UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL
EVALUACIÓN Y DISEÑO DE DOS PROPUESTAS DE
REFORZAMIENTO PARA VIGAS Y COLUMNAS DE
CONCRETO ARMADO EN UNA EDIFICACIÓN DE
HOTEL.

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Guillermo La Torre, Aldo de Jesus (0000-0001-7381-6527)

Silva Tupac Yupanqui, Sergio (0000-0002-0126-8936)

ASESORES

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

Lima, 05 noviembre del 2019

DEDICATORIA

Dedicamos este trabajo de investigación a:

Nuestros padres, quienes siempre nos han, motivado y enseñado que con esfuerzo, dedicación y perseverancia se puede lograr cualquier objetivo. A ustedes, quienes siempre fueron el soporte en los momentos difíciles y sabemos que estarán siempre.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecemos a Dios, ya que creemos firmemente que sin él nada se puede lograr, por permitirnos desempeñarnos en la carrera que nos apasiona, por habernos bendecido con los padres, familias y amigos que tenemos.

En segundo lugar, agradecemos a nuestros padres, quienes han sido siempre nuestro soporte en esta difícil pero gratificante etapa. Gracias por confiar en nosotros a lo largo de este gran reto, que hoy gracias a su apoyo, tenemos la bendición de culminar.

Le agradecemos a nuestros hermanos, amistades, quienes nos han enseñado el sentimiento más reconfortante que es el de compartir. Hoy les agradecemos y compartimos este trabajo, principalmente porque son parte de nuestra motivación e inspiración de hacer las cosas bien.

.

Finalmente, agradecerle al Dr. Guillermo Huaco por su apoyo, tiempo y confianza durante esta exhaustiva investigación. Del mismo modo, a todos los ingenieros que colaboraron con el desarrollo de la presente investigación en las distintas etapas que esta comprende.

RESUMEN

La presente investigación radica en la evaluación técnico-económica de dos tipos de reforzamiento estructurales, tales como el polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP) y el encamisado de concreto reforzado en los elementos estructurales de vigas y columnas. Esto con el objetivo de determinar la alternativa de solución óptima, teniendo en cuenta que la opción de encamisado de concreto reforzado es comúnmente la más empleada en el sector. En cuanto al proyecto, este corresponde a un edificio de hotel en el cual se requiere hacer cambio de uso en los pisos 3 y 4 incorporando una sala de gimnasio en los pisos ya mencionados. Respecto al diseño de las alternativas de reforzamiento, estas se rigen bajo las exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú (E020 – Cargas, E030 - Diseño Sismorresistente, E060 – Concreto Armado) y de normas internacionales como la ACI (ACI440.2R – Fibra de carbono, ACI369 - Rehabilitación sísmica de edificios con estructuras de concreto existente, ACI318 – 14 Requisitos de reglamento para concreto estructural). Asimismo, se utilizó el programa Etabs para complementar el análisis del comportamiento estructural de las vigas y columnas. Posterior al diseño, se realizó la evaluación técnico-económica, proponiendo un plan de ejecución (cronograma) acorde con las características y contexto del proyecto, y un presupuesto económico para cada caso. Finalmente, mediante un análisis comparativo que contrasta ambos criterios, se concluye la alternativa de reforzamiento óptima para la edificación de hotel analizada es el CFRP.

Palabras Claves: CFRP; Encamisado de Concreto Reforzado; Columnas; Vigas; Diseño, Cortante, Flexión.

ABSTRACT

The present investigation lies in the technical-economic evaluation of two types of structural reinforcement, such as the carbon fiber reinforced polymer (CFRP) and the reinforced concrete jacketing in the structural elements: beams and columns. The objective is to determine the optimal solution alternative, taking into account that the option of reinforced concrete cladding is commonly the most used in the sector. As for the project, it corresponds to a hotel building in which change of use is required on floors 3 and 4 incorporating a gymnasium in the aforementioned floors. Regarding the design of reinforcement alternatives, these ruled by the requirements of the National Building Regulations of Peru (E020 – Loads, E030 – Seismic Resistant Design, E060 – Reinforced Concrete) and international standards such as the ACI (ACI 440 – FRP, ACI 369 – Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings, ACI 318 - Requirements for Structural Concrete). Likewise, the program was used to complement the analysis of the structural behavior of the buildings and the reinforcement alternatives. After the design, the technical-economic evaluation was carried out, proposing an execution plan (schedule) according to the characteristics and context of the project, and an economic budget for each case. Finally, by means of a comparative analysis that contrasts both criteria, the optimal reinforcement alternative for the hotel building analyzed is concluded is the CFRP.

KEYWORDS: CFRP; reinforced concrete jacketing; column; beam; shear strength; design; flexion.

Contenido

Antecedentes	13
Justificación de la investigación	14
Realidad problemática.....	15
Limitaciones de la investigación.....	16
Formulación del Problema	17
Hipótesis	17
Objetivo General	17
Objetivo Específicos	17
Descripción del Contenido.....	18
CAPÍTULO I: GENERALIDADES	20
GENERALIDADES	20
1.1 Proyecto.....	20
1.1.1 Población y muestra	20
1.1.2 Nivel de Investigación.....	20
1.1.3 Diseño de Investigación	20
1.1.5 Descripción del Proyecto	22
1.1.6 Procesamiento de la información y Análisis de datos	23
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	27
2. MARCO TEORICO	27
2.1 Conceptos básicos	27
2.1.1 Resistencia.....	27
2.1.2 Rigidez	28
2.1.3 Ductilidad	28
2.2 Tipos de intervención en estructuras.....	29
2.2.1 Reforzamiento:	29
2.2.2 Reparación estructural:.....	30
2.2.3 Restauración:.....	30
2.2.4 Rehabilitación:	30
2.3 Reforzamiento con fibra de carbono (CFRP).....	31
2.3.1 Origen de la fibra de carbono	31
2.3.2 Propiedades de la fibra de carbono (CFRP)	31
2.3.3 Ventajas y desventajas de la fibra de carbono (CFRP)	34
2.3.4 Ensayos realizados con fibra de carbono (CFRP)	35
2.4 Refuerzo con recrecio de concreto.....	42
2.4.1 Origen del Encamisado de Concreto Armado	42

2.4.2 Ventajas y Desventajas del Encamisado de Concreto Armado	43
2.4.3 Propiedades mecánicas de los componentes del Recrecio de Concreto Armado	44
2.4.4 Ensayos realizados para el Recrecio de Concreto Armado	47
CAPÍTULO III: MARCO NORMATIVO.....	51
3.1 Marco Normativo	51
3.2 Fibra de Carbono	51
3.2.1 Diseño a flexión en vigas	51
3.2.2 Diseño a corte en vigas.....	61
3.2.2.1 Nivel de deformación efectiva en el FRP a cortante	62
3.2.2.2 Contribución del FRP a la fuerza cortante	64
3.2.3 Diseño a flexo compