforzados con fibras de carbono son correspondientes al estudio los cuales, los cálculos teóricos y los esfuerzos utilizados bajo los principales modelos son guías para la construcción y demostraciones de la

teoría aplicada del buen funcionamiento de las fibras de carbono en los elementos de concreto armado que dependiendo de la normativa ACI 440 y la E-030 , llegan a cumplirse con aceptación y genera un incremento de gran utilidad en concretos de bajas resistencias demostrando mejoras en la ductilidad de las secciones aplicadas las capas de fibras de carbono. (p.3)

Esta tesis nos ayuda a demostrar que las bases teóricas son efectivas en la utilización de las fibras de carbono en algún elemento estructural con la obtención de buenos resultados que estos conllevan en las deficiencias que se pueden mostrar en un elemento estructural tanto en momento como curvatura.

Alegre, G (2017), en el resumen indica que:

Se realizó un estudio donde se empleara diferentes cuantías en las vigas de concreto armado para ser evaluadas mediante un análisis comparativo donde se estudiara el comportamiento elástico e inelástico de las vigas de concreto armado con fibras de carbonos mediante diagramas de momento – curvatura. (p.3)

Además, se determinara las ventajas y desventajas de esta metodología, para obtener una buena respuesta a la resistencia y a la ductilidad en las vigas en estudio. Es por ello que, al obtener resultados que favorecen el comportamiento a flexión y al corte, llegan a cumplir los requerimientos de las normativas. Por consiguiente al obtener la aceptación, podrá ser llevada a la etapa de servicio, el cual fue diseñado para mitigar los efectos, fallas producidas y causas de reforzamiento (patologías).

Esta tesis nos ayuda a conocer el comportamiento de la fibra de carbono en diferentes secciones de la viga de concreto armado estudiadas, dando como resultados el buen comportamiento a flexión y el aumento de su capacidad hasta en un 50% más con menor cuantía; y un 20% más con mayor cuantía, demostrando ventajas en su análisis y diseño, para el cumplimiento de los requerimientos de la Norma del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

2.2 Bases Teóricas:

2.2.1. Fibra de Carbono

Llano Uribe, C (2009) menciona que “El nombre de fibra de carbono es otorgado porque contiene hilos compuestos de mini filamentos de carbono, con diámetros entre 5 y 10 μm ” (p.4). Los átomos de carbono están unidos entre sí en cristales que son más o menos alineados en paralelo al eje longitudinal de la fibra.

Moncayo, M. *et al.* (2016) mencionan que la composición atómica de la fibra de carbono es cercana al grafito. En el grafito los microfilamentos o placas de carbono se colocan ordenadamente unas sobre otras y se entrelazan con fuerzas débiles, por lo que el grafito es blando y muchas veces transparente. En el caso de la fibra de carbono, miles de microfilamentos se apilan de manera desordenada y densa, lo que le da gran resistencia al material. (p.4)

Asimismo, la fibra de carbono debido a que su componente más importante el PAN (poliacrilonitrilo), proveniente del petróleo, el cual conforman para su elaboración de las fibras de carbono, estos adquiere una resistencia, capacidad al impacto y múltiples características importantes:

Bolufe, P (2007) menciona que “la fibra de carbono es 10 veces más resistente que el acero, es un material muy liviano, como el plástico, con una densidad de 1.750 kg/m^3 ” (p.4).

La fibra de carbono, es de peso ligero, no corrosivo, y exhiben alta resistencia a la tracción. Estos materiales están fácilmente disponibles en varias formas, que van desde los laminados hechos en fábrica para secar hojas de fibras que pueden ser envueltos para conformarse a la geometría de una estructura antes de añadir la resina de polímero. Los relativamente delgados perfiles de sistemas FRP curados son a menudo deseables en aplicaciones donde la estética o el acceso es una preocupación. (ACI, 2005, p.5)

2.2.2. Propiedades de la fibra de carbono

Al conocer la composición de las fibras de carbono y su manera en la que se da su elaboración para obtener el material de reforzamiento estructural, que llevado a comprobación de momentos de impacto, se puede verificar sus propiedades y capacidades que son relacionados con los materiales que los constituye.

- La poca densidad de la fibra de carbono hace que dicho material sea un elemento más liviano igualmente como otros materiales compuestos. La variación comúnmente del rango estimado es de 1.8 - 2.2 g/cm³.
- Adquiere una cifra de dilatación reducida, la cual permite gran permanencia dimensional en la estructura y una alta conductividad térmica.
- Posee la capacidad de conducir energía, ya que presenta una baja conductividad térmica en su estructura.
- Aislamiento.
- Resistencia a los cambios de la temperatura permitiendo mantener su forma original.
- Resistencia a los ambientes alcalinos y a los ambientes externos que son altamente susceptibles a la corrosión.
- De una sección delgada, se puede cruzar y traslapar fácilmente. Cambios de diseño y fácil instalación.
- Posee una alta resistencia mecánica y un alto módulo de elasticidad.
- Posee una alta rigidez en comparación al acero.
- Es más resistente a la fatiga.

Es por ello que la fibra de carbono es considerado uno de los materiales compuestos más prometedores en cuanto al futuro de la construcción, ya que según Simon Kin (2018) indicó que “La fibra de carbono y otros materiales compuestos son de alto rendimiento, lo que significa que pesan muy poco pero pueden soportar muchísimo peso” (p.1).

2.2.3. Componentes de la fibra de carbono

ACI (2005), menciona que “los materiales compuestos hechos de fibras en una resina polimérica, también conocidas como polímeros reforzados con fibra (FRP), han surgido como una alternativa a los materiales tradicionales para la reparación y la rehabilitación” (p.5). Para los fines de este documento, un sistema de FRP se define como las fibras y resinas utilizadas para crear el laminado de material compuesto, todas las resinas aplicables utilizadas para unir al sustrato de concreto, y todos los revestimientos aplicados utilizados para proteger los materiales constituyentes.

Recubrimientos utilizados exclusivamente por razones estéticas no se consideran parte de un sistema de FRP.

Moncayo, M. *et al.* (2016) menciona que “el componente más importante de la fibra de carbono es el PAN (poliacrilonitrilo). Los hilos de PAN son filamentos finos y largos de átomos de carbono entrelazados, conforman la fibra de carbono” (p.4).

El petróleo se encuentra constituido principalmente de carbono, el cual procede de una fuente de fósiles orgánicos, por lo que, la mayoría de los componentes de la fibra de carbono provienen del petróleo.

El segundo componente básico importante de la fibra de carbono es la resina, siendo la más utilizada la resina epóxica, el diglicidileter de bisfenol, cuya dureza supera a la de otras como las de poliéster y viniléster, es por ello que puede desempeñarse a temperaturas demasiado altas (más de 180° C). Asimismo, posee buena adherencia frente a los sustratos, así como baja concentración durante la polimerización. Adicionalmente a ello, podemos decir que es resistente a los ataques de la corrosión y agentes químicos.

La función de la resina es de protegerlas contra las condiciones ambientales llamados también agentes mecánicos que pueden causarles daños y el de evitar que la estructura se pandee.

La importancia de los componentes de la fibra de carbono, es que absorben los esfuerzos de tracción en dirección axial a las mismas y en dirección perpendicular a la dirección de las fibras, funcionan resistentemente

2.2.4. Evaluación estructural

La Evaluación Estructural es un proceso en el cual mediante evidencia de patologías en un elemento estructural o estructura completa, es sometido a análisis y comparación de las normas y especificaciones, el cual debe cumplir todo los requerimientos que necesita para ser aceptada y que llegue a cumplir el comportamiento deseado para la cual fue diseñado y construido.

Para elaborar una evaluación estructural se necesita de realizar múltiples ensayos e información que permitan obtener una respuesta y diagnóstico de la patología o daño que conlleva el elemento o estructura completa a ser evaluado,

conlleva un conjunto de procesos que debe ser considerada al momento de realizar una evaluación estructural, SIKa menciona los siguientes ensayos:

- Revisión de información disponible
- Toma de mediciones y fotografías
- Inspecciones de fisuras y grietas
- Evaluación y monitoreo de fisuras y grietas
- Evaluación de la resistencia del concreto existente
- Chequeo del acero de refuerzo
- Verificación de la cimentación
- Medición vibraciones ambientales

Una vez teniendo en cuenta estos conjuntos de ensayos e información obtenida se proceden a realizar una elaboración de modelos matemáticos, y finalizando con ello poder realizar una intervención de la estructura analizada y un control de aplicación y recepción, teniendo en cuenta que dichos modelos deben ser los más exactos posibles y dar respuesta estructural a la deficiencias que posee la estructura evaluada.

2.2.5. Reforzamiento estructural

Jácome, P (2016) define que “El reforzamiento de una estructura existente consiste en incrementar la capacidad de desempeño estructural. La necesidad de reforzar una estructura se debe al cambio en el tipo de uso ocupacional por lo cual la estructura no fue diseñada originalmente” (p.44). El reforzamiento de una estructura surge como una necesidad para hacer frente a una carencia resistente de la misma.

Rocafuerte, V (2014) indica que “El reforzamiento de una estructura se realiza cuando existen nuevas solicitaciones como errores en el diseño o defectuosa mano de obra durante el proceso constructivo” (p.3). Y hace mención lo siguiente:

- Actualización a nuevos reglamentos
- Cambio de uso resultante en incremento de cargas
- Diseño inadecuado
- Errores y defectos en la construcción
- Daños estructurales por eventos accidentales (sismos)
- Corrosión en el acero de refuerzo

- Eliminación total o parcial de elementos estructurales existentes

Los métodos de reforzamiento pueden causar cambios en la rigidez, ductilidad, y amortiguamiento de los edificios. Es por ello que estas propiedades deben ser tomadas en consideración cuando se modifica la capacidad de carga de la estructura.

2.2.6. Clasificación de métodos de reforzamiento estructural

Rocafuerte, V (2014) indica que la clasificación de los métodos de reforzamiento estructural es la siguiente:

1. Incremento de Resistencia
 - Adición de muros de cortantes
 - Adición de pórticos
 - Adición de muros laterales a las columnas
 - Adición de contravientos (armadura)
 - Refuerzo de vigas
 - Introducción de holguras, especialmente en muros cortos
2. Incremento de Ductilidad
 - Reducción de carga muerta
 - Adición de muros cortantes
 - Adición de contravientos
 - Refuerzo de vigas
3. Combinación de Resistencia y Ductilidad
 - Reforzamiento de la cimentación
 - Adición de muros laterales a las columnas
 - Reducción de carga muerta

2.2.7. Tipos de reforzamiento estructural

Según la evaluación estructural de un edificio, regularmente evidencian deficiencias en flexión y compresión ,en los diferentes elementos estructurales considerando el motivo de la evaluación, las cuales a los elementos estructurales que presentan deficiencias , se han aplicado métodos de reforzamiento convencionales y no convencionales, enfocado hacia los elementos estructurales en vigas, se han aplicado métodos de reforzamiento como:

- Encamisado de vigas
- Vigas postensadas
- Refuerzo con vigas de acero
- Reforzamiento con fibras de carbono

2.2.8. Refuerzo con fibra de carbono

SIKA brinda soluciones para el reforzamiento de edificios e infraestructuras ayudando a hacerlos más sostenibles, incluyendo soluciones duraderas y rentables.

El reforzamiento estructural con fibra de carbono de una obra puede servir para varios propósitos:

1. Regresar a las capacidades iniciales de la obra cuando:
 - Requiere refuerzo debido al posicionamiento incorrecto del acero.
 - Existe desgaste de la estructura debido a una descarga eléctrica, incendio, corrosión del acero o la apertura de una fisura.
2. Restaurar una obra para el cumplimiento de normas de seguridad:
 - Previsiones de aumento de tráfico
 - Nueva zonificación sísmica
3. Dar a la obra un nuevo uso mediante el aumento de su capacidad de carga o de cambio en su estructura.

Para estas aplicaciones críticas, los sistemas Sika ofrecen soluciones de reforzamiento con fibra de carbono, además de la facilidad de aplicación

debido a su ligereza, la garantía de una aprobación en muchos países y una evaluación de más de 15 años en muchos proyectos.

Sika presenta varias soluciones de construcción en base a:

- El tipo de estructura (edificio de viviendas, construcción industrial, estacionamiento, terraza, chimenea, piscina, ascensor).
- El tipo de esfuerzo a realizar.

2.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio (teorías modelo)

2.3.1. Evaluación Estructural

La evaluación estructural es muy compleja de estandarizar un conjunto de procedimientos que permitan garantizar el éxito o exactitud del diagnóstico a la estructura a evaluar, pero existen criterios que pueden ayudar a aumentar el éxito de una buena evaluación estructural ante la existencia de las diferentes patologías o problemas estructurales que se puedan presentar.

I. Recopilación de datos:

- Ubicación y descripción del proyecto.
- Observación de las patologías (daños estructurales y no estructurales) que se encuentran en la estructura completa.
- Inspección mediante verificación ocular (Visita a campo).
- Clasificación de daños estructurales y no estructurales mediante un risk list (lista de riesgo).
- Juicio de expertos para la elaboración de un informe acerca de las posibles causas de fallas estructurales y patologías presentadas.

II. Verificación del estado de la estructura

- Conjunto de pruebas y ensayos destructivos y no destructivos que determinan el estado de servicio actual de la estructura.
- Corroboración de las especificaciones técnicas en las cuales fue diseñada.
- Determinar la viabilidad del proyecto para la toma de decisiones.
- Juicio de expertos para la elaboración de un informe sobre el diagnóstico preliminar del estado de la estructura.

III. Elaboración de modelos matemáticos.

- Diseño de modelo matemático del estado actual de la estructura y comparación

con los límites de las normativas en las que fue diseñada.

- Verificación del cumplimiento y no cumplimiento de la norma en la que fue diseñada y en el caso de actualización de las normativas vigentes.
- Juicio de expertos para el diagnóstico final y toma de decisiones de la metodología de reparación y reforzamiento.

IV. Reforzamiento estructural

- Recopilación de datos e informes del diagnóstico final y procedimientos de las metodologías de reparación y reforzamiento a ejecutar.
- Preparación de los elementos a reforzar (reparación).
- Reforzamiento de los elementos que presentan deficiencias en su estado de servicio.

2.3.2. Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto (ACI 562).

El ACI-562, es una Norma que nos indica el correcto procedimiento de Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto y la importancia que ha venido teniendo en los últimos años, así como los procesos que se deben de seguir, para tener un mayor índice de éxito a la hora de reforzar un edificio y recuperar o aumentar las capacidades con las que fue diseñada.

El ACI-562, propone 5 procesos en la Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto:

- a) Investigación de la Estructura, determina la condición buena, regular y mala de la Estructura. En ella se revisa toda la información disponible (planos) y las condiciones existentes (Investigación de campo);
- b) Diagnóstico de los problemas, encuentra las causas de los problemas que se presentan en la Estructura. En ella se establece las deficiencias y el efecto de las mismas en la seguridad de la estructura, identificando los elementos a reparar;
- c) Determinación de las acciones de intervención, establece el grado de intervención de la Estructura, en ella se establece todas las alternativas para determinar la viabilidad de la reparación y reforzamiento estructural (No hacer nada, Reevaluar, Reparar, Reforzar, Reconstruir y Demoler);

- d) Implementación de las acciones de intervención, menciona que se debe tratar todas las causas que han ocasionado los problemas en la Estructura. En ella se prepara todos los documentos, se realiza la mejor opción para realizar el proyecto y la supervisión de esta;
- e) Preparación de un programa de mantenimiento, en el cual se debe extender la vida de servicio con la que fue diseñada inicialmente. En ella se establece un programa de mantenimiento del proyecto (inspecciones periódicas) y reducir costos futuros en futuras reparaciones. Ver en la Figura 2.



Figura 2: Secuencia para una correcta evaluación

Fuente: Elaboración Propia

2.3.3. Guía de Diseño y Construcción Sistema de FRP para fortalecimiento de concreto (ACI 440.2R-08).

El Sistema FRP (polímeros reforzados con fibras) es de material de peso ligero, no corrosivo; el cual presenta una alta resistencia a la tracción en una estructura, el cual se puede utilizar para la rehabilitación o la restauración de la fuerza de un elemento estructural deteriorado. Para la aplicación de este sistema se debe realizar una evaluación del estado de la estructura existente para poder identificar las deficiencias y las causas, y la condición en la que se encuentra la zona de estudio.

1. Consideraciones General de Diseño:

Los sistemas FRP dan como principal consideración y aceptación el ser diseñado para resistir fuerzas a tracción que mediante un correcto uso e instalación del FRP, así como la adherencia al concreto armado a reforzar dan un resultado muy favorables, cumpliendo con su enfoque de seguridad para los estados límites (deflexiones y agrietamientos) y estados últimos (tensión y fatiga)

a. Consideraciones de Selección de Recubrimiento de Protección.

Las consideraciones para seleccionar el grosor y tipo de recubrimiento se basa del material compuesto a reforzar, teniendo en cuenta la resistencia ambientales en las

que se encuentra tales como la humedad, agua salada, temperaturas extrema, fuego, impacto y exposición UV, de gran importancia conocer el recubrimiento debido que el cumplimiento de toda estas consideraciones hacen que el resultado FRP sea mayor y con índice de éxito mayor. Ver en la Tabla 1.

Tabla 1: Factor de reducción ambiental para varios sistemas de FRP y condiciones de exposición

Exposure conditions	Fiber type	Environmental reduction factor C_E
Interior exposure	Carbon	0.95
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
Aggressive environment (chemical plants and wastewater treatment plants)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

Fuente: Guía de Diseño y Construcción Sistema de FRP para fortalecimiento de concreto (ACI 440.2R-08).

Donde se recomienda a que periódicamente se revise y se de mantenimiento para asegurar la eficiencia del revestimiento.

b. Propiedades de Diseño de los materiales

Debido a la incertidumbre de las condiciones ambientales y la exposición a largo plazo en los diferentes entornos puede reducir las propiedades a tracción y rotura por fluencia y la resistencia a la fatiga de las láminas FRP, por lo cual la resistencia de diseño final a tracción se debe determinar usando el factor de reducción ambiental dado en la Tabla N y empleando la siguiente formula:

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \dots\dots\dots(1)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \dots\dots\dots(2)$$

Dónde:

C_E = factor de reducción ambiental

f_{fu}^* = máxima resistencia a la tracción del material FRP según lo informado por el fabricante, psi (MPa)

ε_{fu}^* = tensión máxima de ruptura del refuerzo de FRP (mm/mm)

f_{fu} = diseñar la máxima resistencia a la tracción de FRP, psi (MPa)

ϵ_{fu} = diseño de rotura de tensión de refuerzo de FRP (mm/mm)

c. Resistencia Nominal (VIGAS)

La resistencia a la flexión nominal de los elementos de concreto reforzado con FRP, se pueden determinar mediante compatibilidades de diferentes características y estados conocidos en el comportamiento de la aplicación de FRP en elementos de concreto reforzado, salvo en los elementos con acero pretensado sin adherencia que no aplica dicho procedimiento.

- Modos de Fallo:

Uno de los principales fundamentos que se debe cuidar al momento de diseñar y utilizar el sistema FRP es la adherencia, la cual para producir su pérdida y minimizar su presencia en la ejecución del sistema FRP se utiliza la siguiente formula:

$$\epsilon_{fd} = 0.083 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0.9\epsilon_{fu} \text{ in.-lb units} \dots\dots\dots(3)$$

$$\epsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0.9\epsilon_{fu} \text{ in SI units} \dots\dots\dots(4)$$

Dónde:

ϵ_{fd} = deformación de unión de refuerzo de FRP unido externamente (mm/mm)

f'_c = resistencia del concreto (Mpa)

n = número de capas de refuerzo FRP

E_f = módulo de elasticidad a la tracción del hormigón, psi (Mpa)

t_f = espesor nominal de una capa de refuerzo de FRP (mm)

- Nivel de deformación en el refuerzo FRP:

La determinación de deformación en el refuerzo FRP, se rige por su material lineal elástico y el nivel de deformación que alcanza en su máxima tensión hasta la ruptura. El nivel de tensiones efectivas en el esfuerzo FRP en el estado límite último se da mediante la fórmula:

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_f - C}{C} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd} \dots\dots\dots(5)$$

Dónde:

ε_{fe} = Nivel efectivo de deformación en el refuerzo de FRP alcanzado en la falla, psi (mm/mm).

ε_{cu} = máx. Deformación axial del hormigón no confinado correspondiente a $0.85f'_c$ o tensión máx. Utilizable de concreto no confinado que puede ocurrir a $0.85f'_c$ o 0.003, dependiendo de la curva de esfuerzo- deformación obtenida.

d_f = profundidad efectiva del refuerzo de flexión FRP, psi (mm).

C = distancia de la fibra de compresión máxima al neutro (mm).

ε_{bi} = nivel de deformación en sustrato de concreto al momento de la instalación de FRP, psi (mm/mm).

- Nivel de esfuerzo en el refuerzo FRP:

Determina el nivel de tensión máxima que puede alcanzar el refuerzo FRP antes del fallo a la flexión de la sección suponiendo este un comportamiento perfectamente elástico.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \dots \dots \dots (6)$$

Dónde:

f_{fe} = estrés efectivo en la FRP; nivel de estrés obtenido en la falla de la sección, psi (MPa).

E_f = módulo de elasticidad a la tracción de FRP, psi (MPa).

- Factor de reducción de la fuerza:

Uno de las principales consecuencias al emplear el sistema FRP, el cual permite el aumento de flexión de los elementos de concreto reforzado es la reducción de su ductilidad, el cual en algunos casos son insignificantes pero en otras secciones que experimentan la pérdida de su ductilidad deben ser tratada. Por ello para mantener el grado de ductilidad se debe revisar el nivel de deformación en el acero en el estado último. Ver en la Figura 3.

$$\phi = \begin{cases} 0.90 \text{ for } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\varepsilon_t - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} \text{ for } \varepsilon_{xy} < \varepsilon_t < 0.005 \dots \dots \dots (7) \\ 0.65 \text{ for } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

Dónde:

ϵ_t = red de fuerza de tensión en tensión extrema del acero de refuerzo nominal (mm/mm).

ϕ = factor de reducción de fuerza.

ϵ_{s_y} = deformación correspondiente al límite elástico del refuerzo de acero no pretensado.

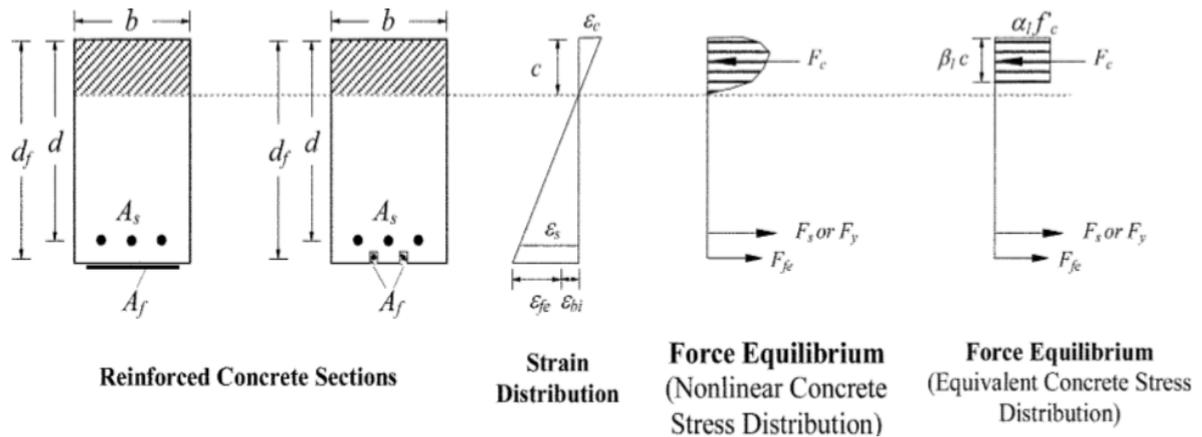


Figura 3: Comportamiento de la viga

Fuente: Guía de Diseño y Construcción Sistema de FRP para fortalecimiento de concreto (ACI 440.2R-08).

2.3.4. Norma Técnica de Edificación E020 Cargas

La Norma E020, se ha desarrollado con el objetivo de que las edificaciones, puedan tener la capacidad de resistir cargas (cargas vivas, cargas muertas y otras cargas) que actúan en las estructuras, es por ello que, el esfuerzo que estas causan, no exceda la cantidad permisible ya que las cargas que se asumen deben ser menor que las mínimas establecidas en dicha norma. Para ello se tomará en consideración lo siguiente:

I. Carga Muerta

Se considera el peso real que ejercen los materiales, dispositivos de servicio y equipos y tabiques (peso muerto) que actúan en la edificación, pesos que son hallados en base a los pesos unitarios de cada material establecido en la norma e020.

Cuando la distribución de los tabiques se desconozca, se hace uso de las cargas mínimas mencionadas en la siguiente tabla. Ver en la Tabla 2.

Tabla 2: Cargas mínimas repartidas equivalentes a la tabiquería

Peso del Tabique (Kg/m)	Carga Equivalente (Kg/m ²) a ser añadida a la carga muerta.
74 ó menos	30
75 a 149	60
150 a 249	90
250 a 399	150
400 a 549	210
550 a 699	270
700 a 849	330
850 a 1000	390

Fuente: Norma E020

Es por ello que, para la presente tesis se tomará en cuenta los siguientes valores para la carga muerta:

- Carga adicional = 0.10 ton/m²
- Acabados de tabiquería = 0.27 ton/m²

II. Carga Viva

a) Carga Viva del Piso

- Carga Viva Mínima Repartida. - Se usa los valores como mínimo para diferentes tipos de uso u ocupación mencionadas como se muestra a continuación en la Tabla 3.

Tabla 3: Cargas vivas mínimas repartidas (Continua)

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

Fuente: Norma E020

Tabla 3: Cargas vivas mínimas repartidas

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS (Kg/m²)
Salas Públicas - de acuerdo a lugares de asamblea	
Almacenaje y servicios	500
Corredores y escaleras	400
Industria Ver 3.2.3	
Instituciones Penales	
Zona de habitación	200
Zonas públicas - de acuerdo a lugares de asamblea	
Corredores y escaleras	400
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	300
Con asientos móviles	400
Salones de baile, restaurantes, museos y gimnasios.	400
Graderías y tribunas	500
Corredores y escaleras	500
Oficinas	
Exceptuando salas de archivo y computación	250
Salas de archivo	500
Salas de computación	350
Corredores y escaleras	400
Teatros	
Vestidores	200
Cuarto de Proyección	500
Escenario	750
Zonas Públicas – de acuerdo a lugares de asamblea	
Tiendas Ver 3.2.3	500
Corredores y escaleras	500
Viviendas	200
Corredores y escaleras	200

Fuente: Norma E020

Es por ello que, en la presente tesis, tomaremos en cuenta las siguientes cargas vivas para el desarrollo del modelo matemático:

- Estacionamientos: 250 kg/m²
- Viviendas: 200 kg/m²
- Pasadizos: 200 kg/m²
- Escaleras: 200 kg/m²
- Azotea: 100 kg/m²

2.3.5. Norma Técnica E030 Diseño Sismoresistente

La Norma E030, se ha desarrollado con la finalidad de que las construcciones ingenieriles (Edificaciones Esenciales, Edificaciones Importantes, Edificaciones Comunes y Edificaciones Temporales) busquen la sostenibilidad y seguridad de las

estructuras frente a los movimientos telúricos (sísmicos). La aplicación de la Norma E030 permite considerar criterios para el diseño de las obras de ingeniería, con el objetivo de que el comportamiento dinámico de la estructura sea exitoso y así poder reducir el impacto de las fuerzas sísmicas el cual puede garantizar la estabilidad y seguridad de la edificación. Para ello tomamos en cuenta lo siguiente:

I. La Zonificación:

Se basa en la distribución espacial de la sismicidad, las características de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos según la distancia epicentral en la que se encuentra el lugar de estudio. Ver en la Tabla 4.

Tabla 4: Factores de zona "Z"

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma E030

II. Condiciones Geotécnicas:

Se debe desarrollar un Estudio Mecánica de Suelos para determinar el tipo de suelo y las propiedades que presenta la zona de estudio ya que con ello se puede clasificar el tipo de perfil tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), el promedio ponderado de los N60 obtenidos mediante el ensayo de penetración estándar (SPT) según el tipo de suelo o promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u). Ver en la Tabla 5.

Tabla 5: Factor de Suelo "S"

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma E030

III. Parámetros del Sitio:

Se debe tomar en consideración el tipo de perfil que pueda describir las condiciones locales haciendo uso del factor de amplificación del Suelo (S) y los periodos (T_p y T_l), como se observa en la Tabla 6.

Tabla 6: Periodos " T_p " y " T_l "

PERÍODOS " 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 E030

IV. Factor de Amplificación Sísmica:

El Factor de Amplificación Sísmica (C) se puede definir según las características que posee la zona de estudio.

$$T < T_p \quad C = 2,5 \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$T_p < T < T_l \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_g}{T_l}\right) \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$T > T_l \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_g \cdot T_l}{T_l}\right) \quad \dots\dots\dots(10)$$

Dónde:

T_p = plataforma del factor C

T_l = inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante

C = Factor de Amplificación

V. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso:

La estructura se debe clasificar según la categoría a la que pertenece la edificación en estudio y con ello, poder determinar el factor de uso o importancia (U) en la que se encuentra, como se observa en la Tabla 7.

Tabla 7: Categorías de las edificaciones y factor "U"

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.</p> <p>También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Norma E030

VI. Sistemas estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas:

Los sistemas estructurales son clasificados según el tipo de material que se emplea y el sistema de estructuración sismo resistente en cada dirección de análisis en la edificación en estudio como se observa en la Tabla 8.

Tabla 8: Sistemas Estructurales

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

Fuente: Norma E030

VII. Regularidad Estructural:

Las estructuras se clasifican como:

- Regulares :

La configuración de la estructura presenta resistencia a las cargas laterales, es por ello que los factores I_a o I_p , es igual a 1.

- Irregulares :

La configuración de la estructura presenta una o más irregularidades, siendo el I_a el menor valor de la irregularidad existente en altura en las dos direcciones del análisis, como se observa en la Tabla 9.

Tabla 9: Irregularidades estructurales en la altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 23, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0,60

Fuente: Norma E030

; Y el I_p se determina siendo el menor valor de la irregularidad que existe en planta en las dos direcciones del análisis de la edificación en estudio. Ver en la Tabla 10.

Tabla 10: Irregularidades estructurales en planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,75
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,60
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	0,90

Fuente: Norma E030

VIII. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas:

El coeficiente de la Reducción de las fuerzas sísmicas se puede determinar como el producto del coeficiente R_o y de los factores I_a y I_p , el cual se puede obtener con lo siguiente:

$$R = R_o \times I_a \times I_p \dots\dots\dots (11)$$

Dónde:

R= Coeficiente de reducción

R_o= Coeficiente de reducción inicial

I_a y I_p = Irregularidad en altura y planta respectivamente

Asimismo, es necesario que se realice el mantenimiento adecuado periódicamente de acuerdo al uso que presentan y cuando se deba realizar las remodelaciones respectivas, deban ser revisadas de manera estructural, a fin de buscar la protección y seguridad de las personas.

2.3.6. Norma Técnica E060 Concreto Armado

La Norma E060 se ha desarrollado con la finalidad de determinar los requisitos y las exigencias mínimas que se emplearan para la evaluación, el diseño, los materiales, su construcción, el control de la calidad y la supervisión de las estructuras de concreto simple, pre esforzado y de concreto armado.

Las estructuras y los elementos estructurales deben diseñarse con la finalidad de obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), las cuales son calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se encuentren en esta Norma. Todas las secciones de estos elementos estructurales deben cumplir lo siguiente:

$$\phi R_n \geq R_u \dots\dots\dots (12)$$

Dónde:

R_n= Resistencia de diseño

R_u= Resistencia requerida

I. Resistencia Requerida

Para la presente tesis, se tomará en cuenta las siguientes combinaciones de carga:

- Estructuras de Concreto
- Combinaciones de cargas amplificadas:

$$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \dots\dots\dots (13)$$

$$1.25 \text{ CM} + 1.25 \text{ CV} \pm \text{CS} \dots\dots\dots (14)$$

$$0.90 \text{ CM} \pm \text{CS} \dots\dots\dots (15)$$

En donde:

CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

CS: Carga de Sismo

II. Resistencia de Diseño

Las Resistencias de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, debe tomarse en cuenta como la resistencia nominal calculada según los requisitos establecidos de dicha Norma, afectada por los factores de reducción de resistencia.

El factor de reducción de la resistencia (ϕ) a tomar en cuenta, es lo siguiente:

- Flexión sin carga axial = 0.90
- Carga axial y carga axial con flexión
 - a) Carga axial de tracción con o sin flexión = 0.9
- Cortante y torsión = 0.85
- Aplastamiento en el concreto(excepto zonas de anclajes de pos tensado) = 0.70
- Zonas de anclaje postensado = 0.85

III. Resistencia al Cortante

El diseño de las secciones transversales que se encuentran sometidas a fuerzas cortantes se basa en la siguiente relación:

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots(16)$$

Dónde:

V_u = Fuerza Cortante amplificada

V_n = Resistencia nominal al cortante

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

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(17)$$

Dónde:

V_c = Resistencia nominal al cortante del concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante del refuerzo de cortante

Siendo los valores que toma $\sqrt{f'c}$ no deben exceder 8.3 Mpa. Asimismo, se permite usar valores de $\sqrt{f'c}$ mayores a 8.3 Mpa al calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} para vigas de concreto preesforzado con refuerzo mínimo en el alma.

- Para elementos que se encuentren sometidos a compresión axial N_u se tomara en cuenta la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) b_w d \dots\dots\dots(18)$$

En donde:

N_u/A_g debe estar en MPa.

- Para los elementos que se encuentren a tracción axial significativa, el $V_c = 0$
- Para los elementos que estén sometidos únicamente a flexión y cortante se tomará en cuenta la siguiente relación:

$$V_c = \left(0.16 \sqrt{f'c} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d \dots\dots\dots(19)$$

La cual no debe ser mayor que $0.29 \sqrt{f'c} b_w d$. Asimismo tomar en cuenta que $V_u d/M_u$ no debe ser mayor que 1

- Para los elementos que se encuentren sometidos a compresión axial, se toma en cuenta la siguiente fórmula.

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h-d}{8}\right) \dots\dots\dots(20)$$

Sin embargo V_c no debe tomarse un valor mayor que el siguiente

$$V_c = 0.29 \sqrt{f'c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0.29 N_u}{A_g}} \dots\dots\dots(21)$$

Dónde:

N_u debe estar en MPa

- Para los elementos que se encuentren sometidos a tracción axial significativa se tomará en cuenta la siguiente formula:

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'c} \left(1 - \frac{0.29 N_u}{A_g}\right) b_w d \dots\dots\dots(22)$$

La cual no debe ser cero y N_u/A_g debe expresarse en MPa

Dónde:

U_n = Fuerza de tracción

2.3.7. Modelo de Hognestad (Grafica momento curvatura)

El modelo Hognestad (1955) es un modelo aceptado en el comportamiento del hormigón no confinado, el cual es aplicable en secciones circulares como rectangulares.

Dicho modelo está compuesto por dos tramos, el primero tramo se refiere a un tramo parabólico y por consiguiente el otro tramo se refiere a un tramo lineal que se logra extender hasta la mayor deformación unitaria, como se observa en la Figura 4.

La ecuación de la parábola se puede determinar con la siguiente expresión:

$$F_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (23)$$

Y en la ecuación de la recta, el esfuerzo se puede determinar con la siguiente expresión:

$$F'_c = 0.85 f'_c \dots \dots \dots (24)$$

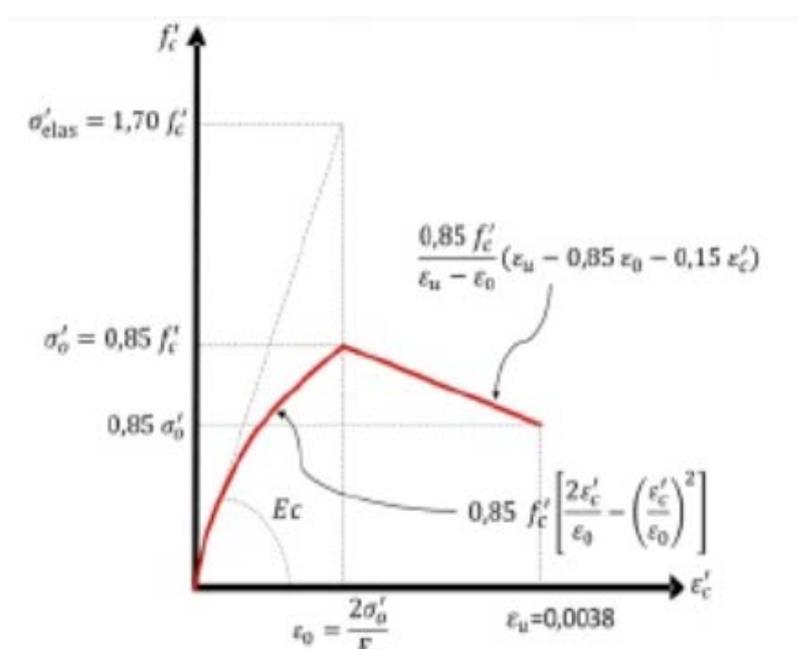


Figura 4: Diagrama de Hognestad

Fuente: UNAM

$$\sigma'_c = 0.85 \cdot f'_c \left[\frac{2\varepsilon'_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; \varepsilon'_c < \varepsilon_0 \quad (1) \dots \dots \dots (25)$$

$$\sigma'_c = \frac{0.85 \cdot f'_c}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} (\varepsilon_u - 0.85 \varepsilon_0 - 0.15 \varepsilon'_c); \varepsilon_0 \leq \varepsilon'_c \leq \varepsilon_u \quad (2) \dots \dots \dots (26)$$

Siendo:

F'_c : resistencia máxima de un hormigón ensayado en laboratorio

ϵ'_c : deformación en el punto i

ϵ_0 : deformación de rotura asociado a la máxima resistencia del hormigón igual a 0.002

E_c : módulo de elasticidad calculado como la relación $\sigma'_{elas} / \epsilon_0$

ϵ_u : máxima deformación del hormigón, considerada igual a 0,0038

2.3.8. Gestión de Costos

En la Gestión de Costos, Área de Conocimiento de la estructura del PMI, es una de las áreas más importantes y con mayor desafíos que se considera en el momento de evaluar un proyecto, la cual consta de varios procedimientos como la Estimación de costos, Presupuesto, Monitoreo y Control y embarcando todo ello el seguimiento día a día de los costos del proyecto, como se observa en la Figura 5.

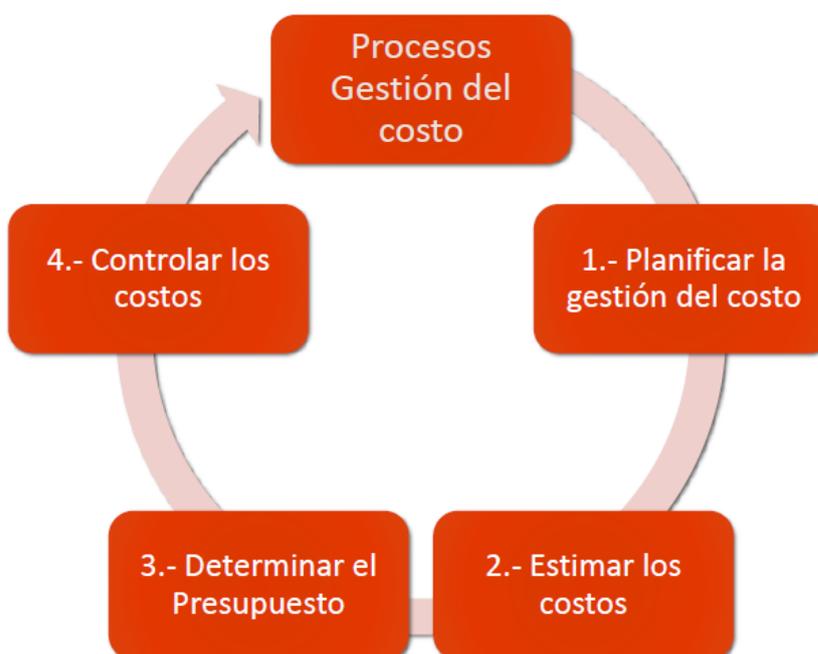


Figura 5: Evaluación de un proyecto

Fuente: Libro del PMBOK

Los desafíos de la Gestión de costos son diversos y se presentan de varios factores de las cuales las más importantes son:

- Cantidad de Stakeholders
- Calidad

- Disponibilidad de recursos
- Transporte de áreas remotas
- Cambio valor de la moneda.

Por lo cual, La Gestión de Costos incluye los procesos necesarios con la finalidad que el proyecto se complete dentro del presupuesto aprobado.

1.- Planificar la Gestión del Costo:

Describe de qué manera se planificara, estructurara y controlara los costos del proyecto teniendo en consideración la Unidades de Medida, Nivel de Precisión y Nivel de Exactitud, a su vez, como primer proceso la Factibilidad del proyecto en referencia a costos y terminando con la ejecución del proyecto. Ver en la Figura 6.

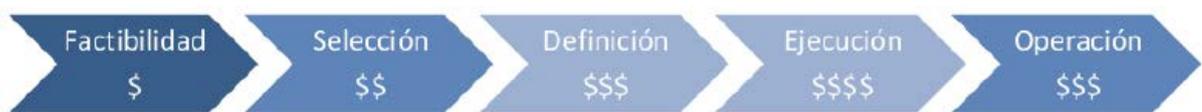


Figura 6: Costos del Ciclo de vida

Fuente: Libro del PMBOK

2.- Estimación del costo:

Consideración de procesos (información) para la aproximación de los recursos necesarios para las actividades del proyecto, variaciones y riesgos que como resultado dan un presupuesto, esto se da mediante estimación análogo y ascendente (proyectos anteriores y descomposición para mayor detalle), como se observa en la Figura 7.

<ul style="list-style-type: none"> ➤ Alcance ➤ Cronograma ➤ Recursos ➤ Plan costos ➤ Riesgos 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Estimaciones ➤ Reserva contingencias 	<p style="text-align: right;">A</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Costos estimados
---	---	--

Figura 7: Consideraciones de los procesos

Fuente: Libro del PMBOK

3.- Presupuesto

Son la suma de los costos estimados para la elaboración de todas las

actividades a realizar en el proyecto y contempla la aprobación en sus diferentes fases. Ver en la Figura 8.

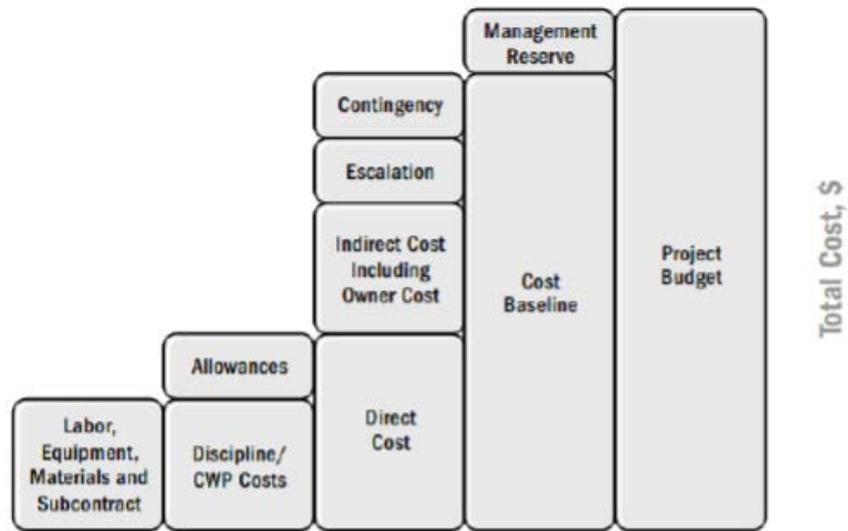


Figura 8: Componentes del presupuesto

Fuente: Libro del PMBOK

4.- Control del Costo

Es el proceso en donde realizar varias actividades de Verificación, Aseguramiento e Información de cambios que se presentan a lo largo del proyecto, esto también conlleva a la mejor elección de las alternativas que se presenta para el (desempeño), como se observa en la Figura 9.

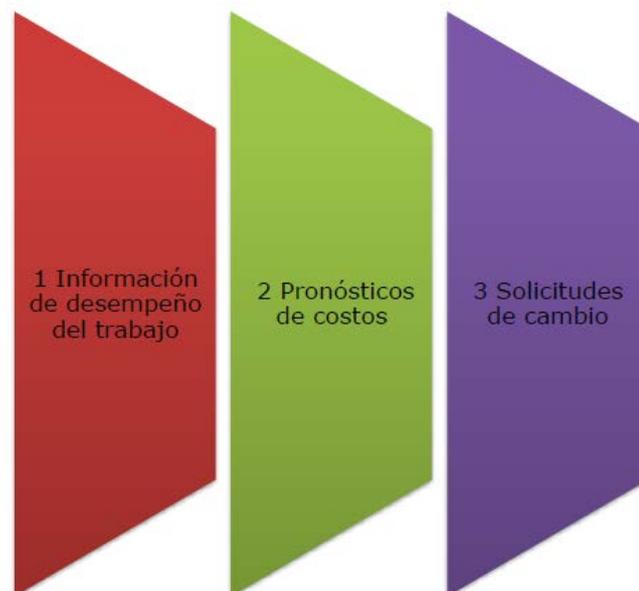


Figura 9: Proceso de verificación

Fuente: Libro del PMBOK

Es el procedimiento mediante el cual se recopila la información que se requiere para sustentar, teórica y conceptualmente el trabajo mediante el desarrollo de esquemas relacionados; que sirven de bosquejo de las ideas teóricas planteadas y como se desenvuelven entre ellas, la problemática y las variables.

2.4 Definición de términos básicos:

1. Polímero:

Son un conjunto de macromoléculas unidas que conforman las fibras de carbono y posee características termodinámicas.

2. Fibra de Carbono:

Material formado por fibras de 50-10 micras de diámetro, compuesto principalmente de átomos de carbono.

La fibra de carbono es un compuesto más ligero que el acero, con igual resistencia, inmune a la corrosión, que puede adoptar diversas formas y adaptarse a las necesidades de múltiples sectores.

3. Flexión:

Es el principal esfuerzo mecánico a tracción que posee una viga de concreto armado, donde indicara la verificación y capacidad de deformación

4. Fuerza Cortante:

Es el esfuerzo cortante interno de las tensiones que se generan en una viga de concreto armado al someterse a fuerzas de compresión.

5. Confinamiento:

Es el encerramiento o aislamiento de todas las aristas de una viga de concreto armado en el sector de máximas fuerzas cortante.

6. Ductilidad:

Capacidad de servicio en el punto de deformación del acero en el momento de la de laminación, desprendimiento o aplastamiento del concreto.

7. Viscosidad:

Es una medida de su resistencia a las deformaciones graduales producidas por tensiones cortantes o tensiones de tracción

8. Stakeholders:

Personas interesadas e involucradas en un proyecto en su etapa de inicio, planificación, ejecución y termino.

9. ACI 44..2R-08:

Método de diseño con FRP desarrollado por el American Concrete Institute.

10. Fallas Estructurales:

Es la deficiencia de la capacidad de un elemento estructural y la pérdida de su desempeño esperado o diseñado.

11. Reforzamiento estructural:

Es el aumento de la capacidad de un elemento estructural e incremento de las propiedades mecánicas.

12. Epóxico:

Es una resina de material viscoso, el cual permite la adhesión de componentes diferentes en un mismo elemento estructural.

13. Fluencia Plástica:

Resistencia en donde se alcanza la máxima deformación por fluencia o máxima resistencia a la fatiga.

14. Desempeño:

Capacidad de Respuesta ante los esfuerzos sometidos bajo tensión en vigas de concreto armado.

15. Patología Estructural:

Fallas o deficiencias que se ponen en manifiesto en los elementos estructurales que se presentan a causa de múltiples factores como por ejemplo: mal diseño, mala ejecución, agentes climáticos, etc.

CAPITULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis General

La aplicación de fibras de carbono es la mejor alternativa técnica y económica como método de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz.

3.1.2 Hipótesis Específicas:

- a) La evaluación estructural permite conocer la viabilidad del reforzamiento estructural en Edificio Multifamiliar Huaraz en presencia de patologías y deficiencias constructivas.
- b) La aplicación de fibras de carbono aumenta su capacidad de resistencia en las vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz.
- c) La evaluación económica da a conocer que el uso de fibras de carbono es la mejor alternativa como sistema de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz frente al encamisado o ensanchamiento.

3.2 Definición conceptual de Variables

3.2.1 Variable Dependiente:

La variable independiente es la fibra de carbono debido a que es el motivo de estudio y solución de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado encontrados en el edificio multifamiliar existente. Asimismo, dicha variable es de tipo cualitativa.

3.2.2 Variable Independiente:

La variable dependiente es la viga de concreto armado, que corresponde al componente medido para determinar diferentes factores, el cual permite establecer que la aplicación de fibras de carbono es la mejor alternativa.

3.3 Operacionalización de variables

Tabla 11: Operacionalización de variables

HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	ESCALA
La aplicación de fibras de carbono es la mejor alternativa como método de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado técnico y económico	VD. Fibra de carbono	Resistencia	Alta Media Baja
La evaluación estructural permite conocer la viabilidad del reforzamiento estructural en Edificio Multifamiliar Huaraz en presencia de patologías y deficiencias constructivas.	VI. Vigas de Concreto Armado	Viabilidad	Aceptable No Aceptable
La aplicación de fibras de carbono aumenta su capacidad de resistencia en las vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz.		Flexión Cortante Tracción	Aceptable No Aceptable
La evaluación económica da a conocer que el uso de fibras de carbono es la mejor alternativa como sistema de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz frente al encamisado o ensanchamiento.		Utilidad	Positivo Negativo Neutro

Fuente: Elaboración Propia

CAPITULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Método de Investigación

El método de investigación de la presente tesis fue de un enfoque mixto; es decir, es la integración de dos metodologías, cualitativa y cuantitativa, por un lado tendremos la recopilación de datos para la obtención de los resultados obtenidos gracias a la hoja de cálculo y de software, y por otro lado, dichos resultados se verán reflejados al analizarlo mediante la gestión de costos el cual es un comparativo de metodologías, con la finalidad de tener una alternativa rentable.

4.2. Tipos de Investigación

El tipo de investigación de la presente tesis fue aplicada y correlacional; ya que propone una solución y/o alternativa para el reforzamiento estructural haciendo uso de las fibras de carbono, siendo este uno de los materiales más prometedores en cuanto al futuro de la construcción, ya que en base a las propiedades y características que este material presenta, podemos reforzar la estructura sin modificarlo arquitectónicamente y además en lugares de poca accesibilidad.

4.3. Nivel de investigación

El nivel de investigación de la presente tesis fue correlacional puesto que describe como la fibra de carbono actúa de manera positiva en las vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz; y como al emplear dicho material, beneficia a la resistencia de su estructura frente a agentes internos y externos que puedan impactarlo.

4.4. Diseño de investigación

El tipo de diseño de la investigación fue no experimental ya que las variables independientes no serán manipuladas porque se observan tal y como se ha dado en su contexto real ya que las vigas de concreto armado ya se encuentran diseñadas.

4.4.1. Población de estudio

Todos los edificios multifamiliares del distrito de Breña que presentan patologías en vigas de concreto armado.

4.4.2. Diseño Muestral

El Edificio Multifamiliar Huaraz distrito de Breña, ubicado en la calle Huaraz N°1237.

4.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

4.5.1. Métodos y técnicas para la recolección de datos

Se revisarán las normativas actualizadas acerca del reforzamiento estructural con fibras de carbono, según lo establecido en el ACI 440.2R – 08, E020, E030, E060; y con ello según las especificaciones determinaremos las variables, para el análisis respectivo.

4.5.2. Instrumentos de recolección de datos

El instrumento de recolección será la base de datos de la empresa constructora CCG incluyendo el cronograma y presupuestos y las pruebas de diamantina y esclerómetro para la recolección de datos por la empresa MASTERLEM SAC , quien ejecuto el reforzamiento estructural del edificio multifamiliar estudiado, y el juicio de expertos de los involucrados sobre el reforzamiento estructural con fibras de carbono, así como las normativas vigentes y especificaciones técnicas que se desarrolló en el proyecto. Además, la realización de una evaluación económica bajo lineamientos de gestión, teniendo en cuenta que los resultados obtenidos serán con el apoyo del software como el SikacarboDur y Etabs 2017 versión 17.0.1 que se emplea en más de 10 países.

4.6. Técnicas para el procedimiento y análisis de la información

Realizaremos un análisis descriptivo mediante gráficos, ya que con los resultados obtenidos en la evaluación técnica y económica, se podrá clasificar y demostrar bajo las diferentes circunstancias la veracidad del proyecto.

El reforzamiento estructural y el empleo de la fibra de carbono es la mejor alternativa teniendo en cuenta la viabilidad y la evaluación estructural del proyecto. Asimismo los resultados obtenidos bajo el uso del software SikacarboDur y el Etabs 2017 versión 17.0.1 se encuentran garantizadas con la licencia de Consorcio Condominio de los Girasoles.

CAPITULO V: DESARROLLO DE LA INVESTIGACION

5.1. Evaluación Estructural

5.1.1. Recopilación de datos

a) Ubicación y Descripción del proyecto:

El Edificio Multifamiliar Huaraz se encuentra ubicada en:

Calle: Huaraz N°127

Distrito: Breña

Provincia: Lima

Departamento: Lima

Ver en la Figura 10.

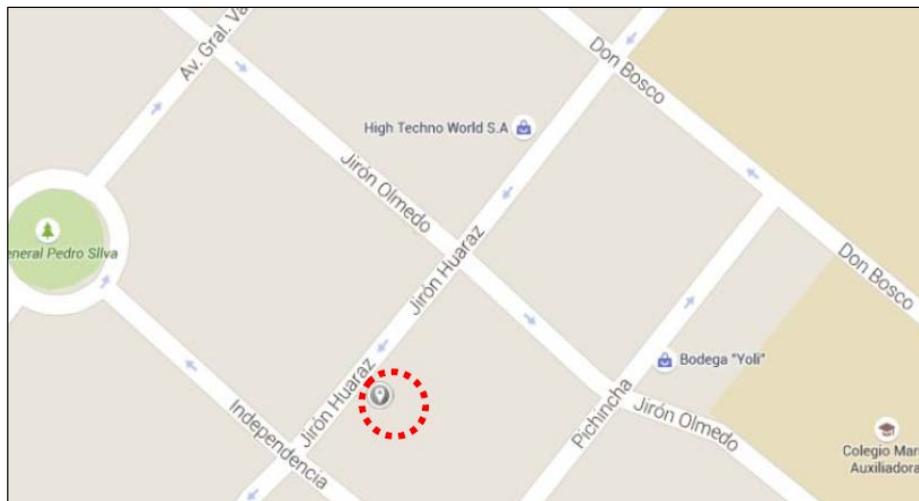


Figura 10: Ubicación del Edificio Multifamiliar Huaraz

Fuente: GoogleMap

El Edificio Multifamiliar “Huaraz” posee dos bloques (bloque A y bloque B) las cuales se encuentran conectadas por la caja del ascensor. El bloque A es de 15 pisos y el bloque B tiene 12 pisos. La altura del entrepiso de los bloques A y B es típico de 2.50 m. El sistema estructural del edificio es a porticado y está compuesto por muros estructurales con espesores de 20 cm, 25cm y 30cm.

Asimismo, la configuración estructural en ambos bloques es irregular

El edificio posee las siguientes características de los diferentes elementos estructurales que lo componen:

- Columnas: (40 cm x 65 cm) – (25 cm x 65 cm)
- Vigas principales: (25 cm x 50 cm)
- Aligerados : e=20cm

Como se observa en la Figura 11 y 12.



Figura 11: Vista en elevación del Edificio Huaraz
Fuente: Elaboración Propia



Figura 12: Vista lateral del Edificio Huaraz
Fuente: Elaboración Propia

b) Observación de las patologías

Desde las visitas de inspección, se detectó que en el Edificio Multifamiliar Huaraz presenta patologías en las vigas de concreto armado debido al mal proceso constructivo que ha tenido la estructura en su etapa de construcción, dicha patología se mencionará a continuación y se visualizarán a continuación, como se observa en la Figura 13, 14, 15, 16,17.

- Cangrejeras
- Incrustaciones de madera
- Exposición de tubos
- Acero expuesto
- Grietas



Figura 13: Cangrejeras en vigas de concreto

Fuente: Elaboración Propia



Figura 14: Madera incrustada en la viga

Fuente: Elaboración Propia



Figura 15: Exposición de tubería en vigas

Fuente: Elaboración Propia



Figura 16: Exposición de Acero en vigas

Fuente: Elaboración Propia



Figura 17: Grietas en las vigas

Fuente: Elaboración Propia

c) Clasificación de Daños estructurales y No estructurales. Ver en Tabla 12

Tabla 12: Asignación de Riesgos

Formato para asignar los riesgos										
1. NÚMERO Y FECHA DEL DOCUMENTO		Número	1		2. DATOS GENERALES DEL PROYECTO			Nombre del Proyecto	EDIFICIO MULTIFAMILIAR "HUARAZ"	
		Fecha	3/08/2019					Ubicación Geográfica	CALLE HUARAZ N°1237	
3. INFORMACIÓN DEL RIESGO			4 PLAN DE RESPUESTA A LOS RIESGOS							
			4.1 ESTRATEGIA SELECCIONADA					4.2 ACCIONES A REALIZAR EN EL MARCO DEL PLAN		4.3 RIESGO ASIGNADO A
3.1 CÓDIGO DE RIESGO	3.2 DESCRIPCIÓN DEL RIESGO	3.3 PRIORIDAD DEL RIESGO	Escalar Riesgo	Mitigar el riesgo	Evitar el riesgo	Aceptar el riesgo	Transferir el riesgo			Entidad
R001	PRESENTACION DE CANGREJERAS EN VIGAS	Alta Prioridad				x			Limpieza de impurezas,inyección de resina epóxica y reforzamiento con fibra de carbono	x
R002	INCRUSTACIÓN DE MADERA EN LAS VIGAS	Alta Prioridad				x			Limpieza de impurezas,inyección de resina epóxica y reforzamiento con fibra de carbono	x
R003	EXPOSICIÓN DE TUBERIAS EN LAS VIGAS	Alta Prioridad				x			Limpieza de impurezas,inyección de resina epóxica y reforzamiento con fibra de carbono	x
R004	ACERO EXPUESTO EN LAS VIGAS	Alta Prioridad				x			Limpieza de impurezas,inyección de resina epóxica y reforzamiento con fibra de carbono	x
R005	GRIETAS	Alta Prioridad				x			Sellado de Grietas o fisuras con resina epoxica	x

Fuente: Elaboración Propia

5.1.2. Verificación del Estado de la Estructura

a) Pruebas de Ensayos Destructivos y No destructivos

Se realizó dos pruebas no destructivas para garantizar el estado actual de la estructura en la que se encontraba para su debida evaluación estructural, siendo estas pruebas las siguientes:

- Pruebas con esclerómetro, nos ayuda a verificar la homogeneidad que posee el concreto con respecto a su resistencia, como se observa en la Figura 18.



Figura 18: Esclerómetro

Fuente: Acquascan

- Pruebas con escáner de acero, el cual nos permite localizar el acero aproximadamente y el diámetro correspondiente en las vigas de concreto armado, como se observa en la Figura 19.



Figura 19: Pacómetro

Fuente: Anclaf

En cuanto a las pruebas destructivas se optó por la diamantina, ensayo el cual garantiza conocer la resistencia del concreto en el elemento estructural (viga de concreto armado), como se observa en la Figura 20.

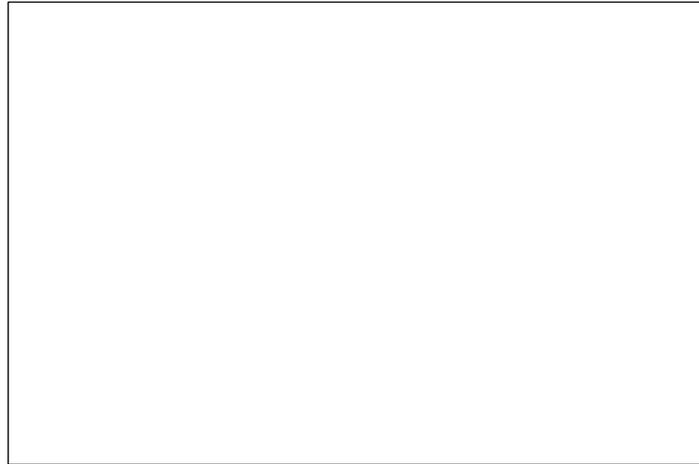


Figura 20: Ensayo de Diamantina

Fuente: Elaboración Propia

b) Especificaciones Técnicas

Según la obtención de resultados de la verificación del estado de la estructura bajo las pruebas destructivas y no destructivas se concluye lo siguiente:

- Los elementos estructurales de concreto armado no presenta uniformidad en el vaciado ya que se puede percibir en dichos elementos la falta de conexión entre ellos y una pésima configuración estructural.
- Presenta un incorrecto detallado de armadura de refuerzo a pesar de haber cumplido las especificaciones iniciales ya que se ha evidenciado la incorrecta distribución del acero tanto en los aceros verticales y horizontales ya que no se respetó lo indicado en los planos y a las deficiencias constructivas.
- La resistencia del concreto no corresponde a las especificaciones iniciales teniendo como resultado pruebas por debajo de lo requerido permitiendo una vulnerabilidad estructural gracias a ello se considerará para el modelo matemático una resistencia en las estructuras con $f'c = 210$ siendo este $f'c = 280$ la especificación inicial y recomendada por el proyectista.

c) Viabilidad del proyecto

La viabilidad del proyecto garantiza la continuidad o la no continuidad del proyecto, es quien decide si dicho proyecto es factible técnica y económicamente ya que nos permite saber si realizar el proyecto será beneficioso evaluando la rentabilidad, como se observa en la Tabla 13 y 14.

Tabla 13: Evaluación de viabilidad

Proyecto	Ubicación del Proyecto	Área construida	n° pisos:	Costo de Terreno + Costos Adm	Costo Inicial (construcción) (s/.)	Costo de reforzamiento (s/.)	Costo x m2 demolición (s/.)	Costo a demoler (s/.)	Costo total del proyecto reforzado (s/.)	Costo total del proyecto demolido (s/.)	Costo de venta x m2 (s/.)	Ganancia proyectada x m2 (s/.)
		(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)	(G)=(A) X (F)	(H)=(D) + (E)	(I)=(D) + (G)	(J)	(K)=(A) + (J) - (H)
Edificio Multifamiliar Huaraz	Breña	5405.04	15	S/. 5,775.79	S/. 11,593,810.80	S/. 1,588,347.80	S/. 120.00	S/. 648,604.80	S/. 13,182,158.60	S/. 12,242,415.60	S/. 3,656.40	S/. 6,580,829.66

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 14: Comparación de escenarios

	1	2	3
COSTO DEL TERRENO + GAST ADM	2,926,073.99	2,926,073.99	2,926,073.99
COSTO DE LA CONSTRUCCION	11,593,810.80	11,593,810.80	11,593,810.80
VENTA DE DEPARTAMENTOS		19,762,988.26	
SUB TOTAL	-14,519,884.79	5,243,103.47	-14,519,884.79
REFORZAMIENTO		1,588,347.80	
DEMOLICION			648,604.80
SUB TOTAL 2	-14,519,884.79	3,654,755.67	-15,168,489.59
VENDERLO	5,796,905.40		5,796,905.40
UTILIDAD	-8,722,979.39	3,654,755.67	-9,371,584.19

Donde:

- (1) : Construir y vender
- (2) : Construir, reforzar y vender dptos
- (3) : Construir, demoler y vender terreno

Fuente: Elaboración Propia

5.1.3. Elaboración de modelos matemáticos

I. Situación Actual

a) Diseño de modelo matemático

Se llevó a cabo el análisis estructural mediante un modelo matemático tridimensional con el software ETABS 2017, empleando los parámetros obtenidos de la Norma E030 y E020, con la finalidad de demostrar que realizando un análisis sísmoresistente, la estructura se mantiene firme o se expone a falla.

Para ello tomaremos en cuenta las siguientes consideraciones:

- ✓ Fluencia del acero corrugado : $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Resistencia a la compresión : $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Sobrecargas : Carga viva = 0.20 ton/m^2
Carga de tabiquería = 0.24 ton/m^2
Carga aligerado = 0.09 ton/m^2
Carga de acabados = 0.10 ton/m^2
- ✓ Zonificación Sísmica : $Z=0.45$
- ✓ Categoría : $C=1$
- ✓ Parámetros del Suelo : TIPO S , $S=1$, $T_p=0.4$, $T_l=2.5$
- ✓ Capacidad de carga del Suelo : 4.00 kg/cm^2
- ✓ Sistema estructural: Muros estructurales (Placas) $R_o=6$; $R=3.38$
- ✓ Configuración estructural : Irregular
- ✓ Coeficiente de reducción : $R=0.75$ X-X $R=0.75$ Y-Y
- ✓ Límite de distorsión lateral: $\Delta_i/h_i * 0.75 * R < 0.007$ (CONFORME)

Como se muestra en la Figura 21, 22, 23,24, 25, 26 y 27.

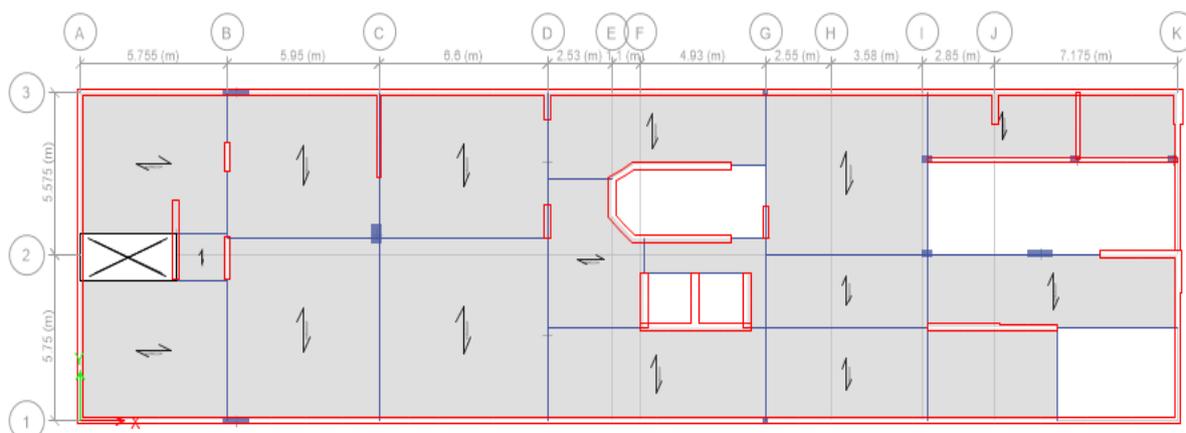


Figura 21: Planta del Semisótano

Fuente: Elaboración Propia

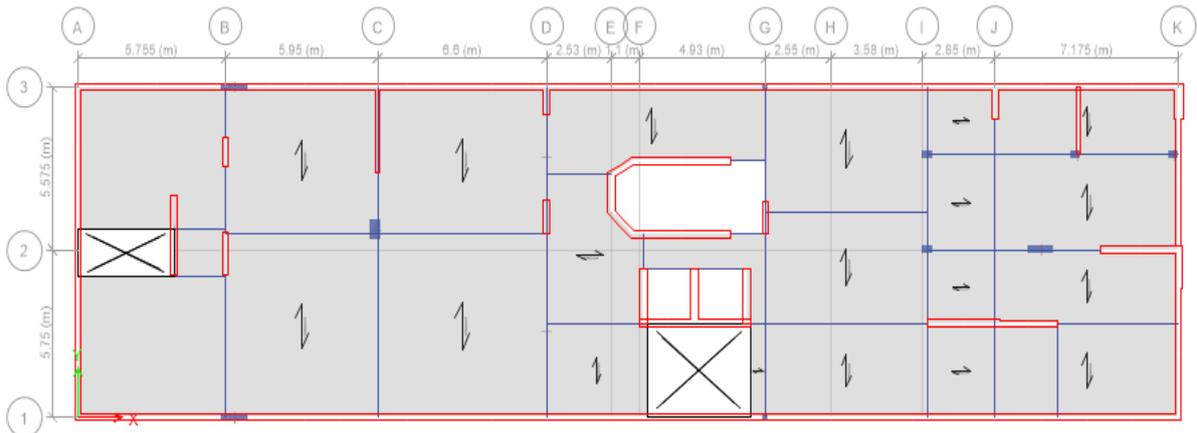


Figura 22: Planta del primer piso

Fuente: Elaboración Propia

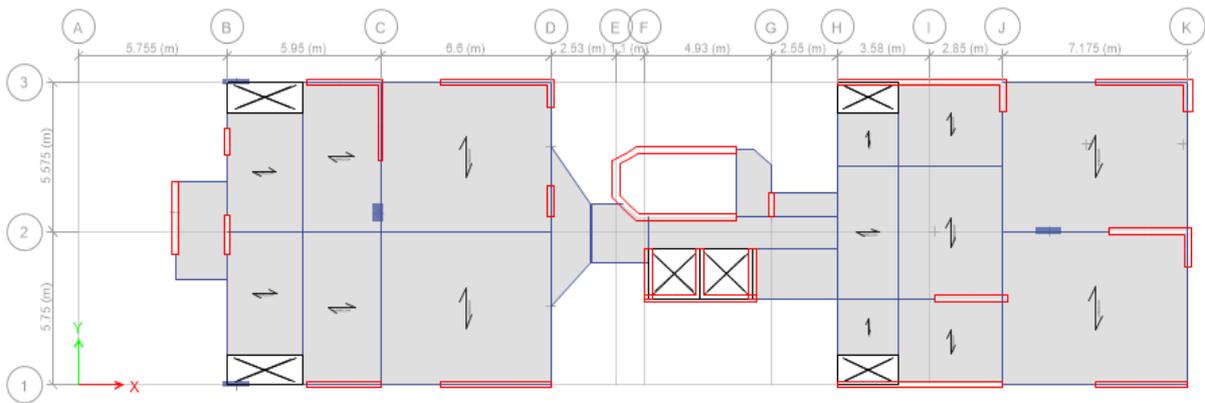


Figura 23: Planta Típica (2do al 11vo piso)

Fuente: Elaboración Propia

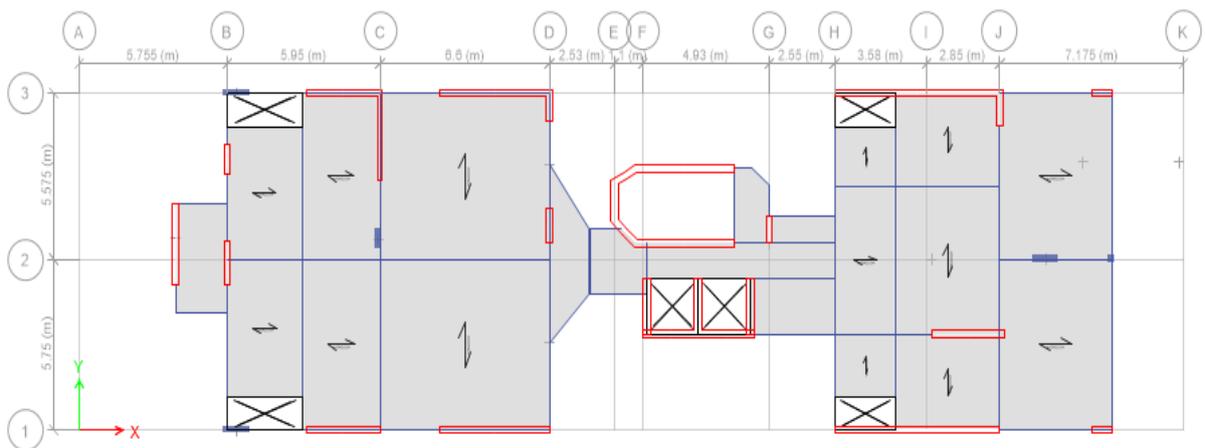


Figura 24: Planta del 12avo Piso

Fuente: Elaboración Propia

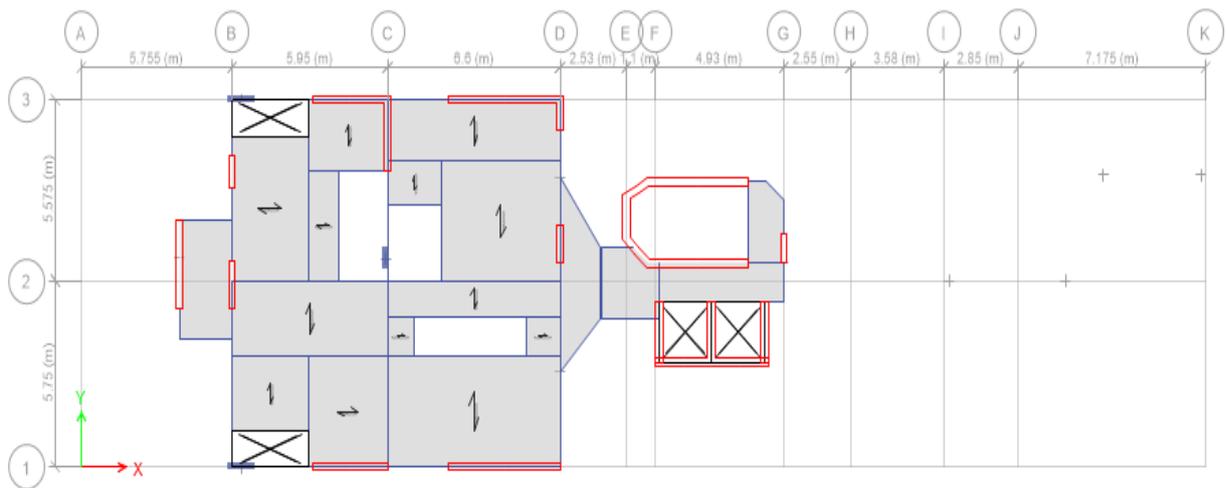


Figura 25: Planta del 13avo y 14avo Piso

Fuente: Elaboración Propia

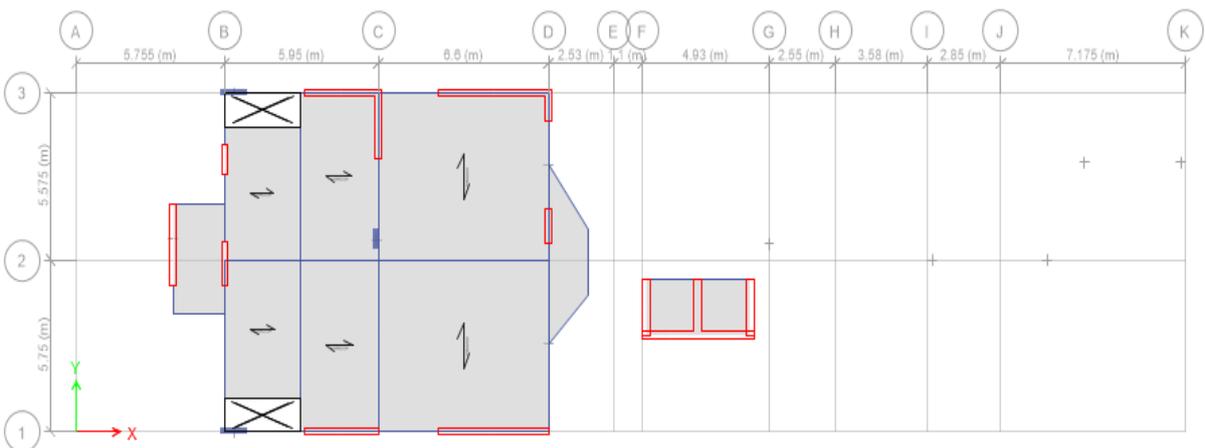


Figura 26: Planta de la Azotea

Fuente: Elaboración Propia

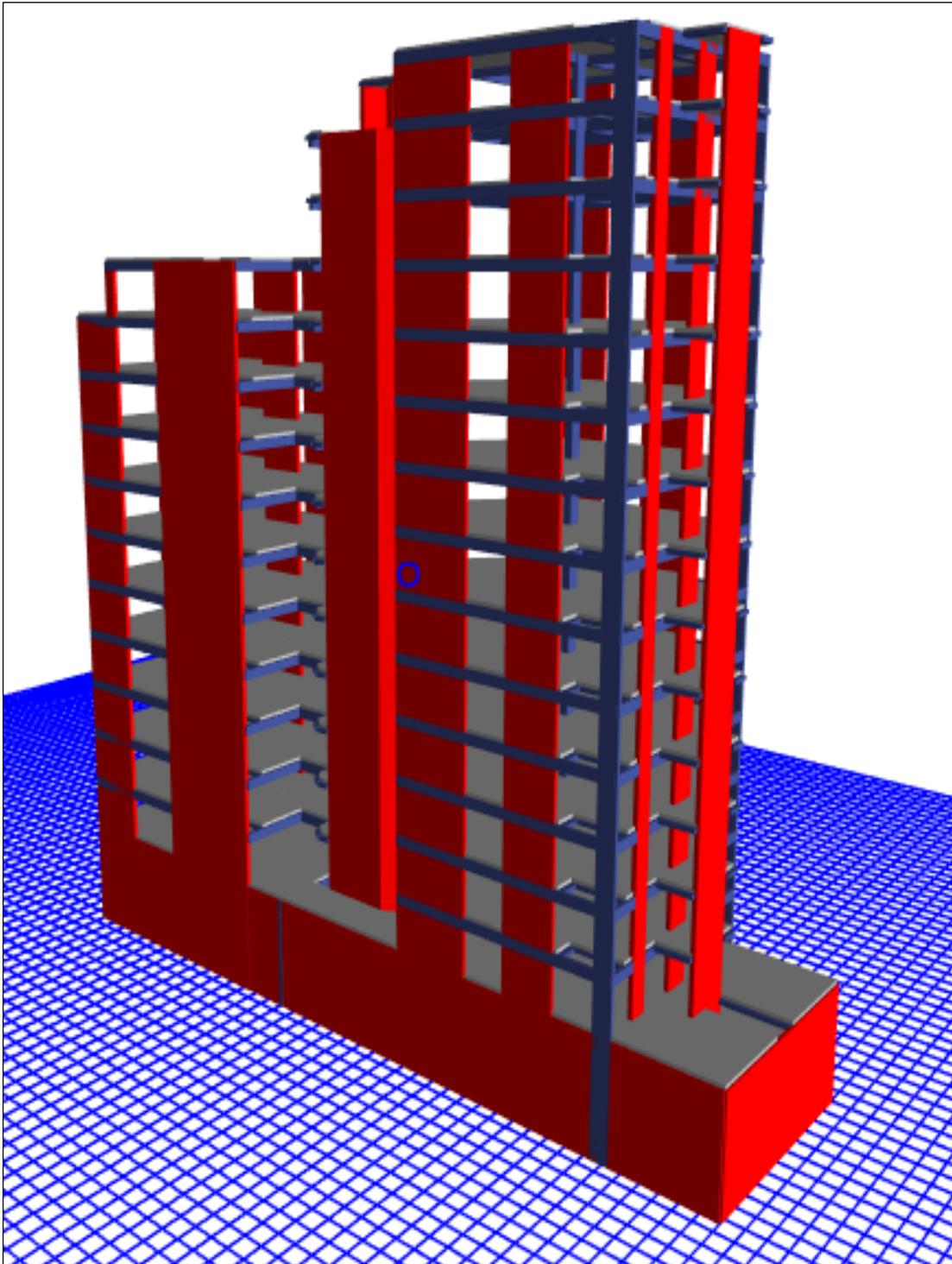


Figura 27: Elevación del Edificio Multifamiliar Huaraz

Fuente: Elaboración Propia

1) Análisis Dinámico:

- Parámetros de diseño: Para dicho modelo matemático se está empleando la Norma E060

- Zonificación (Z): Lima – Breña
- Uso (U): Edificación Común – Edificio Multifamiliar
- Factor Suelo (S): Roca o suelo muy rígido
- Periodo T_p : según el tipo de suelo S1
- Periodo T_l : según el tipo de suelo S1
- Coeficiente de Reducción (R):

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

- R_o : 6

- I_a :0.75

- I_p :0.85

• CT :

• Altura de la edificación (hn)

Ver en la Tabla 15.

Tabla 15: Parámetros de Diseño

Z =	0.45	Ubicación	LIMA Z4
U =	1.00	Uso	Edif.Vivienda C
S =	1.00	Factor de suelo	TIPO S1
TP =	0.40	Periodos	
TL =	2.50		
R =	4.50	Coef. reducción	
CT =	35.00	Coef.de periodo fundamental	
hn =	44.60	altura edificación	

Fuente: Elaboración Propia

En el modelo matemático se está incluyendo metrado de cargas adicionales, representando la capacidad de diseño inicial que se quiere obtener para el Edificio Multifamiliar Huaraz considerando las patologías o deficiencias que se están presentando en los diferentes elementos estructurales.

A continuación, se muestra el espectro de aceleraciones, como se muestra en la Figura 28.

T	Sa	Etabs
0.00	3.2700	0.3333
0.10	3.2700	0.3333
0.20	3.2700	0.3333
0.30	3.2700	0.3333
0.40	3.2700	0.3333
0.50	2.6160	0.2667
0.60	2.1800	0.2222
0.70	1.8686	0.1905
0.80	1.6350	0.1667
0.90	1.4533	0.1481
1.00	1.3080	0.1333
1.10	1.1891	0.1212
1.20	1.0900	0.1111
1.30	1.0062	0.1026
1.40	0.9343	0.0952
1.50	0.8720	0.0889
1.60	0.8175	0.0833
1.70	0.7694	0.0784
1.80	0.7267	0.0741
1.90	0.6884	0.0702
2.00	0.6540	0.0667
2.10	0.6229	0.0635
2.20	0.5945	0.0606
2.30	0.5687	0.0580
2.40	0.5450	0.0556
2.50	0.5232	0.0533
2.60	0.4837	0.0493
2.70	0.4486	0.0457
2.80	0.4171	0.0425
2.90	0.3888	0.0396
3.00	0.3633	0.0370
3.10	0.3403	0.0347
3.20	0.3193	0.0326
3.30	0.3003	0.0306
3.40	0.2829	0.0288
3.50	0.2669	0.0272
3.60	0.2523	0.0257
3.70	0.2389	0.0243
3.80	0.2265	0.0231
3.90	0.2150	0.0219
4.00	0.2044	0.0208
4.10	0.1945	0.0198
4.20	0.1854	0.0189

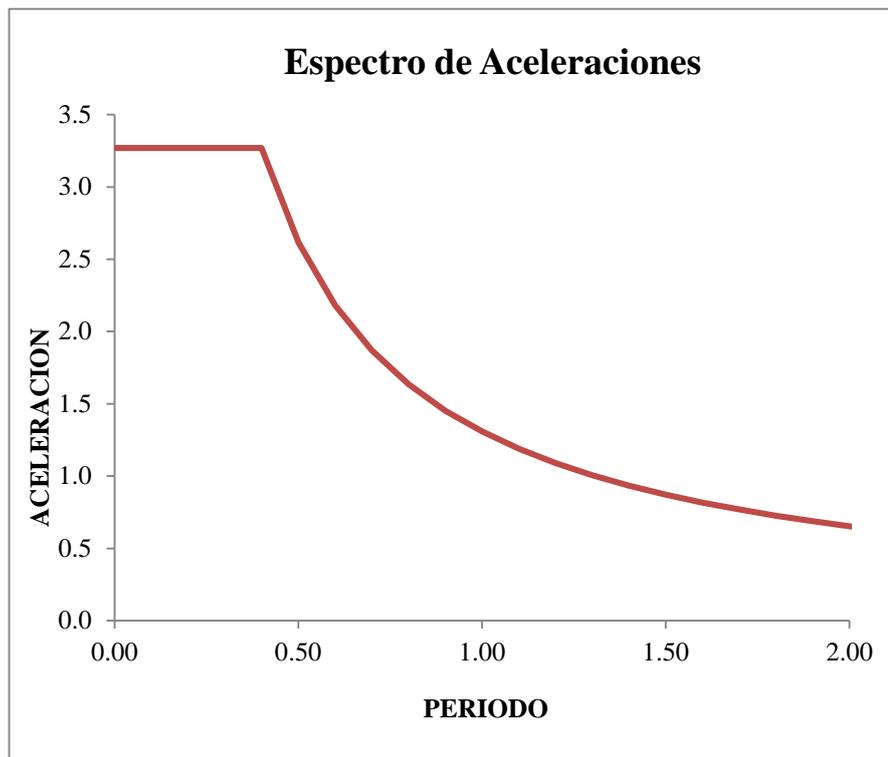


Figura 28: Espectro de Aceleración

Fuente: Elaboración Propia

b) Verificación del cumplimiento y no cumplimiento de la norma

- Peso del edificio:

Se considerará lo indicado en la Norma E-030 para el peso de la estructura consideramos lo establecido en el capítulo “4.3 Estimación del Peso (P)” para lo cual: “b. En edificaciones de la categoría C que indica que se tomará el 25% de la carga viva.”, para lo cual se tienen los siguientes pesos estimados, como se observa en la Tabla 16.

Tabla 16: Pesos aplicados en el modelamiento

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
Peso propio	0	0	4057.1632
Carga Viva	0	0	948.7852

Fuente: Elaboración Propia

$$\text{Peso estructura} = 100\% * 4057.1631 + 25\% * 948.78 = 4294.36 \text{ Ton}$$

- Desplazamientos:

Control de desplazamientos laterales

La Norma E030 establece que, el cálculo de los desplazamientos laterales, para estructuras regulares se hará multiplicando por 0.75 veces el valor de R los resultados de los desplazamientos obtenidos en el análisis.

Para estructuras irregulares se hará multiplicando por 0.85 veces el valor de R los resultados de los desplazamientos obtenidos por el análisis.

La Norma también establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que para estructuras de concreto armado es igual a 0.007.

A continuación, se mostrará la verificación en ambas direcciones mostrando los resultados en la dirección X-X y en Y-Y. Ver en la Tabla 17 Y 18.

Tabla 17: Desplazamiento en dirección X-X (Sin reforzar)

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Verificación
Azotea	DRIFT Max	X	0.000608	OK
Piso 14	DRIFT Max	X	0.000582	OK
Piso 13	DRIFT Max	X	0.000938	OK
Piso 12	DRIFT Max	X	0.004428	OK
Piso 11	DRIFT Max	X	0.000579	OK
Piso 10	DRIFT Max	X	0.000586	OK
Piso 9	DRIFT Max	X	0.000588	OK
Piso 8	DRIFT Max	X	0.000582	OK
Piso 7	DRIFT Max	X	0.000564	OK
Piso 6	DRIFT Max	X	0.000533	OK
Piso 5	DRIFT Max	X	0.000485	OK
Piso 4	DRIFT Max	X	0.000417	OK
Piso 3	DRIFT Max	X	0.00033	OK
Piso 2	DRIFT Max	X	0.000199	OK
Piso 1	DRIFT Max	X	9.20E-05	OK
Semisotano	DRIFT Max	X	7.60E-05	OK

Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar que para la dirección en X-X se cumple con lo establecido en la norma la cual el drift < 0.007 en todos los niveles.

Tabla 18: Desplazamiento en dirección Y-Y (Sin reforzar)

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Verificación
Azotea	DRIFT Max	Y	0.000873	OK
Piso 14	DRIFT Max	Y	0.00094	OK
Piso 13	DRIFT Max	Y	0.00101	OK
Piso 12	DRIFT Max	Y	0.009109	NO CUMPLE
Piso 11	DRIFT Max	Y	0.001101	OK
Piso 10	DRIFT Max	Y	0.001118	OK
Piso 9	DRIFT Max	Y	0.001121	OK
Piso 8	DRIFT Max	Y	0.001111	OK
Piso 7	DRIFT Max	Y	0.001088	OK
Piso 6	DRIFT Max	Y	0.001048	OK
Piso 5	DRIFT Max	Y	0.000986	OK
Piso 4	DRIFT Max	Y	0.000906	OK
Piso 3	DRIFT Max	Y	0.000766	OK
Piso 2	DRIFT Max	Y	0.000499	OK
Piso 1	DRIFT Max	Y	0.000155	OK

Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar que para la dirección en Y-Y en el piso 12 no cumple con lo establecido en la norma el drift < 0.007 dando la posibilidad de reestructurar correspondientemente para el cumplimiento de la misma.

- Análisis modal:

Una de las verificaciones importantes en un diseño sismo resistente es el análisis modal el cual permite conocer el tipo de modo en los principales periodos (traslación X-X y Y-Y y rotación) y tiene una participación del 60%. Ver en la Tabla 19.

Tabla 19: Resultados del Análisis Modal

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	1.297	0.0029	0.5966	0	0.0029	0.5966	0	0.4234	0.0021	0.0098	0.4234	0.0021	0.0098
Modal	2	1.044	0.0144	0.012	0	0.0173	0.6087	0	0.0036	0.0111	0.557	0.427	0.0132	0.5668
Modal	3	0.741	0.5569	0.0056	0	0.5742	0.6142	0	0.0011	0.4359	0.0131	0.4282	0.4491	0.5798

Fuente: Elaboración Propia

- Irregularidad torsional:

Se ha verificado que mediante los desplazamientos y derivas maximas en las diferentes direcciones, mediante su evaluación no cumple con los parámetros establecidas de la norma Norma E030, presentando gran irregularidad torsional sobreesforzando los elementos estructurales incrementando con ella las deficiencias constructivas. (Ver Figura 29)

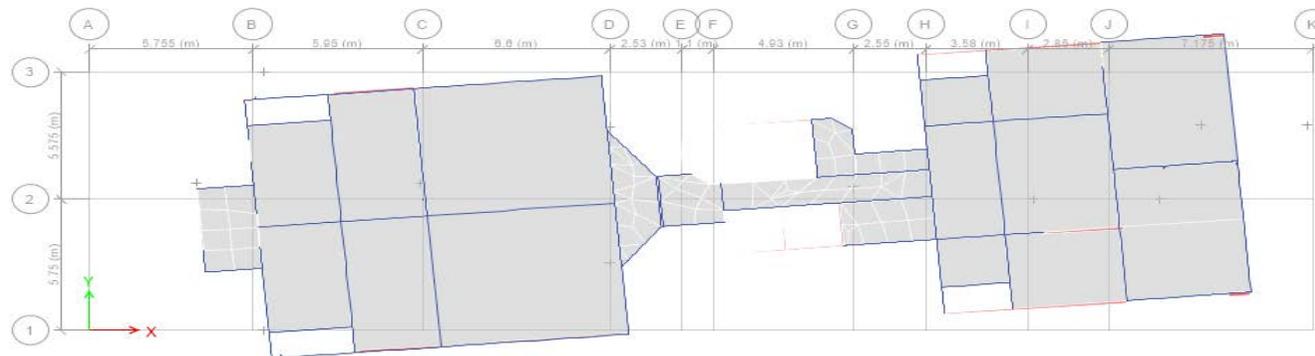


Figura 29: Irregularidad Torsional

Fuente: Elaboración Propia

II. Situación Reforzada

a) Diseño de modelo matemático

Para ello tomaremos en cuenta las siguientes consideraciones:

- ✓ Fluencia del acero corrugado : $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Resistencia a la compresión : $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Sobrecargas : Carga viva = 0.20 ton/m^2
 - Carga de tabiquería = 0.24 ton/m^2
 - Carga aligerado = 0.09 ton/m^2
 - Carga de acabados = 0.10 ton/m^2
- ✓ Zonificación Sísmica : $Z = 0.45$
- ✓ Categoría : $C = 1$
- ✓ Parámetros del Suelo : TIPO S , $S = 1$, $T_p = 0.4$, $T_l = 2.5$
- ✓ Capacidad de carga del Suelo : 4.00 kg/cm^2
- ✓ Sistema estructural: Muros estructurales (Placas) $R_o = 6$; $R = 6$
- ✓ Configuración estructural : Irregular
- ✓ Coeficiente de reducción : $R = 0.75$ X-X $R = 0.75$ Y-Y
- ✓ Límite de distorsión lateral: $\Delta_i/h_i * 0.75 * R < 0.007$ (CONFORME)

b) Verificación del cumplimiento y no cumplimiento de la norma

- Desplazamientos:

Control de desplazamientos laterales

La Norma E030 establece que, el cálculo de los desplazamientos laterales, para estructuras regulares se hará multiplicando por 0.75 veces el valor de R los resultados de los desplazamientos obtenidos en el análisis.

Para estructuras irregulares se hará multiplicando por 0.85 veces el valor de R los resultados de los desplazamientos obtenidos por el análisis.

La Norma también establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que para estructuras de concreto armado es igual a 0.007.

A continuación, se mostrará la verificación en ambas direcciones mostrando los resultados en la dirección X-X y en Y-Y. Ver en las siguientes Tablas 20 y 21

Tabla 20: Desplazamiento en dirección X-X (Reforzada)

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	VERIFICACION
Azotea	DRIFT Max	X	0.000139	OK
Piso 14	DRIFT Max	X	0.000154	OK
Piso 13	DRIFT Max	X	0.000151	OK
Piso 12	DRIFT Max	X	0.001067	OK
Piso 11	DRIFT Max	X	0.000116	OK
Piso 10	DRIFT Max	X	0.00012	OK
Piso 9	DRIFT Max	X	0.000123	OK
Piso 8	DRIFT Max	X	0.000124	OK
Piso 7	DRIFT Max	X	0.000124	OK
Piso 6	DRIFT Max	X	0.000121	OK
Piso 5	DRIFT Max	X	0.000115	OK
Piso 4	DRIFT Max	X	0.000106	OK
Piso 3	DRIFT Max	X	9.40E-05	OK
Piso 2	DRIFT Max	X	6.70E-05	OK
Piso 1	DRIFT Max	X	5.40E-05	OK
Semisotano	DRIFT Max	X	4.70E-05	OK

Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar que para la dirección en X-X cuando el edificio se encuentra reforzado, se llega a cumplir con lo establecido en la norma la cual el drift < 0.007 en todos los niveles.

Tabla 21: Desplazamiento en dirección Y-Y (Reforzada)

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	VERIFICACION
Azotea	DRIFT Max	Y	0.00044	OK
Piso 14	DRIFT Max	Y	0.000456	OK
Piso 13	DRIFT Max	Y	0.00047	OK
Piso 12	DRIFT Max	Y	0.005039	OK
Piso 11	DRIFT Max	Y	0.000545	OK
Piso 10	DRIFT Max	Y	0.000564	OK
Piso 9	DRIFT Max	Y	0.000573	OK
Piso 8	DRIFT Max	Y	0.000574	OK
Piso 7	DRIFT Max	Y	0.000568	OK
Piso 6	DRIFT Max	Y	0.000554	OK
Piso 5	DRIFT Max	Y	0.000529	OK
Piso 4	DRIFT Max	Y	0.000487	OK
Piso 3	DRIFT Max	Y	0.000415	OK
Piso 2	DRIFT Max	Y	0.000277	OK
Piso 1	DRIFT Max	Y	9.10E-05	OK
Semisotano	DRIFT Max	Y	5.10E-05	OK

Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar que para la dirección en Y-Y cuando el edificio se encuentra reforzado se llega a cumplir con lo establecido en la norma la cual el drift < 0.007 en todos los niveles.

- Análisis modal

Se observa los periodos fundamentales de la estructura adquiriendo una mayor capacidad participativa de 62 % alcanzando en todos los modos de vibración una participación mayor al 90% en las diferentes direcciones, como se observa en la Tabla 22.

Tabla 22: Análisis modal

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	1.229	0	0.6217	0	0	0.6217	0	0.4047	1.49E-06	0.0009	0.4047	1.49E-06	0.0009
Modal	2	0.613	0.0029	0.0045	0	0.0029	0.6262	0	0.019	0.0022	0.594	0.4237	0.0022	0.5949
Modal	3	0.347	0.6208	0.0006	0	0.6237	0.6268	0	0.0005	0.3955	0.004	0.4242	0.3977	0.5989

Fuente: Elaboración Propia

- Reconocimiento de vigas que fallan.

Los resultados del modelo matemático realizado en el ETABS, evidencian las vigas que no cumplen las condiciones y requisitos de la Norma E.060 encontrando fallas en flexión como compresión. Asimismo se pudo localizar cuales son las vigas que se encuentran con dichas deficiencias, para ello se detalla lo siguiente, como se observa en la Figura 30,31, 32, 33, 34 y 35.

a) Piso 2

Flexión:

- VT.05A (Viga 25x50)
- VT.07 A (Viga 25x50)

Cortante y torsión:

- VT.05A (Viga 25x50)
- VT.09B (Viga 25x50)

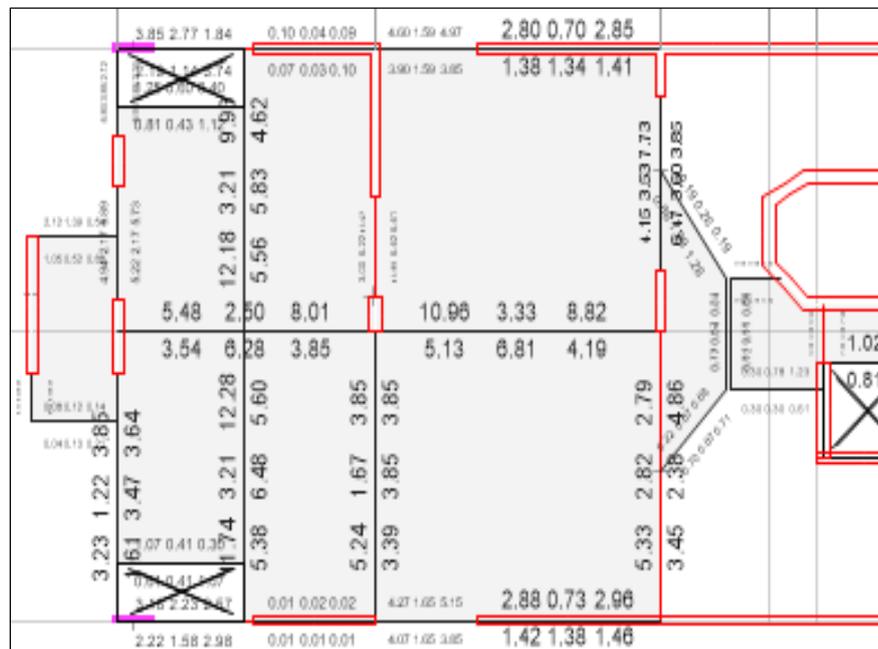
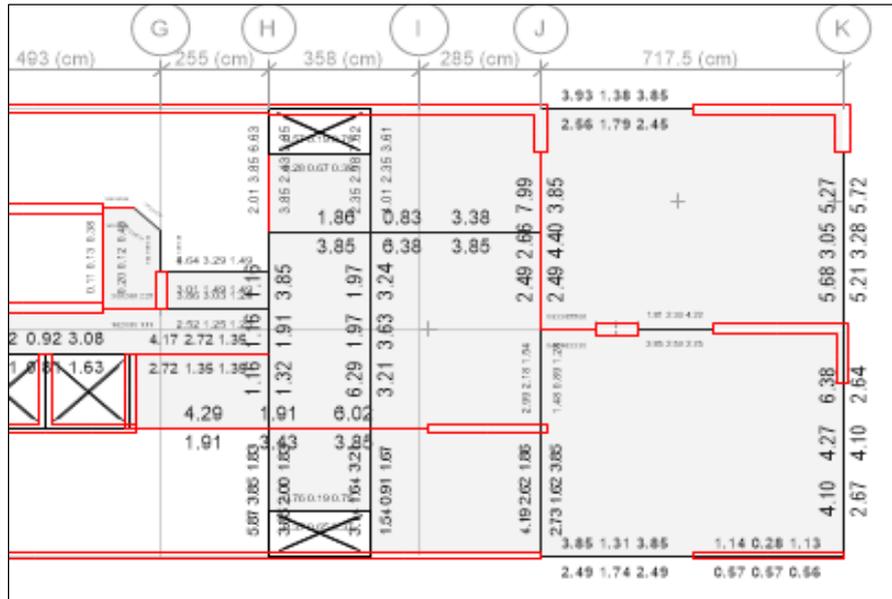


Figura 30: Vigas que fallan en el segundo piso del bloque A

Fuente: Elaboración Propia



Fuente: Elaboración Propia

Figura 31: Vigas que fallan en el segundo piso del bloque B

b) Piso 6

Flexión:

- VT.05A (Viga 25x50)
- VT.07 A (Viga 25x50)

Cortante y torsión:

- VT.05A (Viga 25x50)
- VT.09B (Viga 25x50)

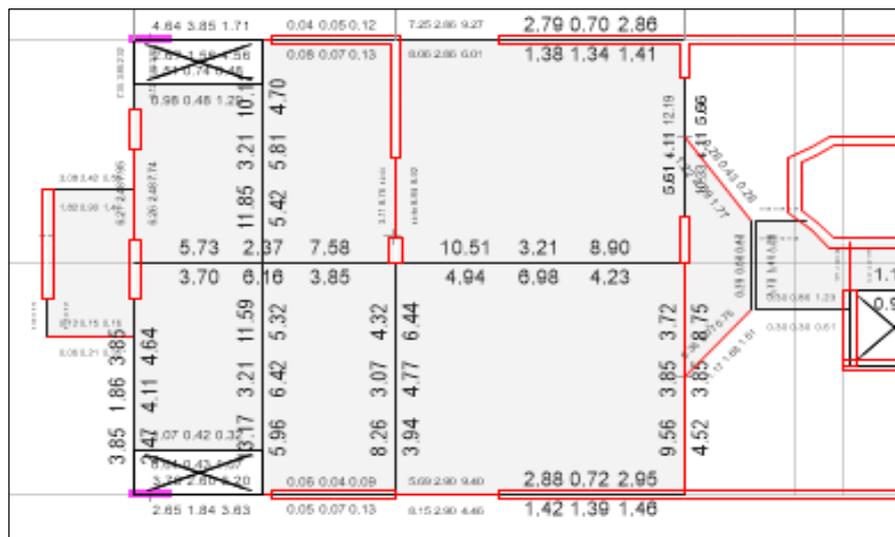


Figura 32: Vigas que fallan en el sexto piso bloque A

Fuente: Elaboración Propia

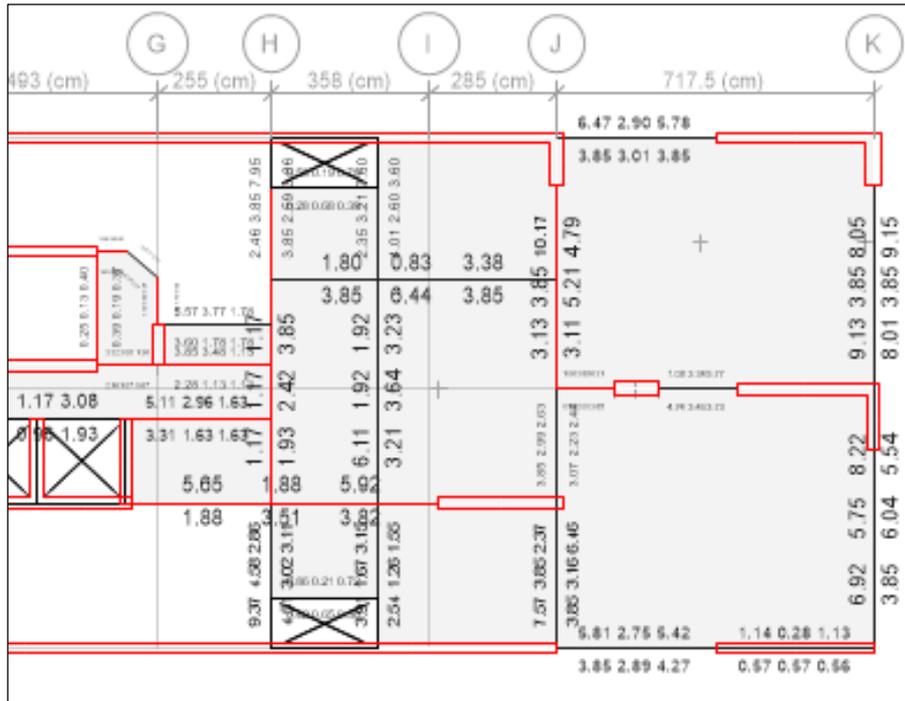


Figura 33: Vigas que fallan en el sexto piso bloque B

Fuente: Elaboración Propia

c) Piso 12

Flexión:

- VT.05A (Viga 25x50)
- VT.07 A (Viga 25x50)

Cortante y torsión:

- VT.05A (Viga 25x50)
- VT.09B (Viga 25x50)

A continuación, se puede verificar si el acero positivo y negativo que se muestra en el plano coincide con el acero que proporciona el Etabs, como se observa en la Tabla 23 y 24.

Tabla 23: Datos del acero del plano estructural

Descripción	Nomenclatura	Nº varilla	Acero varilla	Acero Total
VP (25X50)				
Acero negativo (-)	3Ø 3/4"	3	2.85	8.55
Acero positivo (+)	3 Ø 3/4"	3	2.85	8.55
CORTE 5 (20X50)				
Acero negativo (-)	3 Ø 5/8"	3	1.979	5.937
Acero positivo (+)	3 Ø 5/8"	3	1.979	5.937

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 24: Verificación del acero del ETABS (Continua)

Descripción	Acero ETABS	Piso 2		Piso 6		Piso 12	
		Acero Req.	Cond. Inicial	Acero Req.	Cond. Inicial	Acero Req.	Cond. Inicial
Parte Delantera (Bloque A)							
VT.02A	Acero negativo	6.89	Cumple	7.95	Cumple	8.88	Cumple
	Acero positivo	5.73	Cumple	7.74	Cumple	7.07	Cumple
VT.03A	Acero negativo	5.83	Cumple	7.36	Cumple	0	Cumple
	Acero positivo	5.96	Cumple	6.12	Cumple	0	Cumple
VT.05A	Acero negativo	13.97	Cumple	19.00	Cumple	14.93	Cumple
	Acero positivo	13.56	No cumple	18.56	No cumple	14.22	No cumple
VT.07A	Acero negativo	7.73	Cumple	12.19	Cumple	10.12	Cumple
	Acero positivo	6.47	Cumple	10.33	No cumple	8.51	Cumple
VT.10A	Acero negativo	5.48	Cumple	7.58	Cumple	7.16	Cumple
	Acero positivo	6.28	Cumple	6.16	Cumple	6.13	Cumple
VT.11A	Acero negativo	10.96	Cumple	10.51	Cumple	10.4	Cumple
	Acero positivo	6.81	Cumple	6.98	Cumple	7.03	Cumple
CORTE 1	Acero negativo	12.28	Cumple	13.17	Cumple	13.37	Cumple
	Acero positivo	6.48	Cumple	6.47	Cumple	6.43	Cumple
Parte Trasera (Bloque B)							
VT.01'	Acero negativo	6.02	Cumple	9.38	Cumple	8.24	Cumple
	Acero positivo	3.85	Cumple	4.51	Cumple	3.94	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 24: Verificación del acero del ETABS

Descripción	Acero ETABS	Piso 2		Piso 6		Piso 12	
		Acero Req.	Cond. Inicial	Acero Req.	Cond. Inicial	Acero Req.	Cond. Inicial
VT.02	Acero negativo	6.65	Cumple	7.96	Cumple	5.95	Cumple
	Acero positivo	3.85	Cumple	3.86	Cumple	3.85	Cumple
VT.03	Acero negativo	0	Cumple	7.57	Cumple	0	Cumple
	Acero positivo	0	Cumple	6.46	Cumple	0	Cumple
VT.04	Acero negativo	7.99	Cumple	10.18	Cumple	0	Cumple
	Acero positivo	4.4	Cumple	5.21	Cumple	0	Cumple
VT.05	Acero negativo	0	Cumple	8.22	Cumple	0	Cumple
	Acero positivo	0	Cumple	6.04	Cumple	0	Cumple
VT.06	Acero negativo	0	Cumple	9.13	Cumple	0	Cumple
	Acero positivo	0	Cumple	9.15	No cumple	0	Cumple
VT.10	Acero negativo	3.38	Cumple	3.38	Cumple	2.89	Cumple
	Acero positivo	6.38	Cumple	6.44	Cumple	6.59	Cumple
VT.15	Acero negativo	0	Cumple	6.47	Cumple	0	Cumple
	Acero positivo	0	Cumple	3.85	Cumple	0	Cumple
CORTE 1	Acero negativo	0	Cumple	7.6	Cumple	0	Cumple
	Acero positivo	0	Cumple	4.01	Cumple	0	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Se puede verificar que al realizar la comparación del acero usado (planos) con el acero que resulta del ETABS de las vigas que fallan, no cumplen con la condición mínima de acero tanto positivo como negativo, es por ello que, los aceros en las vigas no son suficientes y deben ser reforzados.

c) Diagnóstico final

Según los resultados obtenidos del modelamiento de situación actual realizado, el Edificio Multifamiliar Huaraz presenta irregularidad extrema, en donde la mayoría de los elementos estructurales se encuentran sobre esforzados, incrementándose a esto las deficiencias constructivas, lo que convierte a este edificio en una estructura muy vulnerable. Ver en la Figura 36.

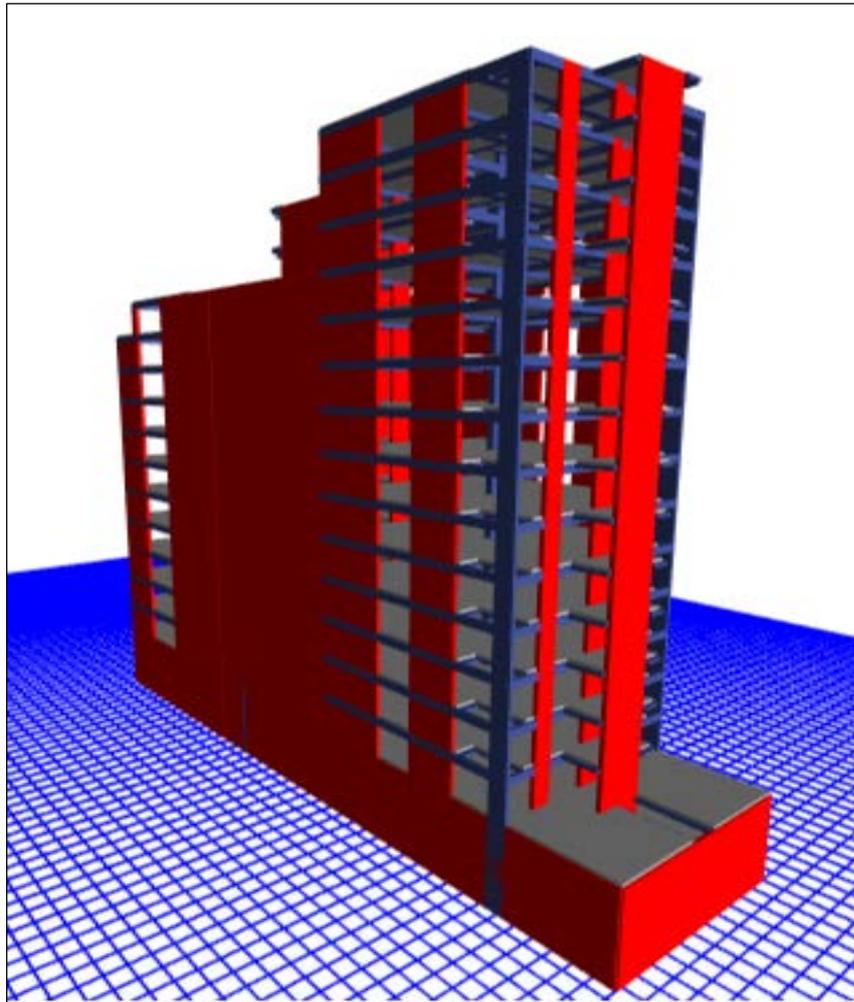


Figura 36: Modelamiento en Etabs

Fuente: Elaboración Propia

Es por ello que para disminuir y evitar la irregularidad torsional debido a que no existe configuración estructural entre los elementos estructurales, se ensanchará la columna y la placa para mejorar dicha situación, como se observa en la Figura 37 y 38.

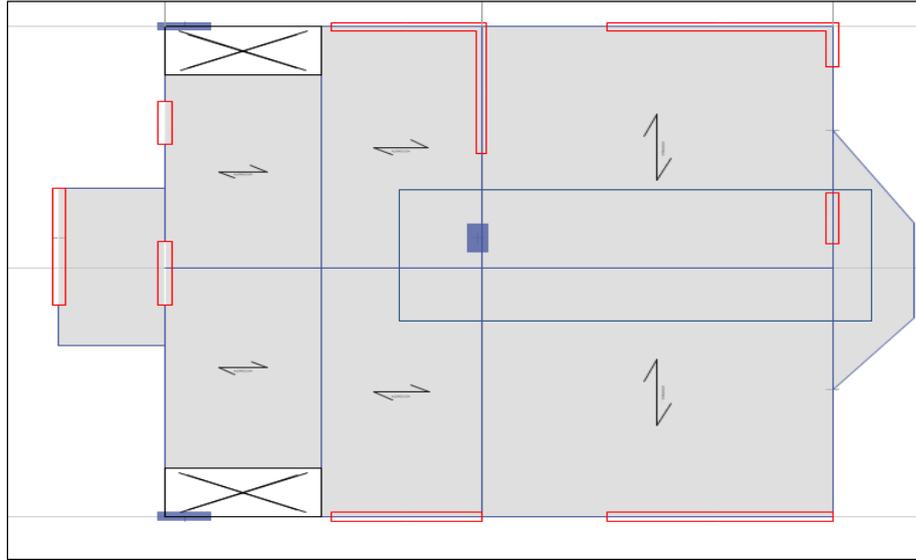


Figura 37: Distribución de columna inicial (Bloque A)

Fuente: Elaboración Propia

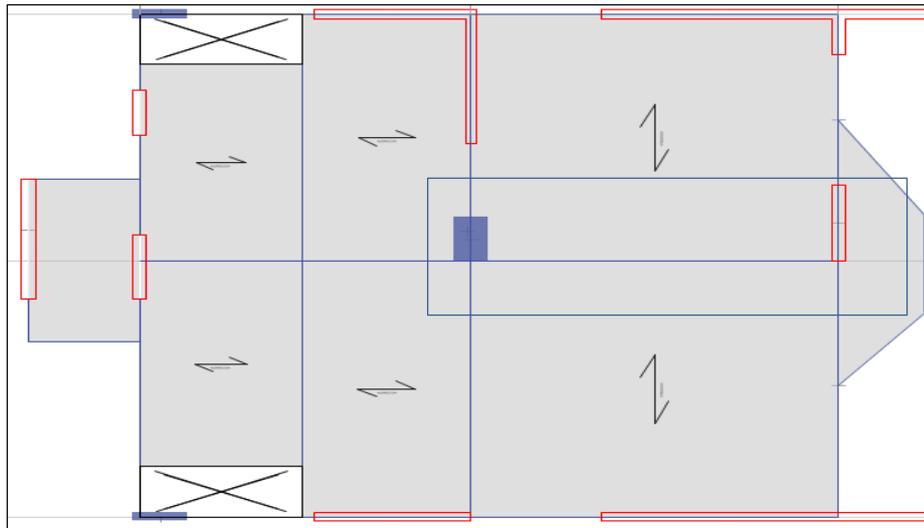


Figura 38: Ensanchamiento de columna (Bloque A)

Fuente: Elaboración Propia

Asimismo se pretende conectar el bloque A y el bloque B mediante placas con la finalidad de disminuir y eliminar la torsionalidad, como se observa en la Figura 39 y 40.

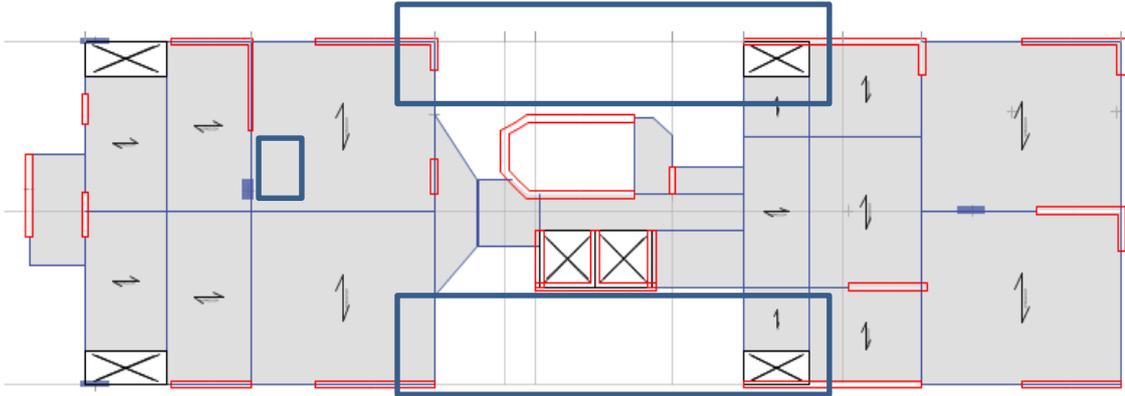


Figura 39: Vista en planta situación inicial

Fuente: Elaboración Propia

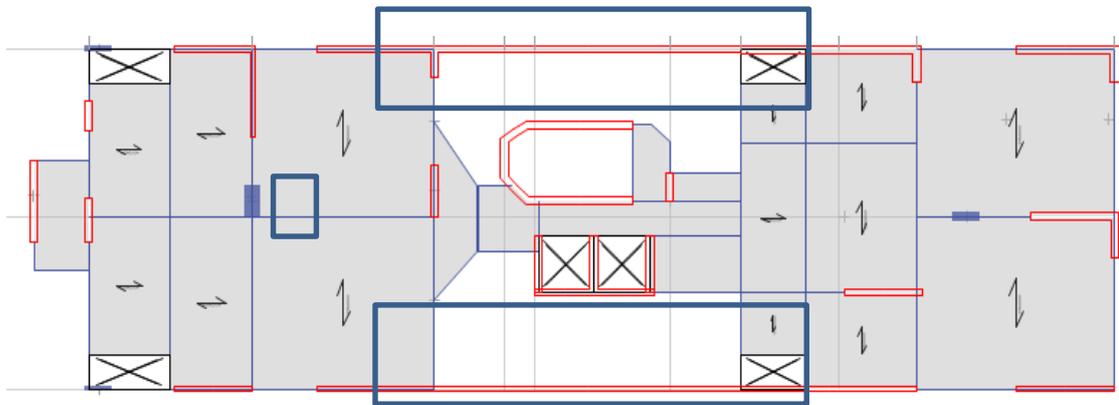


Figura 40: Conexión de los bloques A y B

Fuente: Elaboración Propia

Las vigas presentan gran esfuerzo torsional y no tienen continuidad entre los elementos estructurales, así como la falta de conexión entre ellas.

Asimismo, las vigas de concreto armado presentan patologías, el cual se tienen que reforzar haciendo uso de las fibras de carbono.

5.1.4. Reforzamiento Estructural

a) Preparación de elementos a reforzar

Para poder realizar el reforzamiento estructural de los elementos estructurales se debe realizar la reparación convenientemente con respecto a las patologías que presentan, ya que se debe eliminar los desperfectos que estas presentan, así como restauración de las cavidades, ya que cualquier fisura o grieta presentada puede generar el cumplimiento parcial del reforzamiento estructural.

Previo a cualquier alternativa de reforzamiento estructural en este caso la instalación de la fibra de carbono. El funcionamiento de las vigas de concreto armado depende de la preparación que se le dé (preparación de las caras de adherencia) y el estado del sustrato del concreto. Además, se debe verificar el estado del acero ya sea longitudinal como transversal y descartar cualquier indicio de corrosión debido a que implicaría cambios de acero entre otras soluciones, el cual bajo los ensayos se comprobó que no presenta dicha patología, como se observa en la Figura 41 y 42.



Figura 41: Viga con presencia de patologías

Fuente: Elaboración Propia



Figura 42: Reparación de viga

Fuente: Elaboración Propia

b) Reforzamiento de los elementos que presentan deficiencias

En ella se busca mapear todas las alternativas de reforzamiento moderno y tradicional teniendo en cuenta todas las variables, por el cual se evaluó y se ejecutó el reforzamiento estructural en las vigas de concreto armado con fibras de carbono, el cual consiste en la adhesión de las láminas a la cara de concreto de las vigas ya sea longitudinalmente como transversalmente. Se reforzará transversalmente cuando las vigas fallan por cortante y longitudinalmente cuando las vigas fallan a flexión, como se observa en la Figura 43 y 44.

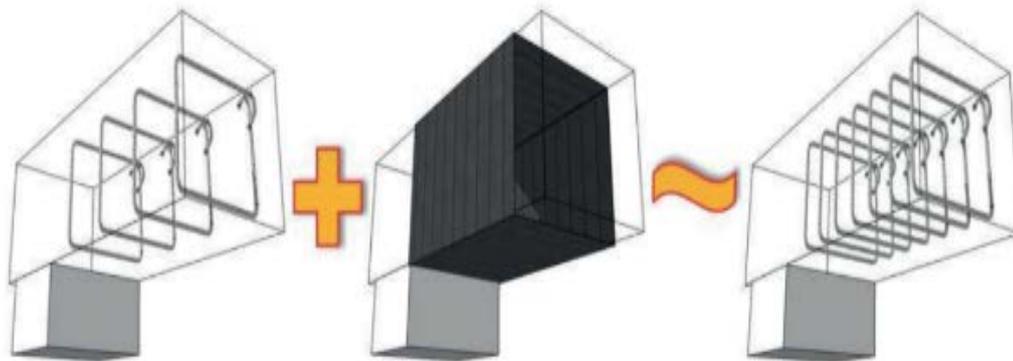


Figura 43: Aporte de la fibra de carbono a cortante

Fuente: Manual Sika

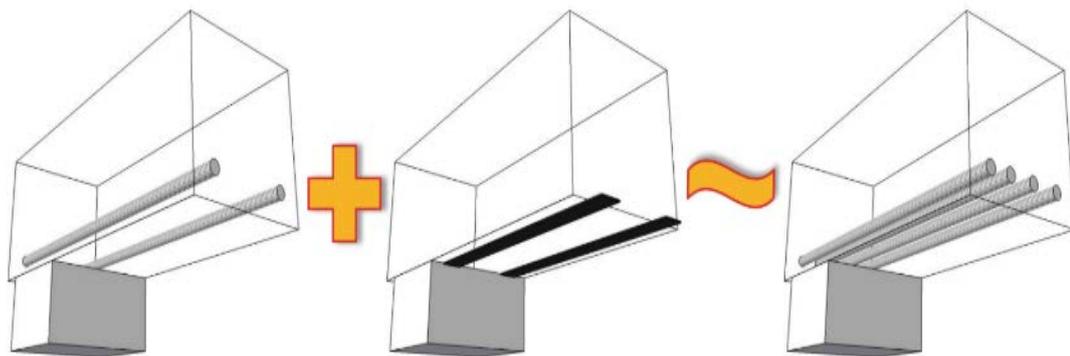


Figura 44: Aporte de la fibra de carbono a cortante

Fuente: Manual Sika

CAPITULO VI: PRESENTACION E INTERPRETACION DE RESULTADOS

RESULTADOS

6.1. Evaluación de viabilidad del reforzamiento estructural

Al elaborar un correcto procedimiento de evaluación estructural y conocer el interés del cliente en saber cuáles son alternativas que tiene para su proyecto, se pudo brindar un mayor alcance de la mejor decisión que puede obtener, a través de los diferentes escenarios en el que se desenvuelve (reforzamiento estructural) y además se brindó la justificación numérica salvaguardando los intereses técnicos y económicos, se presentó mediante un gráfico el escenario más conveniente para este proyecto bajo las deficiencias que posee el Edificio Multifamiliar Huaraz, teniendo como mejor alternativa el escenario N°2, el reforzamiento estructural, y el único con un indicador positivo, mostrando al cliente que puede obtener una utilidad y que los riesgos a tomar también pueden ser positivos es decir oportunidades, como se muestra en la Figura 45.

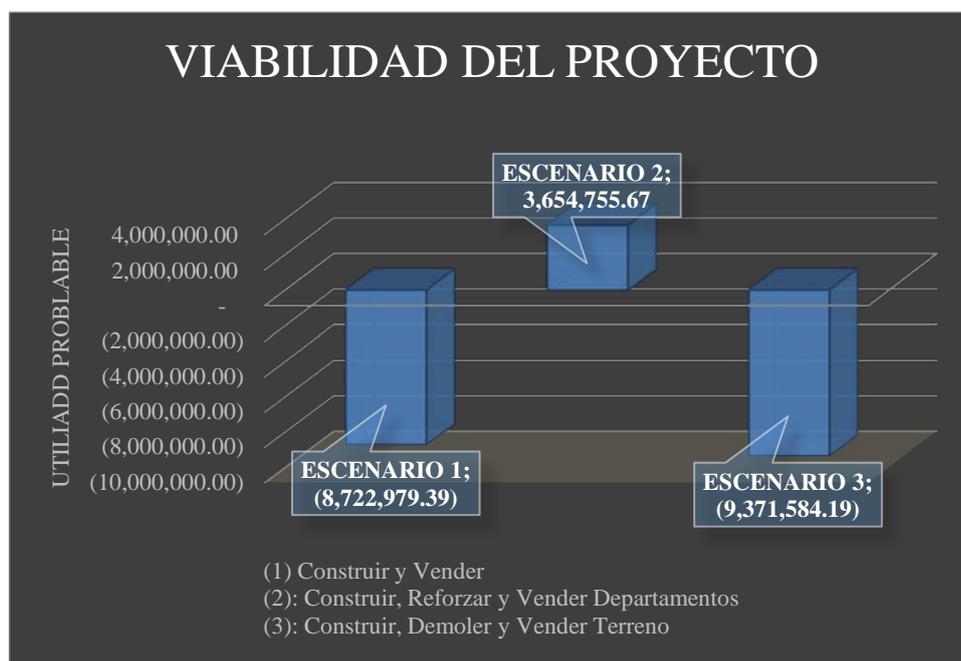


Figura 45: Viabilidad del Proyecto

Fuente: Elaboración Propia

- Escenario N°1: Se entiende como la inversión ya realizada por el cliente y la venta del proyecto en su estado actual, con las deficiencias constructivas, es decir se tomó la decisión de transferir el riesgo.

- Escenario N°2: Se entiende como la inversión ya realizada por el cliente, procediendo con el reforzamiento estructural y finalizando con la venta de los departamentos cumpliendo con el objetivo inicial del proyecto, se tomó la decisión de mitigar el riesgo
- Escenario N°3: Se entiende como la inversión ya realizada por el cliente, procediendo con la demolición del proyecto y finalizando con la venta como terreno, se tomó la decisión de aceptar el riesgo.

6.2. Reforzamiento con fibras de carbono en vigas de concreto armado

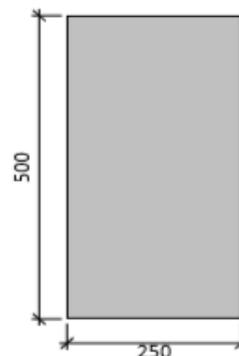
Para el diseño del reforzamiento estructural con fibras de carbono en las vigas de concreto armado que presentan deficiencias a flexión y cortante, según la evaluación estructural y evidenciadas bajo el modelo matemático, el cual representa la situación inicial (sin reforzar) en la que se encuentra el Edificio Multifamiliar Huaraz, se hizo uso del software SikaCarboDur, el cual tenemos los siguiente resultados:

6.2.1 Reforzamiento por Flexión

a) Viga VT-05A en el piso 06

Se elaboró el diseño de reforzamiento con fibras de carbono, teniendo en cuenta las principales áreas traccionadas, de las cuales solo se consideró las tensiones (tracción) necesarias para el cumplimiento de los requerimientos del proyecto y la capacidad esperada para su optimo comportamiento estructural, ver la Figura 46 y 47.

Sección transversal = Rectangular
 Ancho = 250 mm
 Canto = 500 mm



Resistencia a compresión del hormigón
 Resistencia del concreto (f'_c) = 20 MPa
 Probeta cilíndrica = 20 MPa
 Probeta cúbica = 25 MPa

Capas de refuerzo

Capa superior	d_s mm	Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Número x d_s (mm)
1.	40	(Grade 60) 414	200000	3 x 19.1

Capa inferior	d_s mm	Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Número x d_s (mm)
1.	40	(Grade 60) 414	200000	3 x 19.1

Figura 46: Datos de la Viga VT 05- piso 6

Fuente: Elaboración Propia

Como primer proceso se tiene en cuenta las condiciones iniciales, dimensionamiento, resistencia del concreto y definición de los aceros de refuerzo superior e inferior.

Además, se colocó las cargas iniciales y de servicio con el cual se realizó el análisis y diseño bajo los valores de combinaciones indicados en ACI 318 y ACI 440.2R

Límites del refuerzo (ACI440.2R-17, 9.2)				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_r (kN·m)	$\phi M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	0.90	112.53	152.50	Sección no reforzada $137.25 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 112.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ✓

Sección reforzada bajo cargas previstas				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_r (kN·m)	$\phi M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$	0.86	141.78	181.05	Sección reforzada $156.12 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 141.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ✓

Estados límite de servicio			
Acciones	Tensiones de servicio		
	$f_{cs} \leq 0.6 \cdot f'_c$	$f_{ts} \leq 0.8 \cdot f_y$	$f_{cs} \leq 0.55 \cdot f_{cs}$
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	$9.17 \text{ MPa} \leq 12.00 \text{ MPa}$ ✓	$283.87 \text{ MPa} \leq 330.95 \text{ MPa}$ ✓	$87.41 \text{ MPa} \leq 1431.13 \text{ MPa}$ ✓

Resistencia al fuego (t=0 min.)				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_r (kN·m)	$\phi M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	1.00	105.70	152.50	Sección no reforzada $152.50 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 105.70 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ✓

Figura 47: Resultados de la viga VT-05

Fuente: Elaboración Propia

e obtuvo bajo estas condiciones el cumplimiento de las comprobaciones indicadas por el ACI 440.2R, el cual:

- 1) La comprobación de límites de refuerzo, evidencio que la viga analizada supera la resistencia mínima del momento del refuerzo sin la contribución de la fibra de carbono, el cual la viga puede ser reforzada al cumplir con sus condiciones iniciales y alcanzar el ratio de refuerzo deseado.
- 2) La comprobación de sección reforzada bajo cargas de diseño, evidencio que la viga analizada bajo el reforzamiento estructural con fibras de carbono, considerando el tipo de material (fibra de carbono) a utilizar, cumple con la resistencia deseable bajo la combinación de cargas de servicio que se necesita para el cumplimiento de las especificaciones y el óptimo comportamiento del elemento estructural.
- 3) La comprobación de estados límite de servicio, evidencio que la viga reforzada con fibras de carbono cumple con las tensiones en el estado de servicio bajo las cargas deseables que requiere la viga para su óptimo comportamiento estructural.
- 4) La comprobación de resistencia al fuego, dio a conocer que la viga reforzada con fibras de carbono bajo una situación de incendio puede llegar a resistir una cierta capacidad o esfuerzo, debido a que la fibra de carbono una de sus grandes propiedades es su alta capacidad de resistencia térmica.

- Disposición del FRP

Bajo los resultados previos se mostró un esquema en 2D, donde se reflejó la ubicación de instalación, cantidad, longitud y espesor que se necesitaron para el reforzamiento estructural de la viga de concreto armado con fibra de carbono, el cual se ubicara a lo largo del área traccionada analizada. Refuerzo FRP principal: 1 (Sika CarboDur® S1012) ver en la Figura 48.

Pegado. Sika CarboDur® S

Sika CarboDur® S1012	Número	E_f (MPa)	Espesor t_f (mm)	ϵ_{fs}	Ancho (mm)
Capa: 1	1	165000.00	1.200	0.0166	100.00

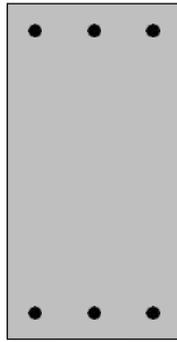


Figura 48: Diagrama de resultados en 2D

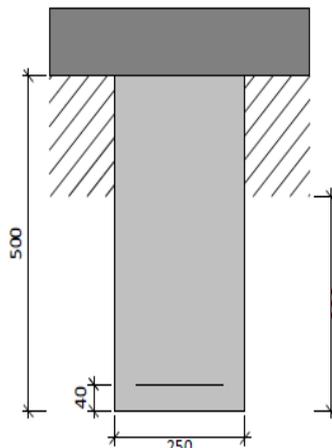
Fuente: Elaboración Propia

6.2.2 Reforzamiento por Cortante

a) Viga VT-05A en el piso 06

Se elaboró el diseño de reforzamiento con fibras de carbono, teniendo en cuenta las principales zonas críticas de cortante, considerando que estén alineadas lo más posible a las tensiones a tracción, de forma que la efectividad del empleo de las fibras de carbono sea la máxima posible, en donde por su practicidad y mayor efectividad por la adherencia se utilizó el zunchado de 3 caras como el tipo de refuerzo. Ver la Figura 49 y 50

Ancho (b) = 250 mm
 Canto (h) = 500 mm
 Recubrimiento del refuerzo (d_s) = 40 mm



Reforzo interno de cortante

Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Área (mm^2)	Espaciado c. a c. (mm)	Ángulo ($^\circ$)
(Grade 60) 414	200000	71.30	100	45.0

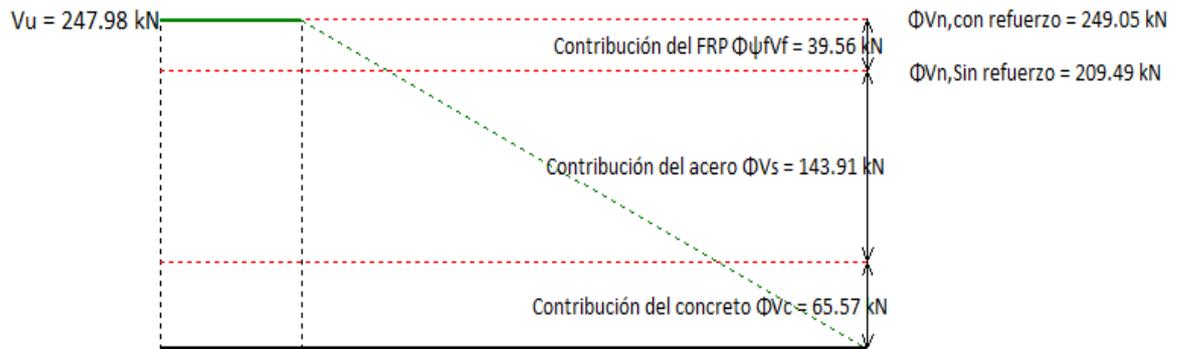
Resistencia a compresión del hormigón
 Resistencia del concreto (f'_c) = 20 MPa
 Probeta cilíndrica = 20 MPa
 Probeta cúbica = 25 MPa

Figura 49: Datos de la Viga VT 05- piso 6

Fuente: Elaboración Propia

Como primer procedimiento se estableció las condiciones iniciales, como la resistencia del concreto, el dimensionamiento del elemento estructural y el refuerzo de acero interior o cuantía con la separación de los estribos.

Además, se colocó las cargas iniciales y de servicio con el cual se realizó el análisis y diseño bajo los valores de combinaciones indicados en ACI 318 y ACI 440.2R.



Deformación efectiva en laminados FRP

$$\epsilon_e = 0.0021$$

Tensión en el refuerzo FRP de cortante

$$f_{te} = 482.13 \text{ MPa}$$

Contribución del refuerzo FRP a la resistencia a cortante

$$V_r = 62.06 \text{ kN}; \phi \cdot \psi_r \cdot V_r = 39.56 \text{ kN}$$

Límites del refuerzo (ACI440.2R-17, 9.2)				
Acciones	ϕ	V_u (kN)	V_n (kN)	$\phi \cdot V_n \geq V_u$
$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	0.75	208.98	279.31	Sección no reforzada ✓

Sección reforzada bajo cargas previstas				
Acciones	ϕ	V_u (kN)	V_n (kN)	$\phi \cdot V_n \geq V_u$
$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$	0.75	247.98	332.07	Sección reforzada ✓

Resistencia al fuego (t=0 min.)			
Acciones	V_u (kN)	V_n (kN)	$V_{ns} \geq V_u$ ($V_{ns} = V_n$)
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	193.55	279.31	Sección no reforzada ✓

Figura 50: Resultados de la viga VT-05- piso 6

Fuente: Elaboración Propia

Se obtuvo las siguientes comprobaciones, cumpliendo con las condiciones del ACI440.2R donde:

- 1) La comprobación de límites de refuerzo, evidencio que la viga analizada supera la resistencia mínima de la cortante del refuerzo sin la contribución de la fibra de carbono, el cual la viga puede ser reforzada al cumplir con sus condiciones iniciales y alcanzar el ratio de refuerzo deseado.
- 2) La comprobación de sección reforzada bajo cargas de diseño, evidencio que la viga analizada bajo el reforzamiento estructural con fibras de carbono, considerando el tipo de material (fibra de carbono) a utilizar, cumple con la resistencia deseable bajo la combinación de cargas de servicio que se necesita para el cumplimiento de las especificaciones y el óptimo comportamiento del elemento estructural.
- 3) La comprobación de resistencia al fuego, dio a conocer la capacidad adquirida por la viga de concreto armado en un evento de incendio y la magnitud de respuesta que tiene ante ello.

- Disposición del FRP

Bajo los resultados previos se mostró un esquema en 2D y 3D, donde se observó la ubicación de instalación y las cantidades, longitudes y espesores que se necesitaron para el reforzamiento estructural de las vigas con la fibra de carbono diseñada, así como los espaciamientos de los mismos. Refuerzo FRP principal: 1 capa de 1/2 (SikaWrap® 600C WV-50cm), ver la Figura 51

Montaje: 3 caras "Envoltura en U"

Bandas discretas Espaciado c. a c.: 360 m

Laminado	ϵ_{tu}	E_f (MPa)	Espesor t_f (mm)	Número n	Ancho (mm)
1/2 SikaWrap® 600C WV - 50cm (25 cm)	0.0126	235000.00	0.331	1	250.00

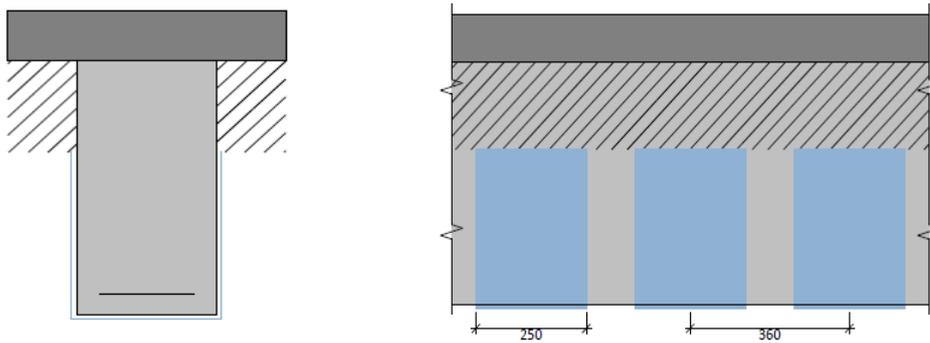
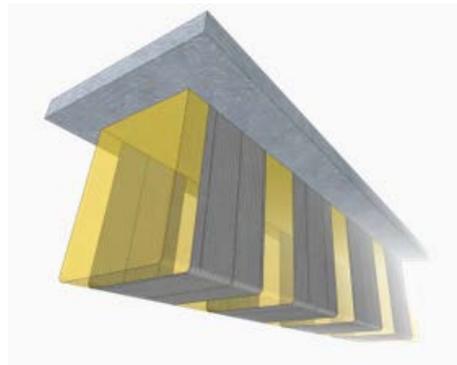


Figura 51: Envoltura de la viga VT-05- piso 6

Fuente: Elaboración Propia

6.3. Contrastación de Hipótesis

1) Hipótesis principal

Se estableció que el empleo de fibras de carbono en vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz es la mejor alternativa técnica y económica de reforzamiento estructural, teniendo en cuenta un correcto procedimiento de evaluación estructural, donde se recopiló toda la información obtenida y disponible, reconociendo las deficiencias constructivas y clasificando las patologías en los principales elementos estructurales como son las vigas de concreto armado, teniendo como resultado una viabilidad positiva para el reforzamiento del proyecto.

Además, el empleo de la fibra de carbono como alternativa moderna de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado, considerando los beneficios en sus fases de servicio e instalación, presento una respuesta favorable en el aumento de capacidad a flexión y cortante, cumpliendo con lo requerido y estipulado por las normas y especificaciones técnicas del proyecto, asumiendo incluso las limitaciones del proyecto.

Mediante un análisis económico se considero las alternativas de reforzamiento convencionales (encamisado de vigas) y modernas (fibras de carbono) demostrando que la mejor alternativa económica para el Edificio Multifamiliar Huaraz fue el empleo de fibras de carbono obteniendo un indicador económico positivo y sobre todo rentable considerado todas las variables del proyecto.

2) Hipótesis específico N1

Al conocer el correcto procedimiento de Evaluación Estructural, se obtuvo un mayor alcance de las patologías y el estado actual en el que se encuentra el Edificio Multifamiliar Huaraz, verificando con ella la vulnerabilidad que posee, es por ello que al obtener todas las comprobaciones necesarias se evidencia la problemática más realista y las posibles soluciones clasificándolas cuantitativamente y cualitativamente, conociendo la viabilidad positiva del proyecto para realizar el reforzamiento estructural, frente a otras alternativas o escenarios que posee el cliente o los stakeholders.

3) Hipótesis específico N 2

Al conocer las ventajas y desventajas del empleo de fibras de carbono en vigas 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 y evaluadas en el estado de servicio, mejorando su resistencia a flexión y cortante, sin alterar su dimensionamiento, distribución, considerando las limitaciones del área de trabajo y la importancia del tiempo de ejecución, todas ellas verificadas con la ACI440.2R (Guía de diseño y construcción de sistemas FRP para el fortalecimiento de estructuras de concreto)

4) Hipótesis específico N 3

Un aspecto de gran importancia es la evaluación económica y control de costos, teniendo como resultado que el reforzamiento con fibras de carbono en vigas de concreto armado es la mejor alternativa económica en comparación con el encamisado de vigas en el proyecto Multifamiliar Huaraz, demostrando con ella que el reforzamiento con fibras de carbono es más económico en un rango de 0 a 10 % que el encamisado de vigas, considerando todas las variables tanto directas como indirectas, llevando consigo una rentabilidad para el cliente y una utilidad para el contratista encargado del reforzamiento estructural.

6.4. Discusión

De acuerdo con la tesis de Peña Ponte, Wagner (2017), las fibras de carbono son una gran alternativa de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado, con lo cual corroboró mediante ensayos de laboratorio las propiedades de las diferentes fibras de carbono, verificando con éxito lo estipulado en las especificaciones del material y su proceso de uso, el cual dichos resultados respalda el material utilizado en el análisis de diseño de reforzamiento estructural en el Edificio Multifamiliar Huaraz el SikaCarboDur CO 1012, presentando buena respuesta en el aumento de capacidad a tracción teniendo en cuenta la correcta instalación del sistema, llegando a cumplir con las resistencia deseables de servicio.

Wagner Peña plantea resultados óptimos en estados normales (muestras de laboratorio), corroborando lo establecido por la guía del ACI 440.2R, pero no empleando el material en una estructura real o con presencia de patologías, más aun en una estructural vulnerable, no aceptando riesgo y las limitaciones en el proceso constructivo, que nosotros presentamos el Edificio Multifamiliar Huaraz.

Flores Baldeon, Jose (2015) mantuvo que las fibras de carbono producen en los elementos de concreto armado un incremento de resistencia y capacidad que ayudan alcanzar los esfuerzos deseables, así mismo demostró con ella las formulas empleadas en el Manual de reforzamiento con fibras de carbono ACI440.2R, el cual verifíco que el cálculo de flexión – cortante y ductilidad varia linealmente con el aumento de espesor de la fibra de carbono, aumentando la confiabilidad de los resultados que hemos obtenido empleando el software SikaCarDur que se basa con el cumplimiento del ACI440.2R (Guía de diseño y construcción de sistemas FRP para el fortalecimiento de estructuras de concreto).

Flores también planteo que la única limitación del empleo de las fibras de carbono es el alto costo que representa sin realizar un análisis económico, el cual no presenta ninguna variable directa o indirecta enfocando solo en el material, que en términos generales se puede obtener dicha conclusión, pero si se realizaría una evaluación económica comparando la alternativa de reforzamiento convencional (encamisado de vigas) con las fibras de carbono empleados en vigas de concreto armado, el elemento estructural que mejor respuesta tiene en su aplicación, aislado de otras actividades en el proyecto, puede llegar a ser la mejor alternativa enfocando con ella los beneficios que conlleva su uso como son la fácil instalación, limpieza, reducción de tiempo muertos y sobre todo no llegar a alterar la arquitectura del proyecto y el dimensionamiento de los elementos estructurales en especial las

vigas de concreto armado, que en gran mayoría de edificios y en el Edificio Multifamiliar Huaraz en su estado actual que ya se encuentran construidos y llegan a cumplir solo con altura mínima (2.10m), el cual una alteración en su dimensionamiento impediría el cumplimiento de la Norma de Edificaciones generando el rechazo del proyecto, además sin considerar las áreas de trabajos muy limitadas que se presenta, además si se considera los gastos indirectos en el reforzamiento con fibras de carbono se obtiene resultados muy positivos que hacen el reforzamiento con fibras de carbono en vigas de concreto armado la mejor alternativa económica como es el caso del Edificio Multifamiliar Huaraz, teniendo en cuenta las condiciones del elemento estructural (patologías).

Adicionalmente, Gianfranco Alegre (2017) plantea un análisis con fibras de carbono en vigas de concreto armado con diferentes tipos de cuantía, verificando el aumento de resistencia dependiente de la cuantía analizada, el cual en los dos casos ha obtenido un incremento de resistencia a flexión considerable hasta llegar al punto de falla teórica, así mismo menciona que es una solución que nos permite tener como una alternativa de solución moderna, de manera eficiente al cumplir con las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, el cual ayuda a respaldar el análisis y los resultados obtenidos en la evaluación técnica y económica de reforzamiento estructural con fibras de carbono en el Edificio Multifamiliar Huaraz.

Alegre planteo que a pesar de ser una alternativa cara no se debe olvidar los beneficios que estas conllevan, reforzando los resultados económicos obtenidos en favor al proyecto de Reforzamiento estructural con fibras de carbono en el Edificio Multifamiliar.

Conclusiones de discusión:

- Las bases teóricas empleadas para el reforzamiento de fibras de carbono en vigas de concreto armado están verificadas y presentan aceptación aumentando la confiabilidad de los resultados obtenidos. (ACI 440.2R)
- Las especificaciones del material (fibras de carbono SikaCarboDur SO1012) a utilizar para el reforzamiento estructural en vigas de concreto armado presenta verificación cumpliendo con lo estipulado en el material de uso.
- El aspecto económico es uno de los puntos que más importancia se debe analizar, debido a que por la falta de información y solo comparar los costos directos estos tienen un rechazo por el mayor porcentaje en comparación con el reforzamiento

tradicional (encamisado de vigas), sin considerar los beneficios y el aspecto económico a largo plazo y los tiempos de ejecución, además los costos indirectos que se atribuyen a la actividad.

- La Evaluación del proyecto no solo es la verificación en los planos y realizar el reforzamiento, sino que se debe conocer las alternativas y verificar si realmente el reforzamiento del proyecto en general es viable o no para el cliente y este pueda conocer los riesgos que presentan tanto positivos y negativos.

Recomendación de discusión:

- Toda verificación de cálculos para reforzamiento estructural debe ser apoyada mediante bases teóricas verificadas y aceptadas en este caso el ACI 440.2R-08 (Guía de diseño y construcción de sistemas FRP para el fortalecimiento de estructuras de concreto).
- Se debe actualizar las herramientas de cálculo software u hojas de cálculo, para obtener resultados con mayor acceso sin limitar al usuario su uso.
- El correcto procedimiento de evaluación técnica y económica permite conocer la viabilidad del proyecto, teniendo en cuenta los intervalos de aceptación.
- Se debe continuar analizando el aspecto económico considerando los costos directos e indirectos en el uso de reforzamientos modernos.

6.5. Evaluación económica de reforzamiento con fibras de carbono vs encamisado en vigas de concreto armado

Mediante el concepto de gestión de costos, donde se establece procesos y herramientas se pudo conocer los entregables, es decir los diferentes presupuestos para las alternativas de reforzamiento estructural moderna (fibras de carbono) y tradicional (encamisado), del cual se utilizó estimaciones de costos como juicio de expertos, reuniones y estimaciones análogas tomando referencias de la base de datos de la empresa constructora y cotizaciones, identificando con ella los umbrales de control.

Se tomó como muestra para dicho cuadro comparativo de costos la viga VT-07A, que presenta deficiencia a flexión positiva, del cual tenemos lo siguiente: Ver Tabla 25.

Tabla 25: Comparativo económico de la viga VT-07A (Continua)

COMPARATIVO ECONOMICO FRP VS ENCAMISADO / FLEXION						
PRESUPUESTO ENCAMISADO DE VIGAS						
COSTOS DIRECTOS	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	P.U	SUB TOTAL	PLAZO(DIAS)
MATERIALES	ACERO	kg	25.16	2.44	61.40	8
	ENCOFRADO	m2	1.24	40.00	49.60	
	CONCRETO	m3	0.10	290.00	27.55	
MANO DE OBRA	ACERO	kg	25.16	0.90	22.64	
	ENCOFRADO	m2	1.24	20.00	24.80	
	CONCRETO	m3	0.10	37.00	3.52	
SUB CONTRATA	SERVICIO DE PERFORACION	und	16.00	12.00	192.00	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS:					S/. 381.51	
COSTOS INDIRECTOS	COSTO MENSUAL		COSTO X ACTIVIDAD	% DE PARTICIPACION	SUBTOTAL	
RESIDENTE	6000		1620	8.00%	129.60	
ING. CALIDAD	5500		1485	8.00%	118.80	
MAESTRO DE OBRAS	4000		1080	8.00%	86.40	
SSOMA	3500		945	8.00%	75.60	
ALMACENERO	3500		945	2.00%	18.90	
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS:					S/. 429.30	
TOTAL DEL PRESUPUESTO:					S/. 810.81	

Tabla 25: Comparativo económico de la viga VT-07A

COMPARATIVO ECONOMICO FRP VS ENCAMISADO / FLEXION						
PRESUPUESTO FIBRAS DE CARBONO						
COSTOS DIRECTOS	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	P.U	SUB TOTAL	PLAZO(DIAS)
INTALACION + MATERIAL	FIBRA SIKA CARBODUR SO 1012	ml	1.90	358.00	S/. 680.20	1
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS:					S/. 680.20	
COSTOS INDIRECTOS	COSTO MENSUAL		COSTO X ACTIVIDAD	% DE PARTICIPACION	SUBTOTAL	
RESIDENTE	6000		198	8.00%	15.84	
ING. CALIDAD	5500		181.5	8.00%	14.52	
MAESTRO DE OBRAS	4000		132	8.00%	10.56	
SSOMA	3500		115.5	8.00%	9.24	
ALMACENERO	3500		115.5	2.00%	2.31	
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS:					S/. 52.47	
TOTAL DEL PRESUPUESTO:					S/. 732.67	

Fuente: Elaboración Propia

Dicho cuadro comparativo nos mostró los diferentes aspectos económicos a considerar entre los dos tipos alternativas de reforzamiento estructural tradicional (encamisado) y moderno (fibras de carbono).

- Se pudo visualizar que el costo directo del reforzamiento con fibras de carbono en la viga VT-07A, es decir los costos que se utilizaron para la ejecución de la actividad, es hasta un 78% más caro que el encamisado de vigas.
- Se debe tener en cuenta el plazo estimado para la ejecución del paquete de trabajo (reforzamiento estructural), siendo más rápido y eficaz el uso de las fibras de carbono (FRP), aislando otras actividades que se pueden realizar en el proyecto, se reflejó la gran diferencia de 7 días, que se refirió al tiempo que la viga reforzada puede ponerse en estado de servicio, dando al reforzamiento moderno (fibras de carbono) una gran ventaja debido a que este puede ser llevado al estado de servicio en 24 horas mientras el reforzamiento tradicional (encamisado) no.
- Cabe recalcar que dicho análisis fue para una viga y de un solo piso, es por ello que el tiempo y el costo se maximizará cuando se evalúe complementariamente todas las vigas de todos los pisos a reforzar.

- Gracias a los beneficios de usar las fibras de carbono (FRP), resulto ser el más viable económicamente, teniendo en cuenta el porcentaje de participación de los costos indirectos y las limitaciones de áreas de trabajo como espacios con poco acceso y no alterar la arquitectura, dimensionamiento de la viga reforzada.

A través de todos estos resultados se pudo realizar los diferentes paquetes de trabajo obteniendo el desarrollo y término del proyecto en especial las vigas de concreto armado como un elemento estructural de gran importancia para el correcto comportamiento de toda la estructura (Edificio Multifamiliar Huaraz). Ver Figura 52 y 53.



Figura 52: Vista Inicial

Fuente: Elaboración Propia

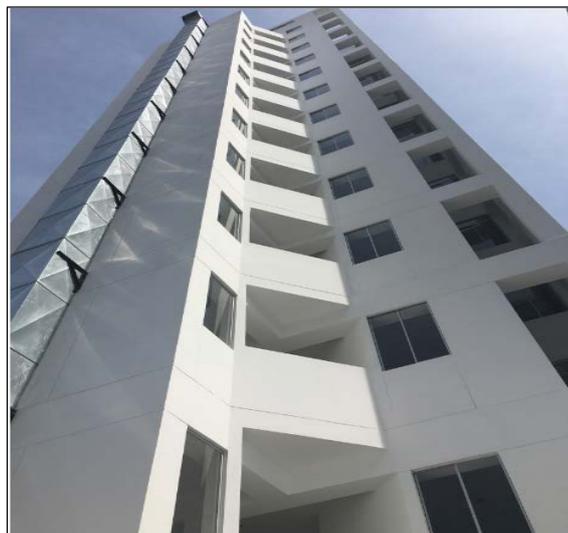


Figura 53: Vista final

Fuente: Elaboración Propia

CONCLUSIONES

- 1) Se concluye que al emplear las buenas prácticas utilizando como base las normas y manuales (ACI 562 y Manual de Sika), se pudo realizar el correcto reforzamiento estructural, considerando las pautas y procesos esenciales de la Evaluación Estructural, dando a conocer la viabilidad del proyecto en las diferentes escenarios teniendo como escenario favorable el reforzamiento estructural, el cual presenta mayor rentabilidad y la única propuesta positiva, llegando a favorecer al cliente con una utilidad aproximadamente de 20% con respecto a su inversión realizada de sumar todos los costos a realizar (costo de terreno, costo de construcción y reforzamiento) con respecto a la utilidad ganada por la venta de departamentos del Edificio Multifamiliar Huaraz, siendo esta la mejor decisión a tomar, sin olvidar la ubicación en donde se desarrolla.
- 2) Se concluye que al reforzar las vigas de concreto armado con fibras de carbono estas aumentan su capacidad de resistencia tanto a flexión como cortante, llegando a aumentar la capacidad deseable aproximadamente en un 10% y 20% al comparar la sección reforzada con las cargas previstas con la sección no reforzada, permitiendo un mejor comportamiento estructural y factor de seguridad, cumpliendo con los requerimientos del proyecto.
- 3) El reforzamiento estructural con fibras de carbono en vigas de concreto armado, conociendo las limitaciones, consideraciones administrativas y costos indirectos del proyecto es la alternativa más económica en un 10.67% en comparación con el reforzamiento tradicional (encamisado de vigas) bajo las deficiencias a flexión.
- 4) Se concluye que el empleo de fibras de carbono es una de los sistemas de reforzamiento estructural más eficientes considerando las etapas de instalación y de servicio permitiendo al proyectista y constructor, tener una alternativa técnica y económica cumpliendo con los requisitos de las diferentes normativas que pueden ser empleadas en un proyecto inmobiliario.
- 5) Se corrobora el cumplimiento de la estadística donde ciertos países con mayor experiencia establecen que el costo para el reforzamiento estructural de un proyecto de viviendas para ser considerado rentable no debe ser mayor al 30%, obteniendo para el Edificio Multifamiliar Huaraz un 29.88%.

RECOMENDACIONES

- 1) Se recomienda hacer el análisis de viabilidad bajo los escenarios previstos considerando las limitaciones espaciales y una correcta evaluación estructural, ya que con ella se identifica la cantidad de patologías que presenta la estructura con las que puede ser cuantificadas.
- 2) Se recomienda que de existir la oportunidad de realizar el reforzamiento estructural bajo un correcta Evaluación Estructural, proceder a realizarla debido a que es la opción más factible y viable frente a otros escenarios.
- 3) Se recomienda que para todo cálculo estructural se debe tener sustento bajo normas y manuales .establecidas y vigentes.
- 4) Se recomienda usar los análisis de costos con valores y precios actualizados para no tener un alto margen de error.
- 5) Se recomienda que para todo tipo de análisis económico se considere los costos indirectos que permiten tener un mayor alcance sobre los posibles gastos a realizar en el paquete de trabajo.
- 6) Se recomienda hacer un análisis comparativo de costos con deficiencias a cortante para conocer mayores alcances sobre la economía frente a alternativas tradicionales.
- 7) Se recomienda que al no tener una norma establecida para el reforzamiento estructural continuar empleando nuevas alternativas de reforzamiento moderno y demostrando el impacto y viabilidad en proyectos en los diferentes elementos estructurales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alegre, G. (2017). *Estudio de la influencia en la resistencia y ductilidad de las fibras de carbono utilizadas como reforzamiento de vigas de concreto armado.* (Tesis de pregrado) Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Anonimo. (7 de Enero de 2014). *Reforzamiento estructural con fibra de carbono.* Obtenido de ConstruAprende: <http://www.construaprende.com/com/blogs/reforzamiento-estructural-con-fibra-de-carbono>
- Arquitectura, I. R. (12 de Mayo de 2014). *Fibra De Carbono En La Construcción.* Obtenido de Insignia Rehabilitación y Arquitectura: <https://obrasinsignia.com/blog/fibra-de-carbono-construccion/>
- Flores, J. J. (2015). *Incremento de la capacidad de columnas de concreto con la adición de confinamiento externo con mantas defibra de carbono.* (Tesis de pregrado) Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Institute, A. C. (2005). *Guia para el Diseño y Construcción Externamente de Bonded Sistemas de FRP para el fortalecimiento de Estructuras de Hormigón.* EEUU.
- Kin, S. (11 de setiembre de 2018). *La fibra de carbono: ¿el superhéroe de los materiales de construcción?* Obtenido de Redshift: <https://www.autodesk.com/redshift/es/construccion-fibra-carbono/>
- Llano, C. (2009). *Fibra de carbono , presente y futuro de un material revolucionario.* Obtenido de Revista Metal actual: <http://www.metalactual.com/revista/11/materialescarbono.pdf>
- Moncayo Theurer, M., Rodriguez, J., Alcívar, López, Soriano, & Villacis. (2016). *Las fibras de carbono como una alternativa para reforzamiento de estructuras.* Guayaquil.
- Orozco, H. (17 de Mayo de 2013). *Reforzamiento de estructuras con fibra de carbono.* Obtenido de Sika: <https://es.slideshare.net/sikamexicana/reforzamiento-de-estructuras-con-fibra-de-carbono>
- Paredes, J. P. (2014). *Desempeño Sísmico de una viga reparada con fibras de carbono.* (Tesis de Pregrado) Ecuador: Universidad Técnica de Ambato.
- Pascual, B. (15 de Marzo de 2007). *La fibra de carbono, un material para el siglo 21.* Obtenido de Interempresas: <http://www.interempresas.net/Plásticos>
- Peña, W. (2017). *Reforzamiento de vigas de concreto armado con láminas de fibra de carbono en viviendas del Proyecto Multifamiliar Mi Vivienda "Pariacoto" Breña - Lima 2017.* (Tesis de Pregrado) Lima: Universidad Cesar Vallejo.

PMI. (2017). *PMBOK*. EEUU.

Rocafuerte, V. (6 de Octubre de 2014). *Reforzamientos*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/dussanyagual/reforzamientos-de-estructuras>

Roselo, L. (2013). *Reforzamiento de estructuras del hormigón armado con FRP. Aplicación al caso de refuerzo de una losa y columnas de un salón de audiovisuales y un auditorio*. Ecuador.

Sencico. (s.f.). *Norma E020 - Cargas*. Lima.

Sencico. (s.f.). *Norma E030 - Sismorresistente*. Lima.

Sencico. (s.f.). *Norma E060 - Concreto Armado*. Lima.

Silva, P. A. (2016). *Refuerzo estructural con fibra de carbono*. (Tesis de Pregrado) Quito: Universidad San Francisco de Quito USFQ.

Tumialan, G. (2014). *Nueva Norma para la Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto*. Lima.

Villacres, P. J. (2016). *Determinación de las técnicas de reforzamiento para mejorar el desempeño estructural en un edificio mixto*". (Tesis de Pregrado) Ambato: Universidad Técnica de Ambato.

Villagrán, E., Vera, C., & Posada, A. E. (Julio de 2003). *Modelo esfuerzo-deformación para elementos de concretos reforzado que cumple con las hipótesis de las NTC RCDF 2004*. Obtenido de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112013000200003

ANEXOS

Anexo 1: Matriz de consistencia metodológica

FORMULACION DEL PROBLEMA	PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGIA
GENERAL	¿De qué manera la evaluación técnica y económica contribuye en el reforzamiento estructural en vigas de concreto armado con fibras de carbono ante la presencia de patologías en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019?	Realizar la evaluación técnica y económica de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado con fibras de carbono en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019.	La aplicación de fibras de carbono es la mejor alternativa técnica y económica como método de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz.	VD. Fibra de carbono	Resistencia	Es tipo de investigación aplicada, descriptivo y correlacional.
ESPECÍFICO	¿Cómo la evaluación estructural permite conocer la viabilidad del proyecto para el reforzamiento del Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019?	Evaluar la viabilidad del proyecto para el reforzamiento estructural en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019 en presencia de patologías y deficiencias constructivas.	La evaluación estructural permite conocer la viabilidad del reforzamiento estructural en Edificio Multifamiliar Huaraz en presencia de patologías y deficiencias constructivas.	VI. Vigas de Concreto Armado	Viabilidad	POBLACIÓN: La población de análisis serán Todos los edificios multifamiliares del distrito de Breña que presentan patologías.
	¿De qué manera la aplicación de fibras de carbono en vigas de concreto armado mejora su capacidad en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019?	Mejorar la capacidad de resistencia en vigas de concreto armado haciendo uso de fibras de carbono en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019.	La aplicación de fibras de carbono aumenta su capacidad de resistencia en las vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz.		Flexión Cortante Tracción	MUESTRA: La muestra sera representativa por el Edificio Multifamiliar "Huaraz" distrito de Breña, ubicado en la calle Huaraz N°1237
	¿En qué medida la evaluación estructural permite conocer la mejor alternativa económica de reforzamiento en vigas de concreto armado frente al encamisado en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019?	Dar a conocer el uso de fibra de carbono como la mejor alternativa económica de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado frente al encamisado en vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz Breña – Lima 2019.	La evaluación económica da a conocer que el uso de fibras de carbono es la mejor alternativa como sistema de reforzamiento estructural en vigas de concreto armado en el Edificio Multifamiliar Huaraz frente al encamisado o ensanchamiento.		Utilidad	

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 2: Cálculo del software sika carbodur

1.- CRITERIOS DE DISEÑO Y REGLAMENTO

Refuerzo a flexión en viga VT-05- Piso 6.

- ACI 440.2R-17

- ACI 318

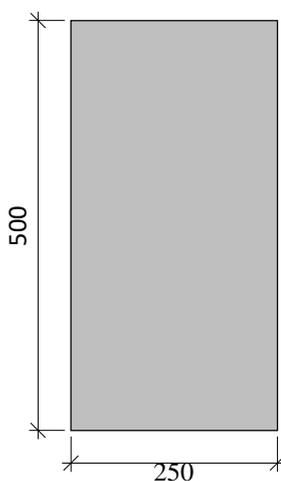
- País: Perú

2.- HIPÓTESIS DE CÁLCULO

2.1.- Geometría

Sección transversal = Rectangular Ancho = 250 mm

Canto = 500 mm



2.2.- Concreto

Resistencia a compresión del hormigón Resistencia del concreto (f'_c) = 20 MPa Probeta

cilíndrica = 20 Pa

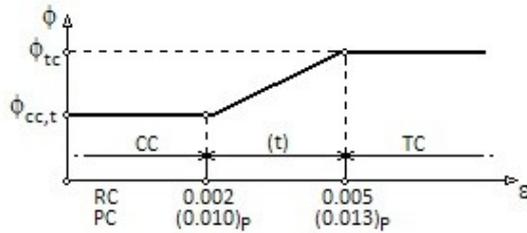
Probeta cúbica = 25 MPa

2.3.- Acero de refuerzo

Capas de refuerzo

Capa superior	d_2 mm	Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Número x d_s (mm)
1.	40	(Grade 60) 414	200000	3 x 19.1
Capa inferior	d_1 mm	Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Número x d_s (mm)
1.	40	(Grade 60) 414	200000	3 x 19.1

2.4.- Factores de reducción de resistencia



2.5.- Factores de carga

Combinaciones ACI	Cargas muertas	Cargas vivas
Límites del refuerzo	1.10	1.00
Acciones esperadas (diseño del refuerzo)	1.20	1.60
Acciones de servicio previstas	1.00	1.00
Caso de incendio	1.00	1.00

2.6.- Condiciones de exposición

Tipo de fibra: Carbono

Condiciones de exposición: Exposición interior ($C_e = 0.95$)

3.- RESISTENCIA FRP

3.1.- Refuerzo principal FRP

Pegado. Sika CarboDur® S

Sika CarboDur® S1012	Número	E_f (MPa)	Espesor t_f (mm)	ϵ_{fu}	Ancho (mm)
Capa: 1	1	165000.00	1.200	0.0166	100.00

4.- COMBINACIONES DE CARGA PREVISTAS

4.1.- Acciones iniciales

$$M_i: \underline{61.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4.2.- Acciones esperadas (diseño del refuerzo)

Cargas muertas

$$MDL: \underline{68.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cargas vivas

$$MLL: \underline{37.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5.- RESULTADOS

5.1.- Resumen de resultados

Límites del refuerzo (ACI440.2R-17, 9.2)				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	0.90	112.53	152.50	Sección no reforzada $137.25 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 112.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sección reforzada bajo cargas previstas				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$	0.86	141.78	181.05	Sección reforzada $156.12 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 141.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Estados límite de servicio			
Acciones	Tensiones de servicio		
	$f_{c,s} \leq 0.6 \cdot f'_c$	$f_{y,s} \leq 0.8 \cdot f_y$	$f_{f,s} \leq 0.55 \cdot f_{fu}$
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	$9.17 \text{ MPa} \leq 12.00 \text{ MPa}$ ✓	$283.87 \text{ MPa} \leq 330.95 \text{ MPa}$ ✓	$87.41 \text{ MPa} \leq 1431.13 \text{ MPa}$ ✓

Resistencia al fuego (t=0 min.)				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	1.00	105.70	152.50	Sección no reforzada $152.50 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 105.70 \text{ kN}\cdot\text{m}$

5.2.- Estados límite últimos

La resistencia a flexión de una sección depende del control del modo de fallo. Los siguientes modos de fallo deben investigarse para una sección con refuerzo FRP (ACI 440.2R-17, 10.1.1):

Rotura del concreto en compresión antes de la fluencia del acero de refuerzo; Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del laminado FRP; Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del concreto; Deslaminación del recubrimiento de concreto por tensiones de cortante Despegue del FRP del substrato de concreto (Despegue FRP).

Las siguientes hipótesis se aplican al cálculo de la resistencia a flexión de una sección reforzada con un sistema externo de refuerzo mediante FRP (ACI 440.2R-17, 10.2.1):

Los cálculos para el diseño están basados en las dimensiones, disposición de refuerzo interno de acero, y las propiedades de los materiales del elemento existente a reforzar; Las deformaciones en el acero de refuerzo y concreto son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Esto es, las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la misma; No existe desplazamiento relativo entre el refuerzo FRP externo y el concreto; Se desprecian las deformaciones por cortante en el interior de la capa adhesiva debido a que ésta es muy delgada y con leves variaciones en su espesor; La máxima deformación de compresión en el concreto es 0.003; Se desprecian las tensiones de tracción en el concreto; y el refuerzo FRP tiene un comportamiento tensión-deformación elástica y lineal hasta la rotura

Diagrama tensión-deformación del concreto

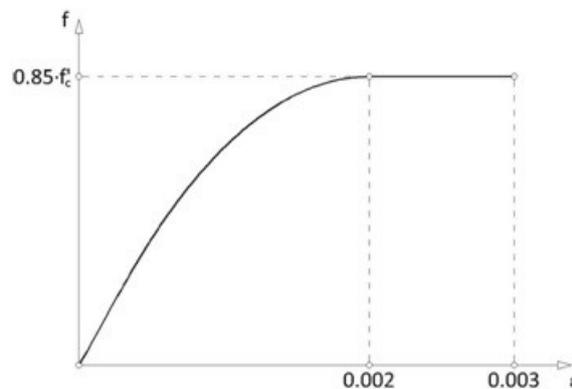
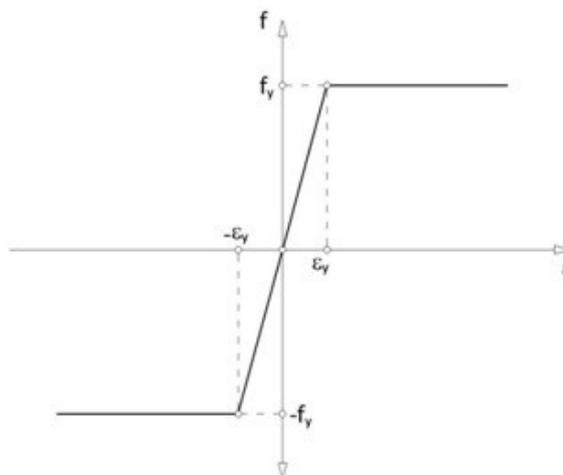


Diagrama tensión-deformación para el acero de refuerzo



Para prevenir la fisuración previa al modo de fallo de despegue, la deformación efectiva en el refuerzo FRP debe limitarse al nivel de deformación a la que ésta puede ocurrir, σ_{fd} , como se define en la Eq. (ACI 440.2R-17, Sección 10.1):

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0.9 \cdot \varepsilon_{fu}$$

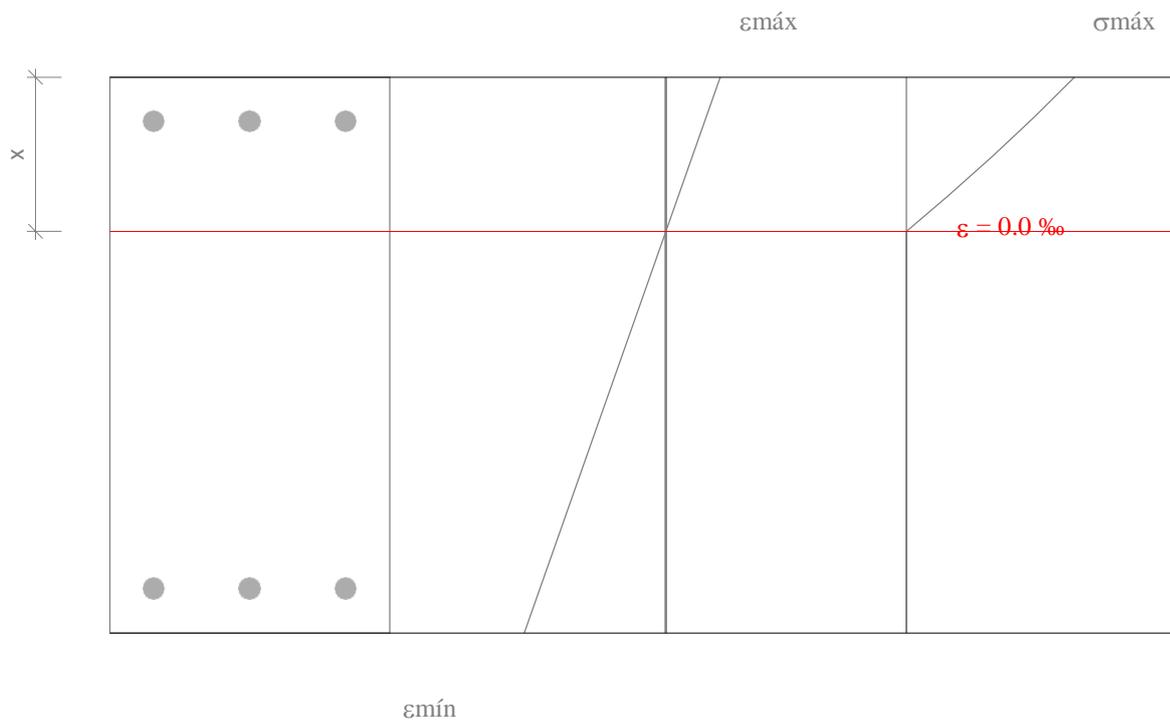
Refuerzo principal FRP :

$\sigma_{fd} : 0.0041$

Se aplica un factor de reducción adicional, ϕ_f , a la contribución a la resistencia a flexión del refuerzo FRP. El valor recomendado de ϕ_f es 0.85.

Equilibrio de la sección. Acciones iniciales

$S_u = S_i = 61.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Deformación máxima y mínima	$\varepsilon_{máx} = 0.37 \text{ ‰}$ $\varepsilon_{mín} = -0.98 \text{ ‰}$
Tensión máxima en el hormigón	$f_c = 5.77 \text{ MPa}$
Profundidad de la fibra neutra	$x = 138.63 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
No. 19.1	210	53.31	0.27
No. 19.1	-210	-173.68	-0.87

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($I_f = 0.85$).

Límites del refuerzo. Combinación mínima de cargas que debe resistir el elemento sin reforzar (ACI440.2R-17, Sección 9.2).

$$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

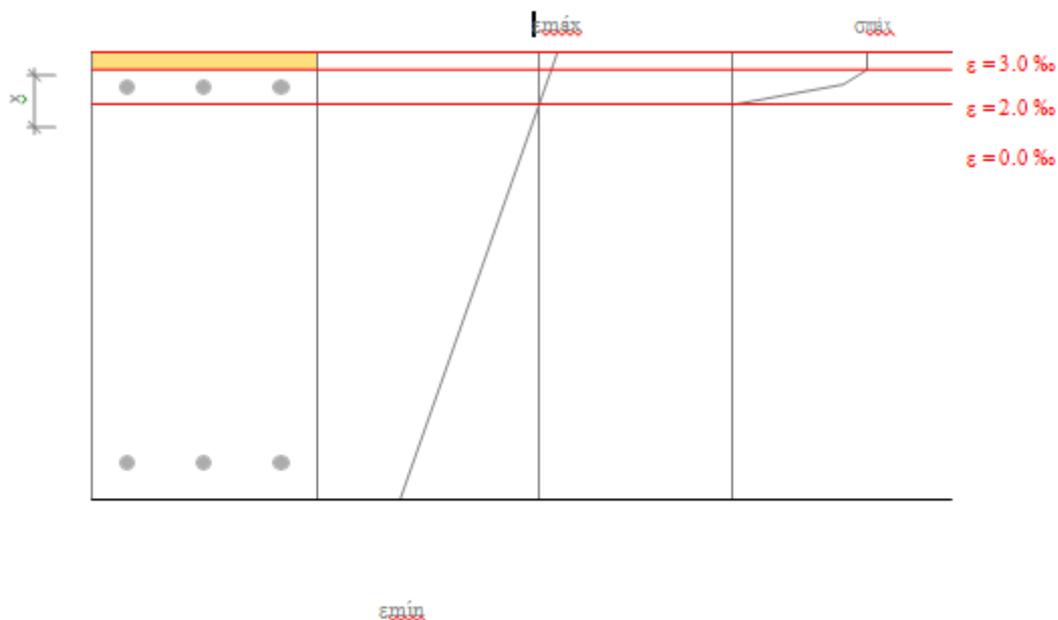
$$137.25 \text{ kN}\cdot\text{m} > 112.53 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Momento nominal

$$M_n: \underline{152.50} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\Phi: \underline{0.90}$$



Deformación máxima y mínima

$$\epsilon_{\max} = 2.99 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{\min} = -22.52 \text{ ‰}$$

Tensión máxima en el hormigón

$$f_c = 17.00 \text{ MPa}$$

Profundidad de la fibra neutra

$$x = 58.52 \text{ mm}$$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 19.1	210	188.96	0.94
No. 19.1	-210	-413.69	-20.48

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional (Tf = 0.85).

Límites del refuerzo. Sección reforzada y cargas previstas.

$$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

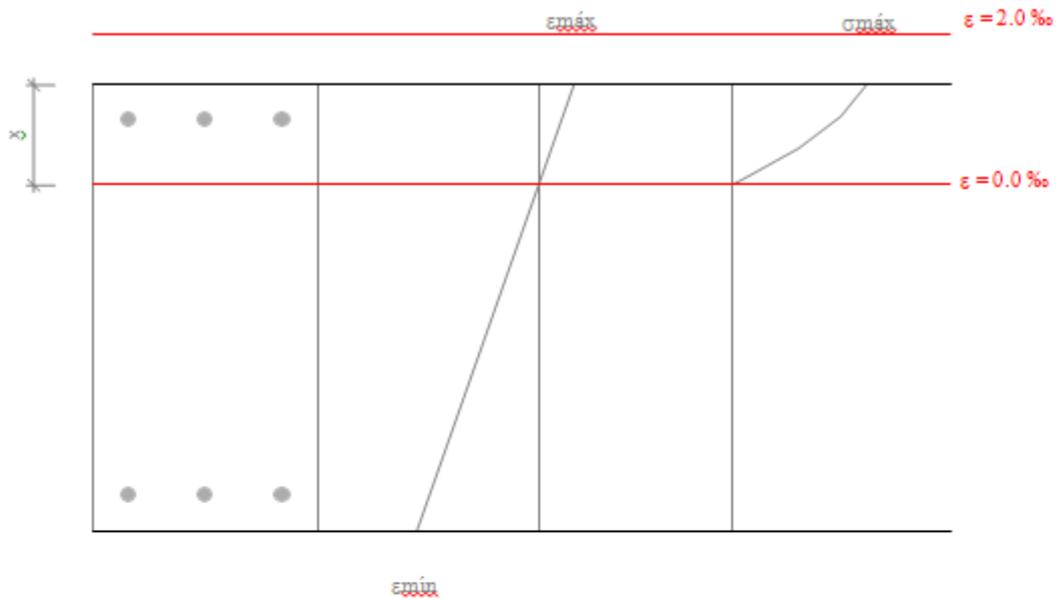
$$156.12 \text{ kN}\cdot\text{m} > 141.78 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Momento nominal

$$M_n: \underline{181.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\Phi: \underline{0.86}$$



Deformación máxima y mínima $\epsilon_{\text{máx}} = 1.46 \text{ ‰}$
 $\epsilon_{\text{mín}} = -5.07 \text{ ‰}$

Tensión máxima en el hormigón $f_c = 15.77 \text{ MPa}$
 Profundidad de la fibra neutra $x = 111.93 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 19.1	210	187.95	0.94
No. 19.1	-210	-413.69	-4.55
FRP	-251	-575.03	-4.10

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional (Tf = 0.85).

5.3.- Estados límite de servicio

La tensión en el acero de refuerzo bajo cargas de servicio debe limitarse al 80% del límite elástico. Además, la tensión de compresión del concreto bajo cargas de servicio debería limitarse al 60% de la resistencia a compresión

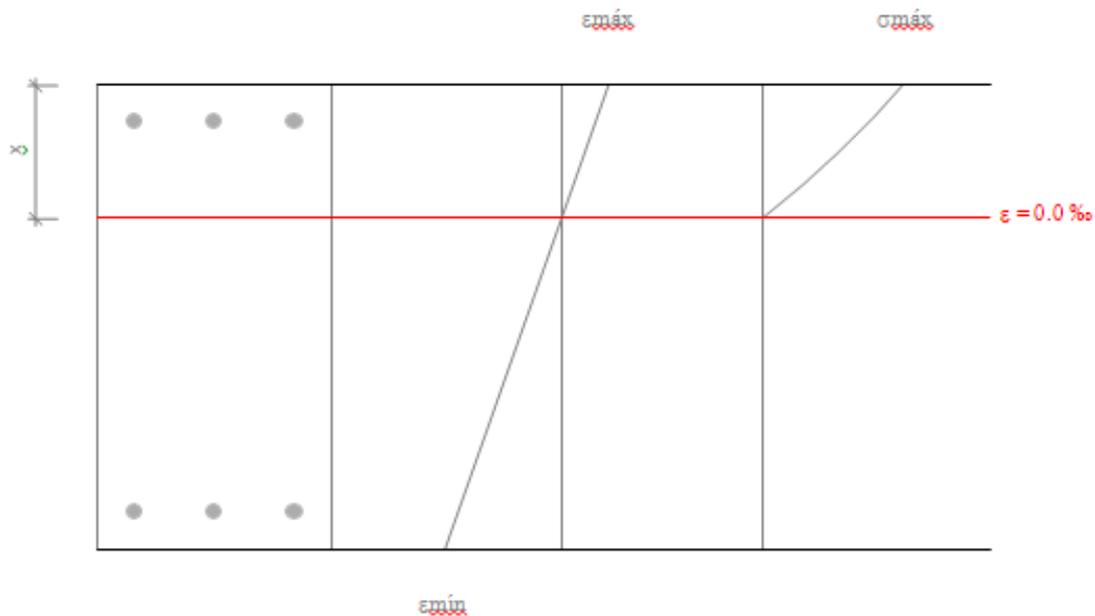
(ACI 440.2R-17, 10.2.8).

$$f_{f,s} \leq 0.55 \cdot f_{fus,s} \leq 0.8 \cdot f_y \quad f_{c,s} \leq 0.6 \cdot f'_c$$

La tensión sostenida debería limitarse como se expresa en la ec. (ACI 440.2R-17, 10.2.9):

Equilibrio de fuerzas de la sección para cargas de servicio

$$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$



Deformación máxima y mínima $\epsilon_{sup} = 0.64 \text{‰}$
 $\epsilon_{inf} = -1.60 \text{‰}$

Tensión máxima en el hormigón $f_c = 9.17 \text{ MPa}$

Profundidad de la fibra neutra $x = 143.37 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 19.1	210	92.68	0.46
No. 19.1	-210	-283.87	-1.42
FRP	-251	-87.41	-0.62

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($\lambda = 0.85$).

5.4.- Resistencia al fuego (t=0 min.)

Límites del refuerzo. Sección no reforzada.

$$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$152.50 \text{ kN}\cdot\text{m} > 105.70 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Momento nominal

$$M_n: \underline{152.50} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\phi: \underline{1.00}$$

La resistencia nominal del elemento no reforzado supera la requerida para la combinación de cargas correspondiente a la situación de incendio. El refuerzo FRP, por tanto, no es necesario durante la situación de incendio, y no es necesario aplicarle protección. Si se necesita una cierta resistencia al fuego, el proyectista debe evaluar la necesidad de aplicar una protección al elemento de hormigón armado de acuerdo con la normativa local.

1.- CRITERIOS DE DISEÑO Y REGLAMENTO

Refuerzo a flexión en viga VT 05 piso 6.

- ACI 440.2R-17

- ACI 318

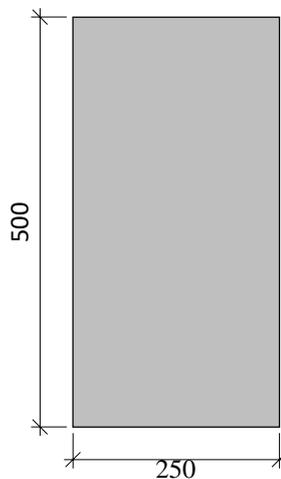
- País: Perú

2.- HIPÓTESIS DE CÁLCULO

2.1.- Geometría

Sección transversal = rectangular Ancho = 250 mm

Canto = 500 mm



2.2.- Concreto

Resistencia a compresión del hormigón Resistencia del concreto (f'_c) = 20 MPa

Probeta cilíndrica = 20 MPa

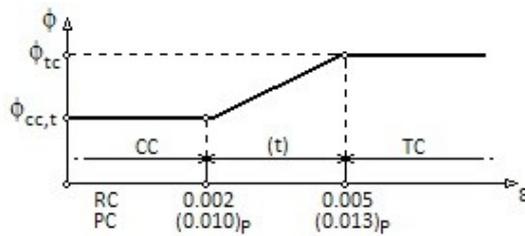
Probeta cúbica = 25 MPa

2.3.- Acero de refuerzo

Capas de refuerzo

Capa superior	d_s mm	Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Número x d_s (mm)
1.	40	(Grade 60) 414	200000	3 x 19.1
Capa inferior	d_i mm	Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Número x d_s (mm)
1.	40	(Grade 60) 414	200000	3 x 19.1

2.4.- Factores de reducción de resistencia



Definido por (ACI 318)

$$\phi_{cc,t} = 0.65$$

$$\phi_{tc} = 0.90$$

2.5.- Factores de carga

Combinaciones ACI	Cargas muertas	Cargas vivas
Límites del refuerzo	1.10	1.00
Acciones esperadas (diseño del refuerzo)	1.20	1.60
Acciones de servicio previstas	1.00	1.00
Caso de incendio	1.00	1.00

2.6.- Condiciones de exposición

Tipo de fibra: Carbono

Condiciones de exposición: Exposición interior ($C_e = 0.95$)

3.- RESISTENCIA FRP

3.1.- Refuerzo principal FRP

Pegado. Sika CarboDur® S

Sika CarboDur® S1012	Número	E_f (MPa)	Espesor t_f (mm)	ϵ_{fu}	Ancho (mm)
Capa: 1	1	165000.00	1.200	0.0166	100.00

4.- COMBINACIONES DE CARGA PREVISTAS

4.1.- Acciones iniciales

$$M_i: \underline{82.97} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4.2.- Acciones esperadas (diseño del refuerzo)

Cargas muertas

$$MDL: \underline{78.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cargas vivas

$$MLL: \underline{44.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5.- RESULTADOS

5.1.- Resumen de resultados

Límites del refuerzo (ACI440.2R-17, 9.2)				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	0.90	129.99	152.50	Sección no reforzada $137.25 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 129.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sección reforzada bajo cargas previstas				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$	0.89	164.20	211.94	Sección reforzada $187.86 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 164.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Estados límite de servicio			
Acciones	Tensiones de servicio		
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	$f_{c,s} \leq 0.6 \cdot f'_c$	$f_{y,s} \leq 0.8 \cdot f_y$	$f_{f,s} \leq 0.55 \cdot f_{fu}$
	$10.30 \text{ MPa} \leq 12.00 \text{ MPa}$ ✓	$322.26 \text{ MPa} \leq 330.95 \text{ MPa}$ ✓	$71.25 \text{ MPa} \leq 1431.13 \text{ MPa}$ ✓

Resistencia al fuego (t=0 min.)				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	1.00	122.17	152.50	Sección no reforzada $152.50 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 122.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$

5.2.- Estados límite últimos

La resistencia a flexión de una sección depende del control del modo de fallo. Los siguientes modos de fallo deben investigarse para una sección con refuerzo FRP (ACI 440.2R-17, 10.1.1):

Rotura del concreto en compresión antes de la fluencia del acero de refuerzo; Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del laminado FRP; Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del concreto; Deslaminación del recubrimiento de concreto por tensiones de cortante Despegue del FRP del substrato de concreto (Despegue FRP).

Las siguientes hipótesis se aplican al cálculo de la resistencia a flexión de una sección reforzada con un sistema externo de refuerzo mediante FRP (ACI 440.2R-17, 10.2.1):

Los cálculos para el diseño están basados en las dimensiones, disposición de refuerzo interno de acero, y las propiedades de los materiales del elemento existente a reforzar; Las deformaciones en el acero de refuerzo y concreto son directamente proporcionales a la

distancia desde el eje neutro. Esto es, las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la misma; No existe desplazamiento relativo entre el refuerzo FRP externo y el concreto; Se desprecian las deformaciones por cortante en el interior de la capa adhesiva debido a que ésta es muy delgada y con leves variaciones en su espesor; La máxima deformación de compresión en el concreto es 0.003; se desprecian las tensiones de tracción en el concreto; y el refuerzo FRP tiene un comportamiento tensión-deformación elástico y lineal hasta la rotura.

Diagrama tensión-deformación del concreto

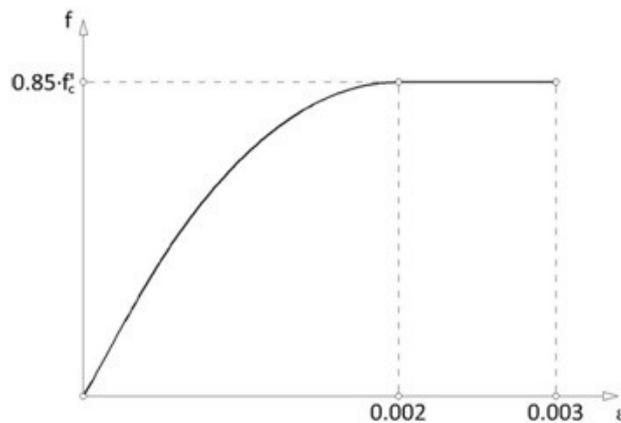
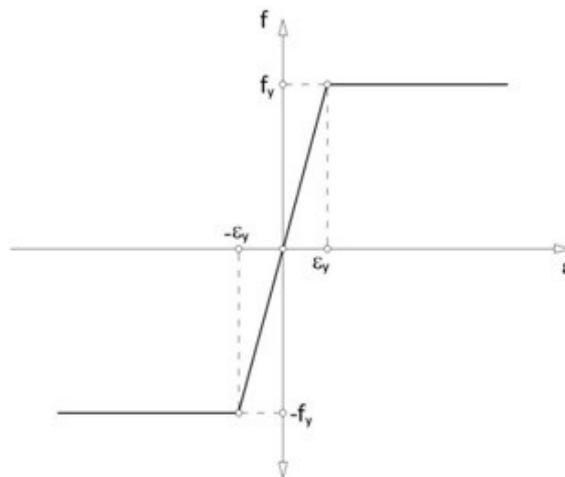


Diagrama tensión-deformación para el acero de refuerzo



Para prevenir la fisuración previa al modo de fallo de despegue, la deformación efectiva en el refuerzo FRP debe limitarse al nivel de deformación a la que ésta puede ocurrir, ϵ_{fd} , como se define en la Eq. (ACI 440.2R-17, Sección 10.1):

$$\epsilon_{fd} = 0.41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0.9 \cdot \epsilon_{fu}$$

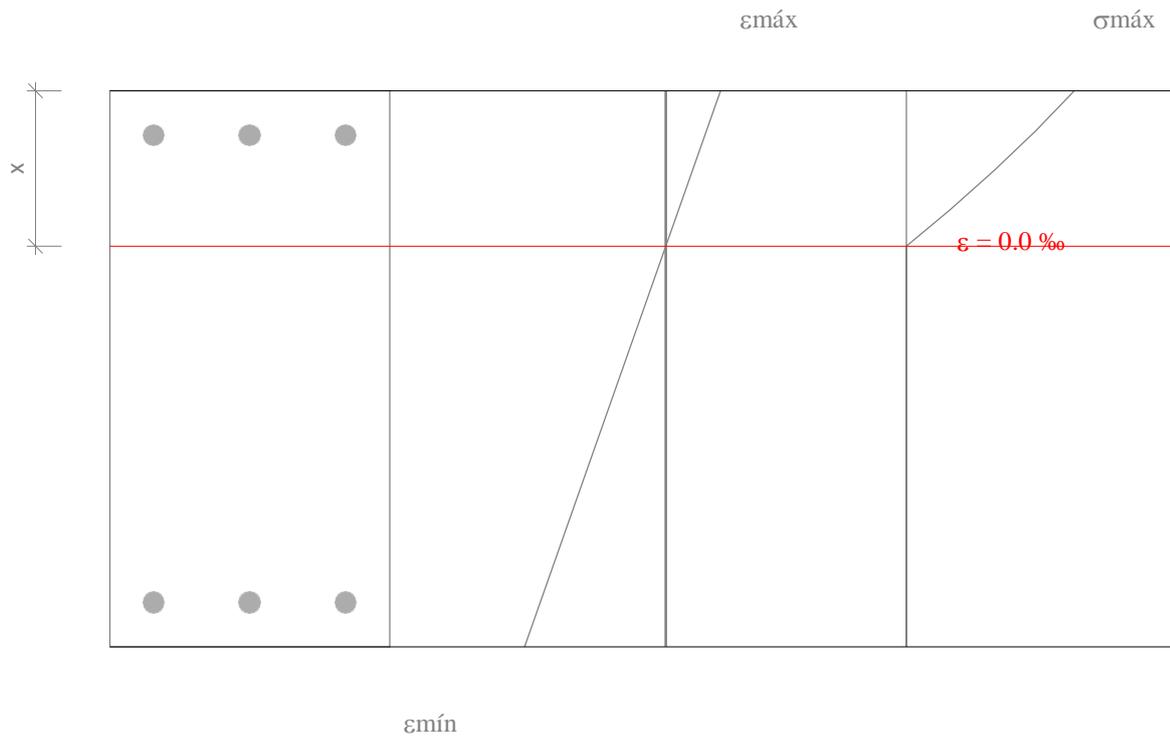
Refuerzo principal FRP

σ_{fd} : 0.0041

Se aplica un factor de reducción adicional, Ψ_f , a la contribución a la resistencia a flexión del refuerzo FRP. El valor recomendado de Ψ_f es 0.85.

Equilibrio de la sección. Acciones iniciales

$S_u = S_i = 82.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Deformación máxima y mínima $\epsilon_{máx} = 0.51 \text{ ‰}$

$\epsilon_{mín} = -1.31 \text{ ‰}$

Tensión máxima en el hormigón $f_c = 7.53 \text{ MPa}$

Profundidad de la fibra neutra $x = 139.65 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
No. 19.1	210	72.40	0.36
No. 19.1	-210	-232.73	-1.16

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($\Psi_f = 0.85$).

Límites del refuerzo. Combinación mínima de cargas que debe resistir el elemento sin reforzar (ACI440.2R-17, Sección 9.2).

$$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

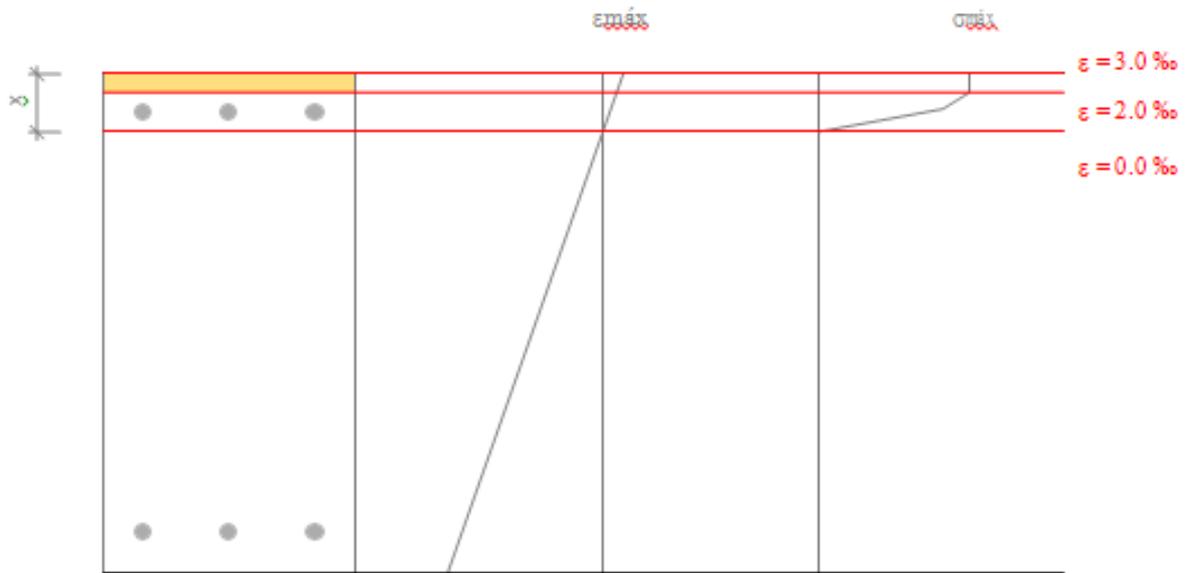
$$137.25 \text{ kN}\cdot\text{m} > 129.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento nominal

$$M_n: \underline{152.50} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\Xi: \underline{0.90}$$



$\epsilon_{mín}$

Deformación máxima y mínima $\epsilon_{máx} = 2.99 \text{ ‰}$

$$\epsilon_{mín} = -22.52 \text{ ‰}$$

Tensión máxima en el hormigón $f_c = 17.00 \text{ MPa}$

Profundidad de la fibra neutra $x = 58.52 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
No. 19.1	210	188.96	0.94
No. 19.1	-210	-413.69	-20.48

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($T_f = 0.85$).

Límites del refuerzo. Sección reforzada y cargas previstas.

$$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$187.86 \text{ kN}\cdot\text{m} > 164.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

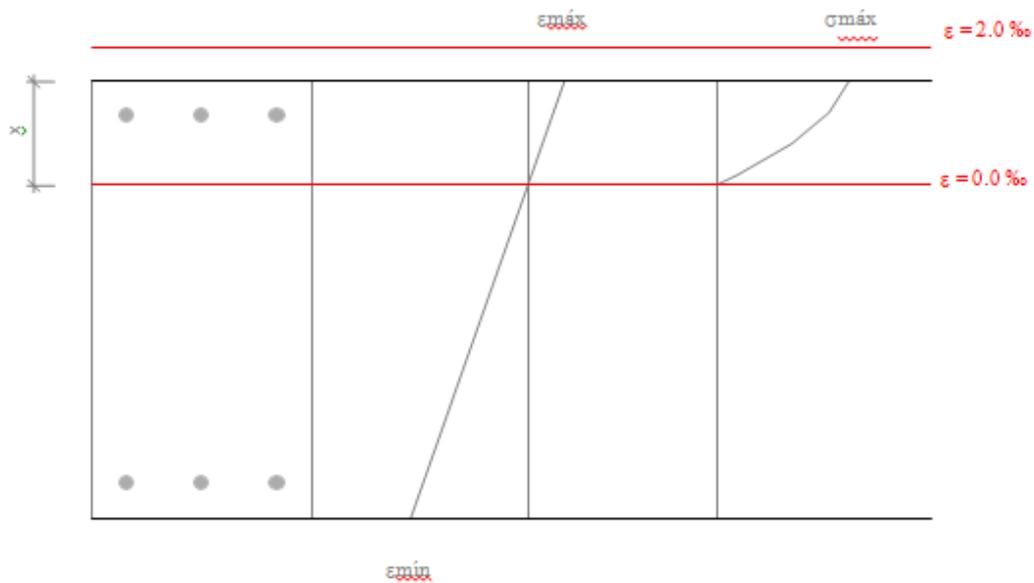


Momento nominal

$$M_n: 211.94 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\phi: 0.89$$



Deformación máxima y mínima $\epsilon_{máx} = 1.67 \%$

$$\epsilon_{mín} = -5.40 \%$$

Tensión máxima en el hormigón $f_c = 16.55 \text{ MPa}$

Profundidad de la fibra neutra $x = 118.25 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
No. 19.1	210	221.48	1.11
No. 19.1	-210	-413.69	-4.84
FRP	-251	-575.03	-4.10

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($T_f = 0.85$).

5.3.- Estados límite de servicio

La tensión en el acero de refuerzo bajo cargas de servicio debe limitarse al 80% del límite elástico. Además, la tensión de compresión del concreto bajo cargas de servicio debería

$$f_{s,s} \leq 0.8 \cdot f_y$$

limitarse al 60% de la resistencia a compresión (ACI 440.2R-17, 10.2.8).

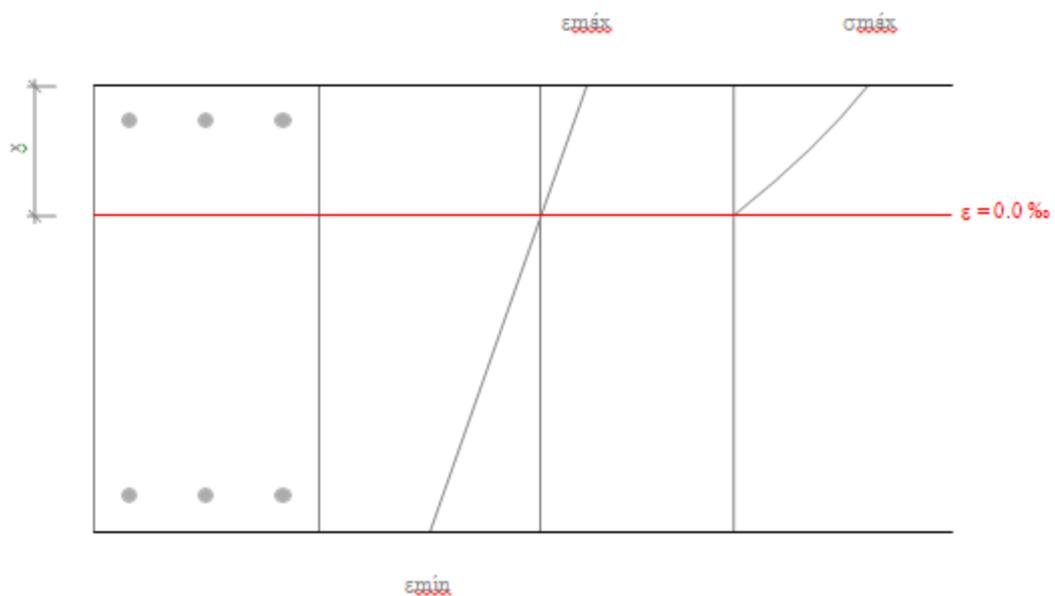
$$f_{c,s} \leq 0.6 \cdot f'_c$$

La tensión sostenida debería limitarse como se expresa en la ec. (ACI 440.2R-17, 10.2.9):

$$f_{f,s} \leq 0.55 \cdot f_{fu}$$

Equilibrio de fuerzas de la sección para cargas de servicio

$$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$



Deformación máxima y mínima

$$\epsilon_{\text{máx}} = 0.74\text{‰}$$

$$\epsilon_{\text{mín}} = -1.82\text{‰}$$

Tensión máxima en el hormigón

$$f_c = 10.30 \text{ MPa}$$

Profundidad de la fibra neutra

$$x = 145.35 \text{ mm}$$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 19.1	210	107.89	0.54
No. 19.1	-210	-322.26	-1.61
FRP	-251	-71.25	-0.51

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($T_f = 0.85$).

5.4.- Resistencia al fuego (t=0 min.)

Límites del refuerzo. Sección no reforzada.

$$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$152.50 \text{ kN}\cdot\text{m} > 122.17 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Momento nominal

$$M_n: \underline{152.50} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

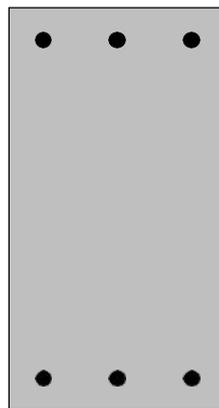
Factor de reducción de resistencia

$$\phi: \underline{1.00}$$

La resistencia nominal del elemento no reforzado supera la requerida para la combinación de cargas correspondiente a la situación de incendio. El refuerzo FRP, por tanto, no es necesario durante la situación de incendio, y no es necesario aplicarle protección. Si se necesita una cierta resistencia al fuego, el proyectista debe evaluar la necesidad de necesidad de aplicar una protección al elemento de hormigón armado de acuerdo con la normativa local.

5.5.- Disposición del FRP

Los resultados previos corresponden al siguiente esquema FRP: Refuerzo FRP principal: 2 (Sika CarboDur® S1012)



1.- CRITERIOS DE DISEÑO Y REGLAMENTO

Refuerzo a flexión en viga.

- ACI 440.2R-17
- ACI 318
- País: Perú

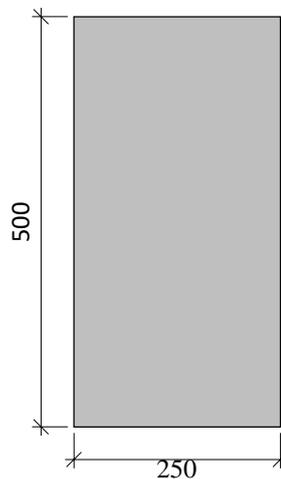
2.- HIPÓTESIS DE CÁLCULO

2.1.- Geometría

Sección transversal = Rectangular

Ancho = 250 mm

Canto = 500 mm



2.2.- Concreto

Resistencia a compresión del hormigón Resistencia del concreto (f'_c) = 20 MPa

Probeta cilíndrica = 20 MPa

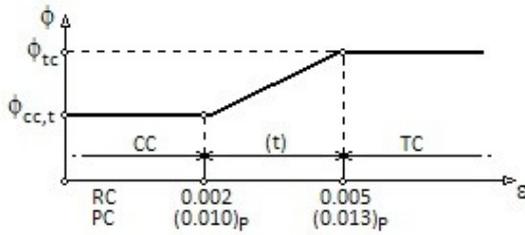
Probeta cúbica = 25 MPa

2.3.- Acero de refuerzo

Capas de refuerzo

Capa superior	d_s mm	Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Número x d_s (mm)
1.	40	(Grade 60) 414	200000	3 x 15.9
Capa inferior	d_s mm	Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Número x d_s (mm)
1.	40	(Grade 60) 414	200000	3 x 15.9

2.4.- Factores de reducción de resistencia



Definido por (ACI 318)

$$\phi_{cc,t} = 0.65$$

$$\phi_{tc} = 0.90$$

2.5.- Factores de carga

Combinaciones ACI	Cargas muertas	Cargas vivas
Límites del refuerzo	1.10	1.00
Acciones esperadas (diseño del refuerzo)	1.20	1.60
Acciones de servicio previstas	1.00	1.00
Caso de incendio	1.00	1.00

2.6.- Condiciones de exposición

Tipo de fibra: Carbono

Condiciones de exposición: Exposición interior ($C_e = 0.95$)

3.- RESISTENCIA FRP

3.1.- Refuerzo principal FRP

Pegado. Sika CarboDur® S

Sika CarboDur® S1012	Número	E_f (MPa)	Espesor t (mm)	ϵ_{fu}	Ancho (mm)
Capa: 1	1	165000.00	1.200	0.0166	100.00

4.- COMBINACIONES DE CARGA PREVISTAS

4.1.- Acciones iniciales

$$M_i: \underline{46.54} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4.2.- Acciones esperadas (diseño del refuerzo)

Cargas muertas

$$MDL: \underline{54.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cargas vivas

$$MLL: \underline{29.65} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5.- RESULTADOS

5.1.- Resumen de resultados

Límites del refuerzo (ACI440.2R-17, 9.2)				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	0.90	90.13	106.76	Sección no reforzada $96.08 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 90.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ✓
Sección reforzada bajo cargas previstas				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$	0.87	113.42	136.12	Sección reforzada $118.21 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 113.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ✓
Estados límite de servicio				
Acciones	Tensiones de servicio			
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	$f_{c,s} \leq 0.6 \cdot f'_c$	$f_{y,s} \leq 0.8 \cdot f_y$	$f_{t,s} \leq 0.55 \cdot f_{tu}$	
	$8.87 \text{ MPa} \leq 12.00 \text{ MPa}$ ✓	$317.85 \text{ MPa} \leq 330.95 \text{ MPa}$ ✓	$103.62 \text{ MPa} \leq 1431.13 \text{ MPa}$ ✓	
Resistencia al fuego (t=0 min.)				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	1.00	84.63	106.76	Sección no reforzada $106.76 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 84.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ✓

5.2.- Estados límite últimos

La resistencia a flexión de una sección depende del control del modo de fallo. Los siguientes modos de fallo deben investigarse para una sección con refuerzo FRP (ACI 440.2R-17, 10.1.1):

Rotura del concreto en compresión antes de la fluencia del acero de refuerzo; Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del laminado FRP.

Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del concreto; Deslaminación del recubrimiento de concreto por tensiones de cortante Despegue del FRP del substrato de concreto (Despegue FRP).

Las siguientes hipótesis se aplican al cálculo de la resistencia a flexión de una sección reforzada con un sistema externo de refuerzo mediante FRP (ACI 440.2R-17, 10.2.1):

Los cálculos para el diseño están basados en las dimensiones, disposición de refuerzo interno de acero, y las propiedades de los materiales del elemento existente a reforzar.

Las deformaciones en el acero de refuerzo y concreto son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Esto es, las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la misma; No existe desplazamiento relativo entre el refuerzo FRP externo y el concreto; Se desprecian las deformaciones por cortante en el interior de la capa adhesiva debido a que ésta es muy delgada y con leves variaciones en su espesor.

La máxima deformación de compresión en el concreto es 0.003; Se desprecian las tensiones de tracción en el concreto; El refuerzo FRP tiene un comportamiento tensión-deformación elástico y lineal hasta la rotura Diagrama tensión-deformación del concreto

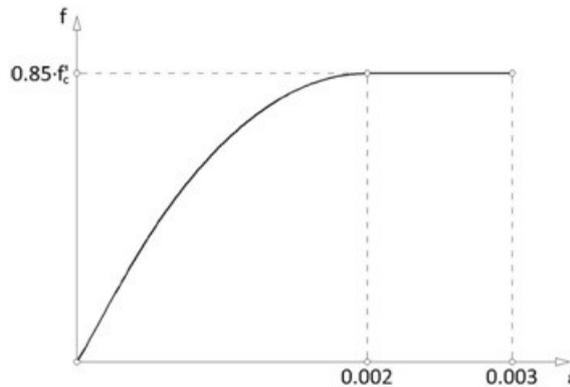
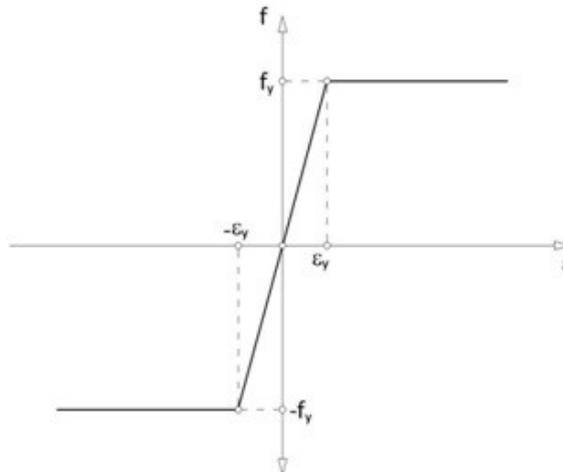


Diagrama tensión-deformación para el acero de refuerzo



Para prevenir la fisuración previa al modo de fallo de despegue, la deformación efectiva en el refuerzo FRP debe limitarse al nivel de deformación a la que ésta puede ocurrir, ϵ_{fd} , como se define en la Eq. (ACI 440.2R-17, Sección 10.1):

$$\epsilon_{fd} = 0.41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0.9 \cdot \epsilon_{fu}$$

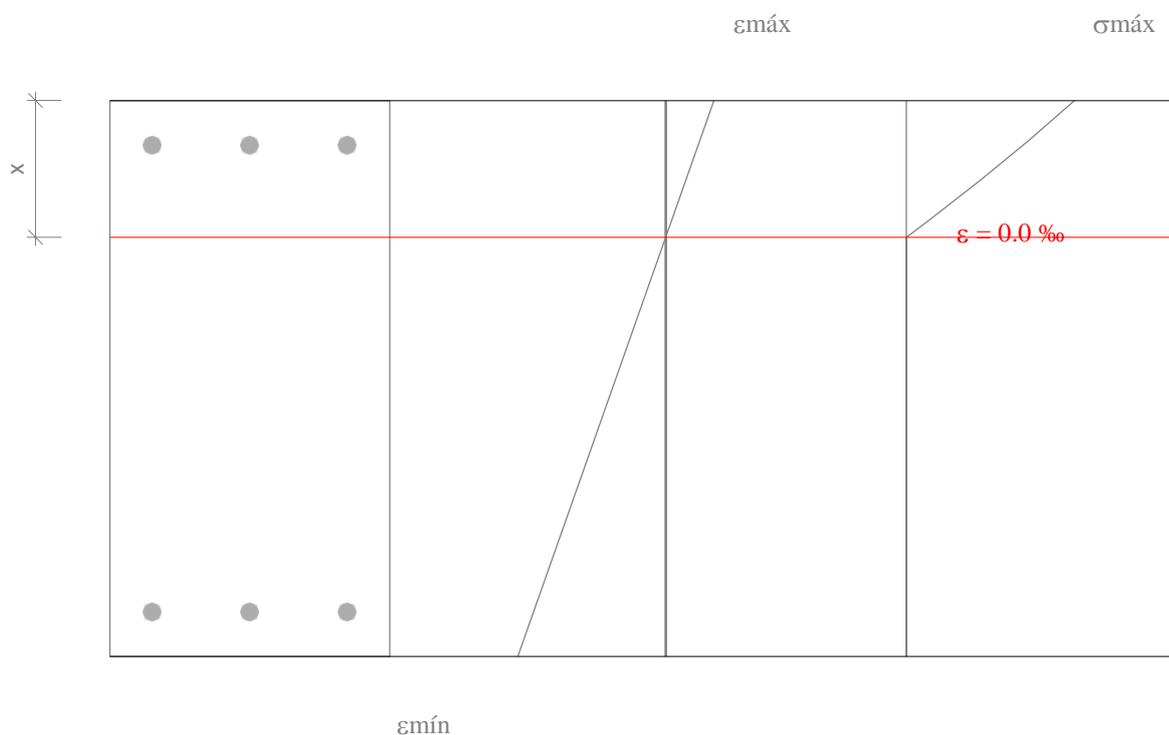
Refuerzo principal FRP

σ_{fd} : 0.0041

Se aplica un factor de reducción adicional, Ψ_f , a la contribución a la resistencia a flexión del refuerzo FRP. El valor recomendado de Ψ_f es 0.85.

Equilibrio de la sección. Acciones iniciales

$S_u = S_i = 46.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Deformación máxima y mínima

$\epsilon_{máx} = 0.34 \text{ ‰}$

$\epsilon_{mín} = -1.04 \text{ ‰}$

Tensión máxima en el hormigón

$f_c = 5.29 \text{ MPa}$

Profundidad de la fibra neutra

$x = 122.91 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
No. 15.9	210	45.88	0.23
No. 15.9	-210	-186.56	-0.93

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($T_f = 0.85$).

Límites del refuerzo. Combinación mínima de cargas que debe resistir el elemento sin reforzar (ACI440.2R-17, Sección 9.2).

$$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

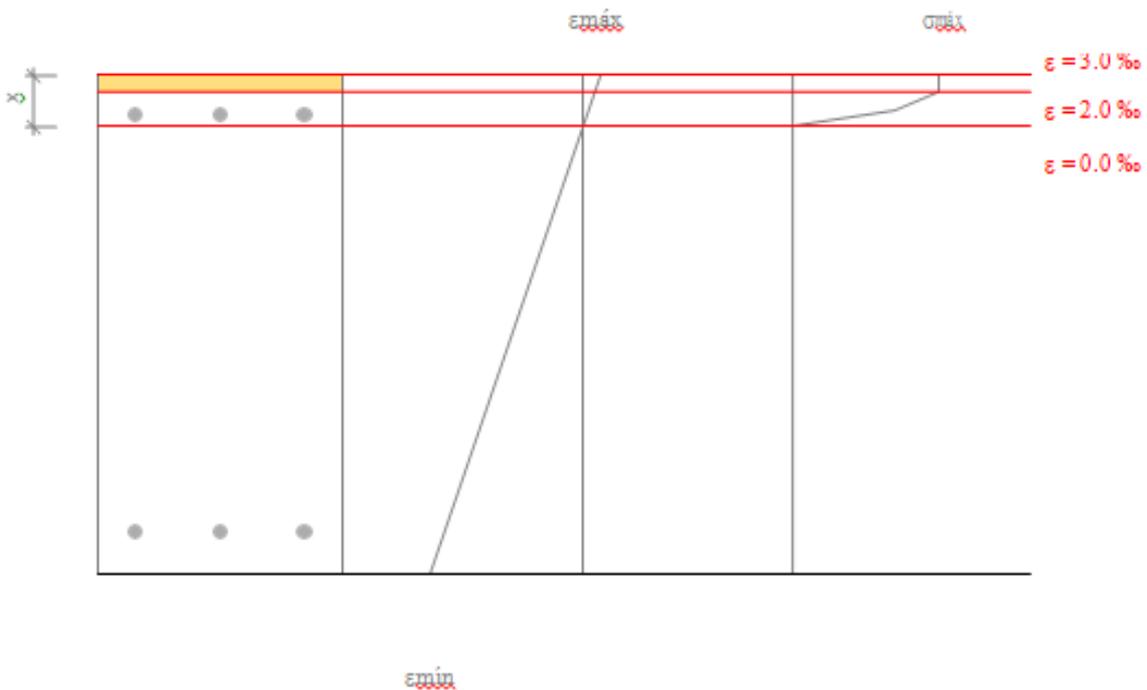
$$96.08 \text{ kN}\cdot\text{m} > 90.13 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Momento nominal

$$M_n: \underline{106.76} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\Xi: \underline{0.90}$$



Deformación máxima y mínima

$$\epsilon_{\text{máx}} = 2.99 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{\text{mín}} = -26.19 \text{ ‰}$$

Tensión máxima en el hormigón $f_c = 17.00 \text{ MPa}$

Profundidad de la fibra neutra $x = 51.16 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
No. 15.9	210	130.21	0.65
No. 15.9	-210	-413.69	-23.86

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($\lambda_f = 0.85$).

Límites del refuerzo. Sección reforzada y cargas previstas.

$$S_u = 1.20 \cdot \text{SDL} + 1.60 \cdot \text{SLL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

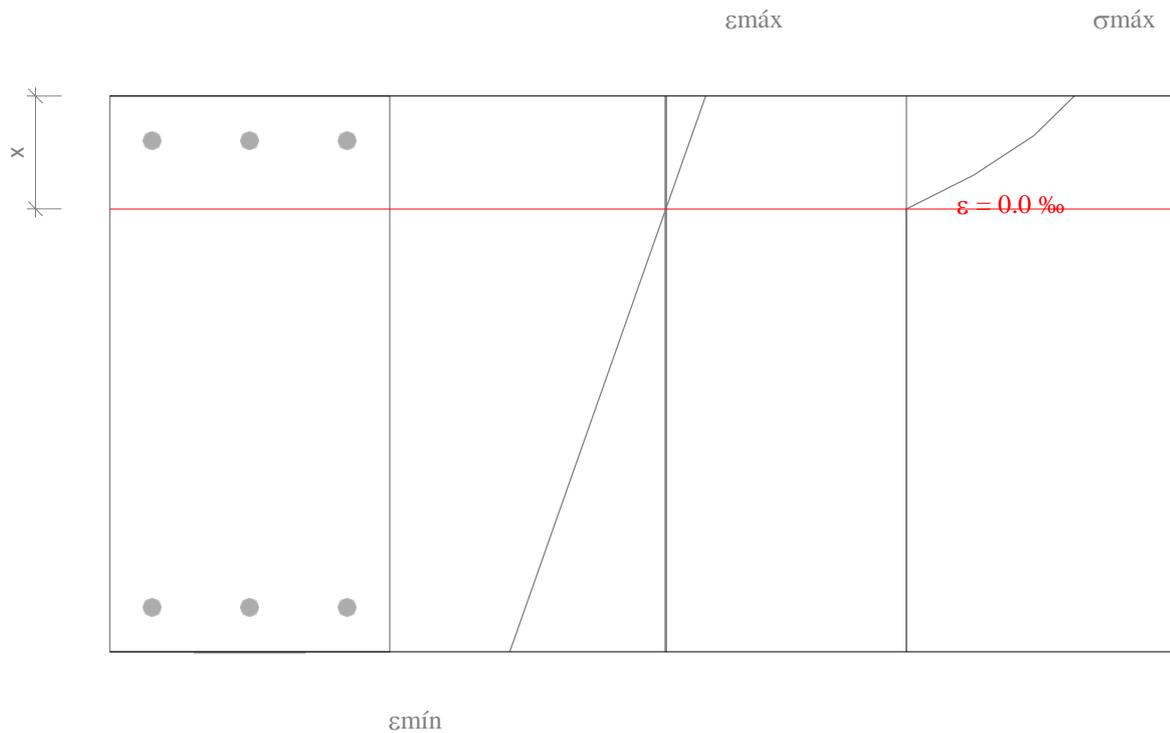
$$118.21 \text{ kN}\cdot\text{m} > 113.42 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Momento nominal

$$M_n: \underline{136.12} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\Xi: \underline{0.87}$$



Deformación máxima y mínima

$$\epsilon_{\text{máx}} = 1.31 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{\text{mín}} = -5.14 \text{ ‰}$$

Tensión máxima en el hormigón

$$f_c = 14.97 \text{ MPa}$$

Profundidad de la fibra neutra

$$x = 101.55 \text{ mm}$$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 15.9	210	158.72	0.79
No. 15.9	-210	-413.69	-4.62
FRP	-251	-575.03	-4.10

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($T_f = 0.85$).

5.3.- Estados límite de servicio

La tensión en el acero de refuerzo bajo cargas de servicio debe limitarse al 80% del límite elástico. Además, la tensión de compresión del concreto bajo cargas de servicio debería limitarse al 60% de la resistencia a compresión (ACI 440.2R-17, 10.2.8).

$$f_{s,s} \leq 0.8 \cdot f_y$$

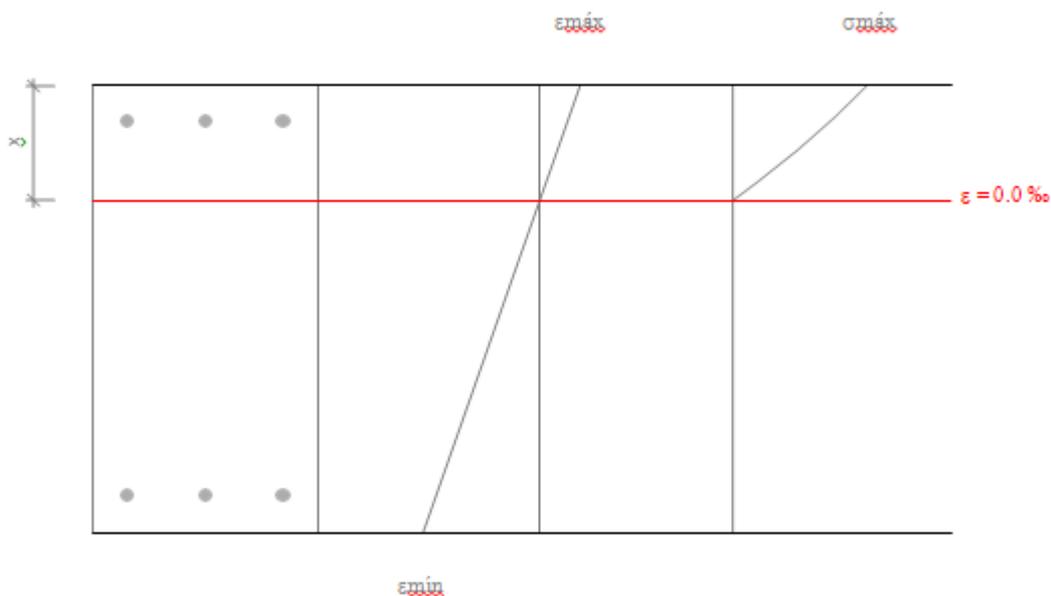
$$f_{c,s} \leq 0.6 \cdot f'_c$$

La tensión sostenida debería limitarse como se expresa en la ec. (ACI 440.2R-17, 10.2.9):

$$f_{f,s} \leq 0.55 \cdot f_{fu}$$

Equilibrio de fuerzas de la sección para cargas de servicio

$$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$



Deformación máxima y mínima $\epsilon_{máx} = 0.62 \%$

$\epsilon_{mín} = -1.78 \%$

Tensión máxima en el hormigón $f_c = 8.87 \text{ MPa}$

Profundidad de la fibra neutra $x = 128.58 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
No. 15.9	210	84.96	0.42
No. 15.9	-210	-317.85	-1.59
FRP	-251	-103.62	-0.74

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($T_f = 0.85$).

5.4.- Resistencia al fuego (t=0 min.)

Límites del refuerzo. Sección no reforzada.

$$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$106.76 \text{ kN}\cdot\text{m} > 84.63 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Momento nominal

$$M_n: \underline{106.76} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\Phi: \underline{1.00}$$

La resistencia nominal del elemento no reforzado supera la requerida para la combinación de cargas correspondiente a la situación de incendio. El refuerzo FRP, por tanto, no es necesario durante la situación de incendio, y no es necesario aplicarle protección. Si se necesita una cierta resistencia al fuego, el proyectista debe evaluar la necesidad de aplicar una protección al elemento de hormigón armado de acuerdo con la normativa local.

5.5.- Disposición del FRP

Los resultados previos corresponden al siguiente esquema FRP: Refuerzo FRP principal: 1 (Sika CarboDur® S1012)



1.- CRITERIOS DE DISEÑO Y REGLAMENTO

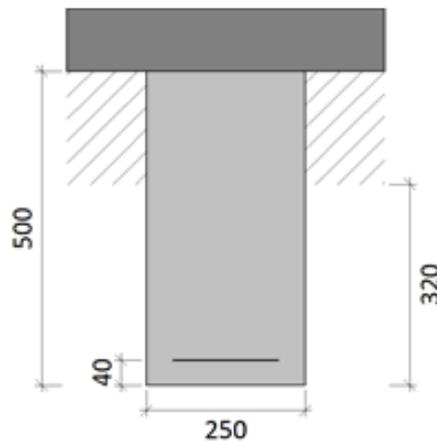
Refuerzo a cortante en viga.

- ACI 440.2R-17
- ACI 318
- País: Perú

2.- HIPÓTESIS DE CÁLCULO

2.1.- Geometría

Ancho (b) = 250 mm
Canto (h) = 500 mm
Recubrimiento del refuerzo (d_1) = 40 mm



2.2.- Concreto

Resistencia a compresión del hormigón

Resistencia del concreto (f'_c) = 20 MPa

Probeta cilíndrica = 20 MPa

Probeta cúbica = 25 MPa

2.3.- Refuerzo interno de cortante

Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Área (mm ²)	Espaciado c. a c. (mm)	Ángulo (°)
(Grade 60) 414	200000	71.30	150	45.0

2.4.- Factores de reducción de resistencia

Definido por (ACI 18)

$$\phi = 0.75$$

2.5.- Factores de carga

Combinaciones ACI	Cargas muertas	Cargas vivas
Límites del refuerzo	1.10	1.00
Acciones esperadas (diseño del refuerzo)	1.20	1.60
Caso de incendio	1.00	1.00

2.6.- Condiciones de exposición

Tipo de fibra: Carbono

Condiciones de exposición: Exposición interior ($C_e = 0.95$)

3.- REFUERZO DE CORTANTE

3.1.- Propiedades del refuerzo FRP Montaje: 3 caras "Envoltura en U" Bandas discretas

Altura del refuerzo FRP

$$hf : \underline{320} \text{ mm}$$

Espaciado c. a c.

$$Sf : \underline{360} \text{ mm}$$

Laminado	ϵ_{fu}^*	E_r (MPa)	Espesor t_r (mm)	Número n	Ancho (mm)
1/2 SikaWrap® 600C WV - 50cm (25 cm)	0.0126	235000.00	0.331	1	250.00

3.2.- Contribución del hormigón a la resistencia a cortante

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c: \underline{87.43} \text{ kN}$$

N_u (kN)	A_g (mm ²)	λ	f'_c (MPa)	b_w (mm)	d (mm)
0.00	125000	1.00	20	250	460

$$V_s: \underline{127.92} \text{ kN}$$

3.3.- Contribución del refuerzo de acero a la resistencia a cortante

$$V_s = \frac{1}{s} \cdot A_v \cdot f_{yt} \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad ; \quad f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

s (mm)	A_v (mm ²)	f_{yt} (MPa)	d (mm)	α (°)
150	71	414	460	45.0

3.4.- Contribución de FRP a la resistencia a cortante

La contribución del refuerzo FRP a la resistencia a cortante del elemento está basada en la orientación de la fibra y la asunción de un patrón de formación de fisuras (Khalifa et al. 1998). La resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo FRP puede determinarse mediante el cálculo de la resultante de tensiones en la fibra FRP a lo largo de la dirección de fisuración asumida. La contribución a la resistencia a cortante del refuerzo FRP es dado por la Eq.

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_{fv}}{s_f}$$

Donde

$$A_{fv} = 2 \cdot n \cdot t_f \cdot w_f$$

$$V_f: \underline{62.06} \text{ kN}$$

$$A_{fv} : \underline{165.50} \text{ mm}^2$$

La tensión de tracción en el refuerzo FRP de cortante a la resistencia nominal es directamente proporcional al nivel de deformación que puede desarrollarse en el refuerzo FRP de cortante a la resistencia nominal

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \cdot E_f$$

$$F_{fe}: \underline{482.13} \text{ MPa}$$

Deformación efectiva en laminados FRP

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \cdot \varepsilon_{fu} \leq 0.004$$

$$\sigma_{fe}: \underline{0.0021}$$

El coeficiente de reducción es función de la resistencia del concreto, del tipo de refuerzo utilizado, y de la rigidez del laminado. El coeficiente de reducción se puede obtener de la Eq.

$$\kappa_v = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \varepsilon_{fu}} \leq 0.75$$

$$v: \underline{0.17}$$

La longitud activa de anclaje L_e es la longitud a lo largo de la cual la mayoría de la tensión de adherencia se mantiene. Esta longitud es dada por la Eq.

$$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \cdot \frac{300}{(n_f \cdot t_f \cdot E_f)^{0.58}}$$

$$L_e: \underline{33.93} \text{ mm}$$

El coeficiente de reducción se determina a partir de dos factores de modificación, k_1 y k_2 , que consideran la resistencia del concreto y el tipo de envoltura utilizado respectivamente. Las expresiones para estos factores de modificación son dadas por las Eq.

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3}$$

$$k_1 : \underline{0.82}$$

$$k_2 : \underline{0.88}$$

4.- COMBINACIONES DE CARGA PREVISTAS

4.1.- Acciones esperadas (diseño del refuerzo)

Cargas muertas

$$\mathbf{VDL} : \underline{108.92} \text{ kN}$$

$$\mathbf{NDL} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

Cargas vivas

$$\mathbf{VLL} : \underline{27.14} \text{ kN}$$

$$\mathbf{NLL} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

La carga viva que actúa sobre el elemento se espera que esté presente durante periodos de tiempo prolongados

5.- RESULTADOS

5.1.- Resumen de resultados

La resistencia de cálculo a cortante debería calcularse mediante:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

Límites del refuerzo (ACI440.2R-17, 9.2)				
Acciones	ϕ	V_u (kN)	V_n (kN)	$\phi \cdot V_n \geq V_u$
$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	0.75	146.95	215.35	Sección no reforzada ✓
Sección reforzada bajo cargas previstas				
Acciones	ϕ	V_u (kN)	V_n (kN)	$\phi \cdot V_n \geq V_u$
$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$	0.75	174.13	268.10	Sección reforzada ✓
Resistencia al fuego (t=0 min.)				
Acciones		V_u (kN)	V_n (kN)	$V_{n0} \geq V_u$ ($V_{n0} = V_n$)
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$		136.06	215.35	Sección no reforzada ✓

5.2.- Estados límite últimos

Límites del refuerzo. Combinación mínima de cargas que debe resistir el elemento sin reforzar (ACI440.2R-17, Sección 9.2).

$$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot (V_c + V_s)$$

$$V_c : \underline{87.43} \text{ kN}$$

$$V_s : \underline{127.92} \text{ kN}$$

Sección reforzada con cargas previstas mayoradas S_u

$$S_u = 1.20 \cdot \text{SDL} + 1.60 \cdot \text{SLL}$$

La resistencia nominal a cortante de un elemento de concreto reforzado mediante FRP puede determinarse sumando la contribución a cortante del refuerzo FRP a las contribuciones del acero de refuerzo (estribos, ramas o espirales) y del concreto

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

$$V_c : \underline{87.43} \text{ kN}$$

$$V_s : \underline{127.92} \text{ kN}$$

$$V_f : \underline{62.06} \text{ kN}$$

$$\psi_f : \underline{0.85}$$

5.3.- Resistencia al fuego (t=0 min.)

Situación de incendio. Sección no reforzada. $S_u = 1.00 \cdot \text{SDL} + 1.00 \cdot \text{SLL}$

$$V_n = (V_c + V_s)$$

$$V_c : \underline{87.43} \text{ kN}$$

$$V_s : \underline{127.92} \text{ kN}$$

La resistencia nominal del elemento no reforzado supera la requerida para la combinación de cargas correspondiente a la situación de incendio. El refuerzo FRP, por tanto, no es necesario durante la situación de incendio, y no es necesario aplicarle protección. Si se necesita una cierta resistencia al fuego, el proyectista debe evaluar la necesidad de necesidad de aplicar una protección al elemento de hormigón armado de acuerdo con la normativa local.

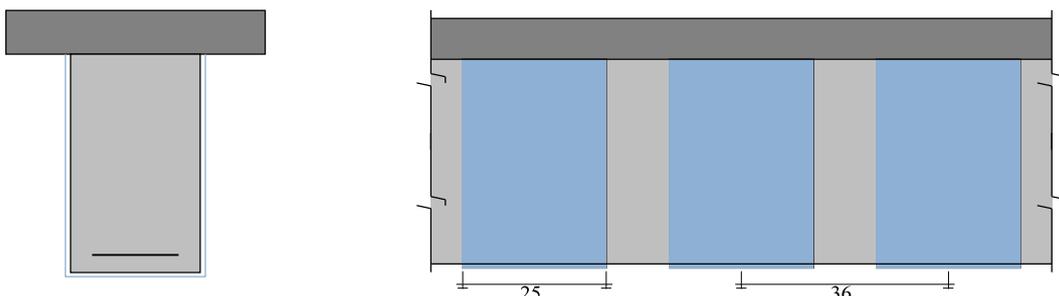
5.4.- Disposición del FRP

Los resultados previos corresponden al siguiente esquema FRP:

1 capa de 1/2 SikaWrap® 600C WV - 50cm (25 cm)

Montaje: 3 caras "Envoltura en U"

Bandas discretas Espaciado c. a c.: 360 m



1.- CRITERIOS DE DISEÑO Y REGLAMENTO

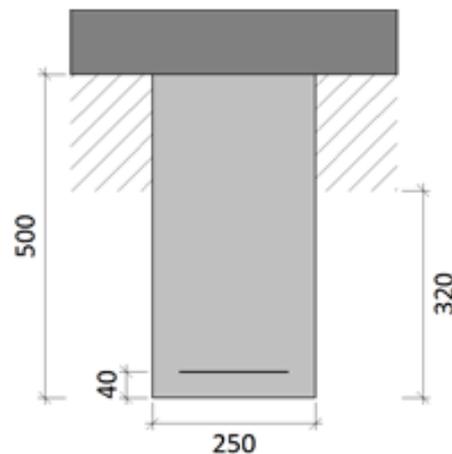
Refuerzo a cortante en viga VT 05

- ACI 440.2R-17
- ACI 318
- País: Perú

2.- HIPÓTESIS DE CÁLCULO

2.1.- Geometría

Ancho (b) = 250 mm
Canto (h) = 500 mm
Recubrimiento del refuerzo (d1) = 40 mm



2.2.- Concreto

Resistencia a compresión del hormigón Resistencia del concreto (f'_c) = 20 MPa

Probeta cilíndrica = 20 MPa

Probeta cúbica = 25 MPa

2.3.- Refuerzo interno de cortante

Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Área (mm ²)	Espaciado c. a c. (mm)	Ángulo (°)
(Grade 60) 414	200000	71.30	150	45.0

2.4.- Factores de reducción de resistencia

Definido por (ACI 318)

$$\phi = 0.75$$

2.5.- Factores de carga

Combinaciones ACI	Cargas muertas	Cargas vivas
Límites del refuerzo	1.10	1.00
Acciones esperadas (diseño del refuerzo)	1.20	1.60
Caso de incendio	1.00	1.00

2.6.- Condiciones de exposición

Tipo de fibra: Carbono

Condiciones de exposición: Exposición interior ($C_e = 0.95$)

3.- REFUERZO DE CORTANTE

3.1.- Propiedades del refuerzo FRP Montaje: 3 caras "Envoltura en U"

Bandas discretas

Altura del refuerzo FRP

h_f : 500 mm

Espaciado c. a c.

S_f : 360 mm

Laminado	ϵ_{fu}^*	E_f (MPa)	Espesor t_f (mm)	Número n	Ancho (mm)
1/2 SikaWrap® 600C WV - 50cm (25 cm)	0.0126	235000.00	0.331	1	250.00

3.2.- Contribución del hormigón a la resistencia a cortante

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad V_c: \underline{87.43} \text{ kN}$$

N_u (kN)	A_g (mm ²)	λ	f'_c (MPa)	b_w (mm)	d (mm)
0.00	125000	1.00	20	250	460

3.3.- Contribución del refuerzo de acero a la resistencia a cortante

$$V_s = \frac{1}{s} \cdot A_v \cdot f_{yt} \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad ; \quad f_{yt} \not\geq 420 \text{ MPa} \quad V_s: \underline{191.88} \text{ kN}$$

s (mm)	A_v (mm ²)	f_{yt} (MPa)	d (mm)	α (°)
150	71	414	460	45.0

3.4.- Contribución de FRP a la resistencia a cortante

La contribución del refuerzo FRP a la resistencia a cortante del elemento está basada en la orientación de la fibra y la asunción de un patrón de formación de fisuras (Khalifa et al. 1998). La resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo FRP puede determinarse mediante el cálculo de la resultante de tensiones en la fibra FRP a lo largo de la dirección de fisuración asumida. La contribución a la resistencia a cortante del refuerzo FRP es dado por la Eq.

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_{fv}}{s_f} \quad V_f: \underline{62.06} \text{ kN}$$

Dónde:

$$A_{fv} = 2 \cdot n \cdot t_f \cdot w_f \quad A_{fv} : \underline{165.50} \text{ mm}^2$$

La tensión de tracción en el refuerzo FRP de cortante a la resistencia nominal es directamente proporcional al nivel de deformación que puede desarrollarse en el refuerzo FRP de cortante a la resistencia nominal

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \cdot E_f \quad f_{fe} : \underline{482.13} \text{ MPa}$$

Deformación efectiva en laminados FRP

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \cdot \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad \sigma_{fe}: \underline{0.0021}$$

El coeficiente de reducción es función de la resistencia del concreto, del tipo de refuerzo utilizado, y de la rigidez del laminado. El coeficiente de reducción se puede obtener de la Eq.

$$\kappa_v = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad v : \underline{0.17}$$

La longitud activa de anclaje L_e es la longitud a lo largo de la cual la mayoría de la tensión de adherencia se mantiene. Esta longitud es dada por la Eq.

$$L_e = \frac{23300}{(n_f \cdot t_f \cdot E_f)^{0.58}} \quad l_e : \underline{33.93} \text{ mm}$$

El coeficiente de reducción se determina a partir de dos factores de modificación, k_1 y k_2 , que consideran la resistencia del concreto y el tipo de envoltura utilizado respectivamente. Las expresiones para estos factores de modificación son dadas por las Eq.

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \quad k_1 : \underline{0.82}$$

$$k_2 : \underline{0.88}$$

4.- COMBINACIONES DE CARGA PREVISTAS

4.1.- Acciones esperadas (diseño del refuerzo)

Cargas muertas

$$V_{DL} : \underline{108.92} \text{ kN}$$

$$N_{DL} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

Cargas vivas

$$V_{LL} : \underline{27.14} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$N_{LL} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

La carga viva que actúa sobre el elemento se espera que esté presente durante periodos de tiempo prolongados.

5.- RESULTADOS

5.1.- Resumen de resultados

La resistencia de cálculo a cortante debería calcularse mediante:

Límites del refuerzo (ACI440.2R-17, 9.2)				
Acciones	ϕ	V_u (kN)	V_n (kN)	$\phi \cdot V_n \geq V_u$
$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	0.75	208.98	279.31	Sección no reforzada ✓
Sección reforzada bajo cargas previstas				
Acciones	ϕ	V_u (kN)	V_n (kN)	$\phi \cdot V_n \geq V_u$
$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$	0.75	247.98	332.07	Sección reforzada ✓
Resistencia al fuego (t=0 min.)				
Acciones		V_u (kN)	V_n (kN)	$V_{ns} \geq V_u$ ($V_{ns} = V_n$)
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$		193.55	279.31	Sección no reforzada ✓

5.2.- Estados límite últimos

Límites del refuerzo. Combinación mínima de cargas que debe resistir el elemento sin reforzar (ACI440.2R-17, Sección 9.2).

$$V_c : \underline{87.43} \text{ kN}$$

$$V_s : \underline{191.88} \text{ kN}$$

Sección reforzada con cargas previstas mayoradas

$$S_u = 1.20 \cdot \text{SDL} + 1.60 \text{ SLL}$$

La resistencia nominal a cortante de un elemento de concreto reforzado mediante FRP puede determinarse sumando la contribución a cortante del refuerzo FRP a las contribuciones del acero de refuerzo (estribos, ramas o espirales) y del concreto

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

$$V_c : \underline{87.43} \text{ kN}$$

$$V_s : \underline{191.88} \text{ kN}$$

$$V_f : \underline{62.06} \text{ kN}$$

$$\psi_f : \underline{0.85}$$

5.3.- Resistencia al fuego (t=0 min.)

Situación de incendio. Sección no reforzada. $S_u = 1.00 \cdot \text{SDL} + 1.00 \cdot \text{SLL}$

$$V_n = (V_c + V_s)$$

$$V_c : \underline{87.43} \text{ kN}$$

$$V_s : \underline{191.88} \text{ kN}$$

La resistencia nominal del elemento no reforzado supera la requerida para la combinación de cargas correspondiente a la situación de incendio. El refuerzo FRP, por tanto, no es necesario durante la situación de incendio, y no es necesario aplicarle protección. Si se necesita una cierta resistencia al fuego, el proyectista debe evaluar la necesidad de aplicar una protección al elemento de hormigón armado de acuerdo con la normativa local.

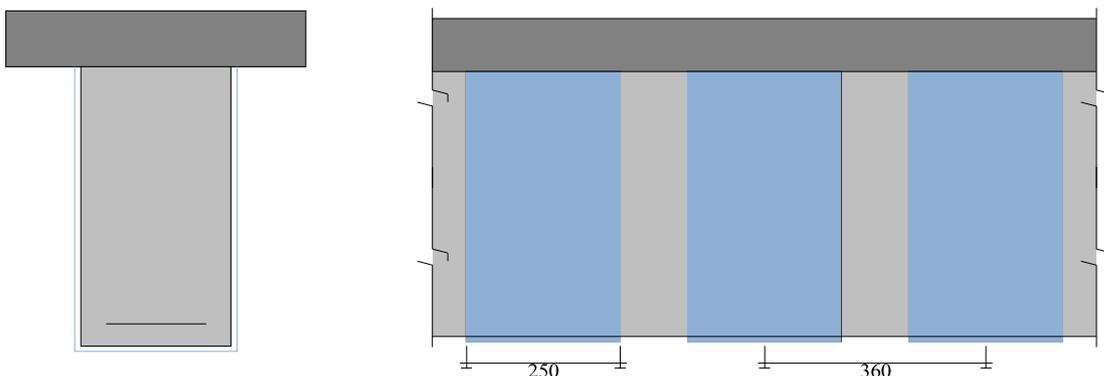
5.4.- Disposición del FRP

Los resultados previos corresponden al siguiente esquema FRP:

1 capa de 1/2 SikaWrap® 600C WV - 50cm (25 cm)

Montaje: 3 caras "Envoltura en U"

Bandas discretas - Espaciado c. a c.: 360 mm



1.- CRITERIOS DE DISEÑO Y REGLAMENTO

Refuerzo a cortante en viga.

- ACI 440.2R-17

- ACI 318

- País: Perú

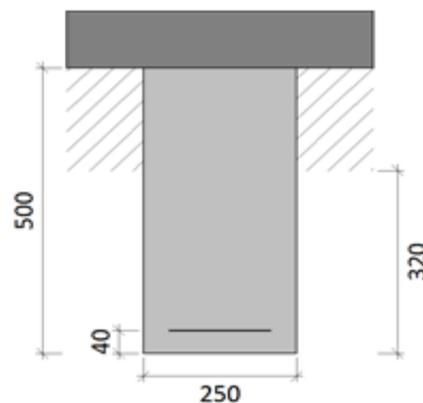
2.- HIPÓTESIS DE CÁLCULO

2.1.- Geometría

Ancho (b) = 250 mm

Canto (h) = 500 mm

Recubrimiento del refuerzo (d_1) = 40 mm



2.2.- Concreto

Resistencia a compresión del hormigón Resistencia del concreto (f'_c) = 20 MPa

Probeta cilíndrica = 20 MPa

Probeta cúbica = 25 MPa

2.3.- Refuerzo interno de cortante

Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Área (mm ²)	Espaciado c. a c. (mm)	Ángulo (°)
(Grade 60) 414	200000	71.30	150	45.0

2.4.- Factores de reducción de resistencia

Definido por (ACI 318): $\phi = 0.75$

2.5.- Factores de carga

Combinaciones ACI	Cargas muertas	Cargas vivas
Límites del refuerzo	1.10	1.00
Acciones esperadas (diseño del refuerzo)	1.20	1.60
Caso de incendio	1.00	1.00

2.6.- Condiciones de exposición

Tipo de fibra: Carbono

Condiciones de exposición: Exposición interior ($C_e = 0.95$)

3.- REFUERZO DE CORTANTE

3.1.- Propiedades del refuerzo FRP Montaje: 3 caras "Envoltura en U"

Bandas discretas

Altura del refuerzo FRP

h_f : 320 mm

Espaciado c. a c.

S_f : 360 mm

Laminado	ϵ_{fu}^*	E_f (MPa)	Espesor t_f (mm)	Número n	Ancho (mm)
1/2 SikaWrap® 600C WV - 50cm (25 cm)	0.0126	235000.00	0.331	1	250.00

3.2.- Contribución del hormigón a la resistencia a cortante

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 87.43 kN

N_u (kN)	A_g (mm ²)	λ	f'_c (MPa)	b_w (mm)	d (mm)
0.00	125000	1.00	20	250	460

3.3.- Contribución del refuerzo de acero a la resistencia a cortante

$$V_s = \frac{1}{s} \cdot A_v \cdot f_{yt} \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) ; f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

V_s : 127.92 kN

s (mm)	A_v (mm ²)	f_{yt} (MPa)	d (mm)	α (°)
150	71	414	460	45.0

3.4.- Contribución de FRP a la resistencia a cortante

La contribución del refuerzo FRP a la resistencia a cortante del elemento está basada en la orientación de la fibra y la asunción de un patrón de formación de fisuras (Khalifa et al. 1998). La resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo FRP puede determinarse mediante el cálculo de la resultante de tensiones en la fibra FRP a lo largo de la dirección de fisuración asumida. La contribución a la resistencia a cortante del refuerzo FRP es dado por la Eq.

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_{fv}}{s_f} \quad V_f: \underline{62.06} \text{ kN}$$

Donde

$$A_{fv} = 2 \cdot n \cdot t_f \cdot w_f \quad A_{fv} : \underline{165.50} \text{ mm}^2$$

La tensión de tracción en el refuerzo FRP de cortante a la resistencia nominal es directamente proporcional al nivel de deformación que puede desarrollarse en el refuerzo FRP de cortante a la resistencia nominal

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \cdot E_f \quad f_{fe} : \underline{482.13} \text{ MPa}$$

Deformación efectiva en laminados FRP

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \cdot \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad \sigma_{fe} : \underline{0.0021}$$

El coeficiente de reducción es función de la resistencia del concreto, del tipo de refuerzo utilizado, y de la rigidez del laminado. El coeficiente de reducción se puede obtener de la Eq.

$$\kappa_v = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad v : \underline{0.17}$$

La longitud activa de anclaje L_e es la longitud a lo largo de la cual la mayoría de la tensión de adherencia se mantiene. Esta longitud es dada por la Eq.

$$L_e = \frac{23300}{(n_f \cdot t_f \cdot E_f)^{0.58}} \quad l_e : \underline{33.93} \text{ mm}$$

El coeficiente de reducción se determina a partir de dos factores de modificación, k_1 y k_2 , que consideran la resistencia del concreto y el tipo de envoltura utilizado respectivamente. Las expresiones para estos factores de modificación son dadas por las Eq.

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad k_1 : \underline{0.82}$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \quad k_2 : \underline{0.88}$$

4.- COMBINACIONES DE CARGA PREVISTAS

4.1.- Acciones esperadas (diseño del refuerzo)

Cargas muertas

$$V_{DL} : \underline{107.66} \text{ kN}$$

$$N_{DL} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

Cargas vivas

$$V_{LL} : \underline{27.41} \text{ kN}$$

$$N_{LL} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

La carga viva que actúa sobre el elemento se espera que esté presente durante periodos de tiempo prolongados

5.- RESULTADOS

5.1.- Resumen de resultados

La resistencia de cálculo a cortante debería calcularse mediante:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

Límites del refuerzo (ACI440.2R-17, 9.2)				
Acciones	ϕ	V_n (kN)	V_u (kN)	$\phi \cdot V_n \geq V_u$
$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	0.75	145.84	215.35	Sección no reforzada ✓
Sección reforzada bajo cargas previstas				
Acciones	ϕ	V_n (kN)	V_u (kN)	$\phi \cdot V_n \geq V_u$
$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$	0.75	173.05	268.10	Sección reforzada ✓
Resistencia al fuego (t=0 min.)				
Acciones		V_n (kN)	V_u (kN)	$V_{sp} \geq V_u$ ($V_{sp} = V_n$)
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$		135.07	215.35	Sección no reforzada ✓

5.2.- Estados límite últimos

Límites del refuerzo. Combinación mínima de cargas que debe resistir el elemento sin reforzar (ACI440.2R-17, Sección 9.2).

$$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot (V_c + V_s)$$

$$V_c : \underline{87.43} \text{ kN}$$

$$V_s : \underline{127.92} \text{ kN}$$

Sección reforzada con cargas previstas mayoradas

$$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$$

La resistencia nominal a cortante de un elemento de concreto reforzado mediante FRP puede determinarse sumando la contribución a cortante del refuerzo FRP a las contribuciones del acero de refuerzo (estribos, ramas o espirales) y del concreto

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

$$V_c : \underline{87.43} \text{ kN}$$

$$V_s : \underline{127.92} \text{ kN}$$

$$V_f : \underline{62.06} \text{ kN}$$

$$\psi_f : \underline{0.85}$$

5.3.- Resistencia al fuego (t=0 min.)

Situación de incendio. Sección no reforzada. $S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$

$$V_n = (V_c + V_s)$$

$$V_c : \underline{87.43} \text{ kN}$$

$$V_s : \underline{127.92} \text{ kN}$$

La resistencia nominal del elemento no reforzado supera la requerida para la combinación de cargas correspondiente a la situación de incendio. El refuerzo FRP, por tanto, no es necesario durante la situación de incendio, y no es necesario aplicarle protección. Si se necesita una cierta resistencia al fuego, el proyectista debe evaluar la necesidad de aplicar una protección al elemento de hormigón armado de acuerdo con la normativa local.

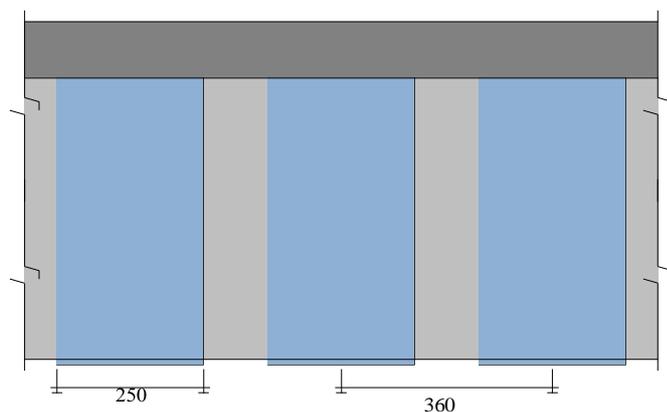
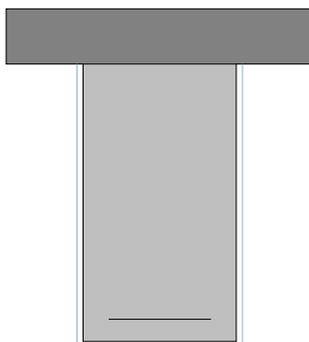
5.4.- Disposición del FRP

Los resultados previos corresponden al siguiente esquema FRP:

1 capa de 1/2 SikaWrap® 600C WV - 50cm (25 cm)

Montaje: 3 caras "Envoltura en U"

Bandas discretas Espaciado c. a c.: 360 mm



Anexo 3: Pruebas de diamantina



R.U.C. 20506076235
 Av. Los Quechua N° 358 - Ate
 Teléfono: (01) 4374888
 E-mail: servicios@masterlem.com

Peticionario:	ANCLAF S.A.C.
Proyecto/Obra:	Edificio Huancá
Ubicación:	Jr. Huancá N° 1231 - 1237 - Breña.
Atención:	Ing. Ricardo Quintana.
Fecha de extracción:	08/05/2015
Fecha de ensayo:	11/05/2015
Fecha de emisión:	12/05/2015
Observaciones:	<ul style="list-style-type: none"> - Los testigos diamantinos de concreto endurecido fueron identificados por el Peticionario. - El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del laboratorio, salvo que la reproducción sea en su totalidad. - El laboratorio no se hace responsable por el mal uso de los resultados presentados.

MÉTODO DE ENSAYO NORMALIZADO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO EN MUESTRAS CILÍNDRICAS
 Norma Técnica Peruana 389.034 - American Society for Testing and Materials C39

RESISTENCIA DE DISEÑO (f_d): Exigida

MUESTRA DE CONCRETO	IDENTIFICACION	DIÁMETRO (cm)	ÁREA (cm ²)	CARGA (kg)	RESISTENCIA (kg/cm ²)	RESISTENCIA CORREGIDA (kg/cm ²)
1	CH-NS	6,75	35,73	8400	235	205
2	CH-NS	6,75	35,73	9150	256	226
3	YI-NS	6,75	35,73	7010	196	192
4	YI-NS	6,75	35,73	7550	211	211
5	YI-NS	6,75	35,73	9210	228	222
6	PLA-NS	6,75	35,73	7320	202	202
7	PLA-NS	6,75	35,73	10400	292	286
8	PLA-NS	6,75	35,73	8110	227	227
9	PLA-NS	6,75	35,73	9770	273	273
10	PLA-NS	6,75	35,73	6320	181	181

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES



[Signature]
 José Ramírez Japaja
 Jefe de Operaciones
 MASTERLEM S.A.C.

[Signature]
 ING. RICARDO QUINTANA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. del CIP. N° 84396

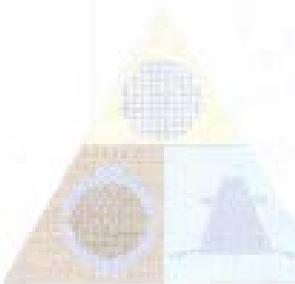


MASTERLEM S.A.C.
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

R.U.C. 20506076235
Av. Los Quechua N° 358 - Ate
Teléfono: (01) 4374698
E-mail: servicios@masterlem.com

Peticionario:	AMCLAF S.A.C.
Proyecto/Obra:	Edificio Incaur
Ubicación:	Jr. Huancá N° 1231 - 1237 - Breña.
Atendido:	Eng. Ricardo Quintana.
Fecha de entrega:	08/05/2015
Fecha de ensayo:	11/05/2015
Fecha de emisión:	12/05/2015
Observaciones:	<ul style="list-style-type: none"> - Los testigos diametrinos de concreto endurecido fueron identificados por el Peticionario. - El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del laboratorio, salvo que la reproducción sea en su totalidad. - El laboratorio no se hace responsable por el mal uso de los resultados presentados. - Los valores de resistencia con una relación L/D menores a 1.00 y mayores a 1.75, no se comparan si están fuera del factor de corrección según la norma ASTM D12.

MÉTODO PARA LA OBTENCIÓN Y ENSAYO DE CORAZONES DIAMETRINOS Y VIGAS CORTADAS DE HORMIGÓN (CONCRETO)
Norma Técnica Peruana 338.050 - American Society for Testing and Materials D12



MUESTRA DE CONCRETO	IDENTIFICACIÓN	ALTURA (cm)	DIAMETRO (cm)	RELACION ALTURA/DIAMETRO
11	C1-NB	10.05	6.75	1.50
12	C2-NB	13.50	6.75	2.00
13	V1-NB	11.90	6.75	1.75
14	V2-NB	13.51	6.75	2.00
15	V3-NB	11.70	6.75	1.75
16	P1A-MB	13.93	6.75	2.00
17	P2A-MB	11.88	6.75	1.75
18	P3A-MB	13.29	6.75	2.00
19	P4A-MB	13.46	6.75	2.00
20	P10A-NB	11.99	6.75	1.75



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES




José Ramírez Japaja
Jefe de Operaciones
MASTERLEM S.A.C


JOSÉ RAMÍREZ JAPAJA
INGENIERO CIVIL
Reg. del CIP N° 14285

Peticionario:	ANCLAP S.A.C.
Proyecto/Obra:	Edificio Juanar
Ubicación:	Jr. Huascar N° 1231 - 1237 - Benito.
Atención:	Ing. Ricardo Quintana.
Fecha de extracción:	08/05/2015
Fecha de ensayo:	11/05/2015
Fecha de emisión:	12/05/2015
Observaciones:	<ul style="list-style-type: none"> - Los testigos diametrinos de concreto endurecido fueron identificados por el Peticionario. - El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del laboratorio, salvo que la reproducción sea en su totalidad. - El laboratorio no se hace responsable por el mal uso de los resultados presentados.

METODO DE ENSAYO NORMALIZADO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO EN PUESTRAS CILÍNDRICAS

Norma Técnica Peruana 339.034 - American Society for Testing and Materials C39

RESISTENCIA DE DISEÑO (f_d):

MUESTRA DE CONCRETO	IDENTIFICACION	DIÁMETRO (mm)	ÁREA (mm ²)	CARGA (kg)	RESISTENCIA (kg/cm ²)	RESISTENCIA CORREGIDA (kg/cm ²)
1	CI-N4	6.75	35.73	7530	214	214
2	CS-N4	6.75	35.73	11080	310	310
3	VI-N4	6.75	35.73	9100	261	258
4	VO-N4	6.75	35.73	6280	175	175
5	VO-N4	6.75	35.73	11150	312	308
6	PIA-N4	6.75	35.73	6410	179	179
7	PIA-N4	6.75	35.73	8794	246	241
8	PSA-N4	6.75	35.73	9410	263	255
9	PSA-N4	6.75	35.73	8910	250	245
10	PLGA-N4	6.75	35.73	9560	270	270

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES




José Ramírez Japaja
Jefe de Operaciones
MASTERLEM S.A.C

Página 2 de 2

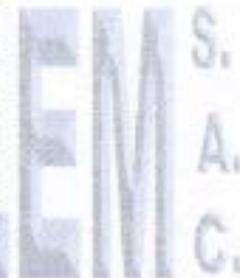

FRANCISCO MORELANA
INGENIERO CIVIL
Reg. del CIP N° 94206

Peticionario:	ANCLAF S.A.C.
Proyecto/Obras:	Edificio huanc
Ubicación:	Jr. Huanc N° 1231 - 1237 - Areña.
Atención:	Ing. Ricardo Quintana.
Fecha de extracción:	08/05/2015
Fecha de ensayo:	11/05/2015
Fecha de emisión:	12/05/2015
Observaciones:	<ul style="list-style-type: none"> - Los testigos diamantinos de concreto ensayados fueron identificados por el Peticionario. - El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del laboratorio, salvo que la reproducción sea en su totalidad. - El laboratorio no se hace responsable por el mal uso de los resultados presentados. - Los valores de resistencia con una relación L/D menores a 1.00 y mayores a 1.75, no se corriges si están fuera del factor de corrección según la norma ASTM C42.

MÉTODO PARA LA OBTENCIÓN Y ENSAYO DE CORAZONES DIAMANTINOS Y VIGAS CORTADAS DE HORMIGÓN (CONCRETO)
Norma Técnica Peruana 339.059 - American Society for Testing and Materials C42



PUNTO DE CONCRETO	IDENTIFICACIÓN	ALURA (cm)	DIÁMETRO (cm)	RELACION ALURA/DIÁMETRO
1	C1-N4	13.45	6.75	2.00
2	C3-N4	13.41	6.75	2.00
3	V1-N4	11.85	6.75	1.75
4	V2-N4	13.41	6.75	2.00
5	V3-N4	11.79	6.75	1.75
6	P1A-N4	13.33	6.75	2.00
7	P2A-N4	11.85	6.75	1.75
8	P3A-N4	13.40	6.75	2.00
9	P4A-N4	11.75	6.75	1.75
10	P10A-N4	13.42	6.75	2.00



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES




José Ramírez Japaja
Jefe de Operaciones
MASTERLEM S.A.C


JOSÉ RAMÍREZ JAPAJA
INGENIERO CIVIL
Reg. del CP N° 94298

Anexo 4: Presupuesto de reparación estructural



RESUMEN

OBRA : EDIFICIO HUARAZ
CLIENTE : DOMINI
LUGAR : BREÑA - LIMA
FECHA : FEBRERO
MONEDA : NUEVOS SOLES

ITEM	DESCRIPCIÓN	PARCIAL (S/.)
1.00	PRESUPUESTO ESTIMADO REPARACION ESTRUCTURAL	888,192.00
2.00	PRESUPUESTO ESTIMADO REPARACION ALBAÑILERIA E INSTALACIONES	492,980.00
	TOTAL COSTO DIRECTO	1,381,172.00
	DIRECCION TECNICA 15%	207,175.80
	SUB TOTAL	1,588,347.80
	IGV (18%)	285,902.60
	TOTAL	1,874,250.40

Anexo 5: Cronograma del Proyecto Multifamiliar Huaraz



CRONOGRAMA ESTIMADO PROYECTO "HUARAZ"

OBRA: PROYECTO "HUARAZ" (REPARACIONES y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL)
PROPIETARIO: SURA
MODALIDAD CONTRATACION: POR ADMINISTRACION
UBICACIÓN: BREÑA - LIMA
INICIO: 23/03/2015
FIN: 31/08/2015
DURACIÓN: 161.00 Dias

N°	PARTIDAS	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO
1.00	Informe Estructural						
2.00	CORRECCION DE FALLAS						
2.01	Demolicion de tabiques, picados en general y resanes.						
2.02	Adecuacion de IIEE, existentes						
2.03	Adecuacion de IISS, existentes						
3.00	REPARACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL						
3.01	Reparación de Cangrejeras						
3.02	Reparacion fisuras.						
3.03	Reforzamiento estructural (según informe)						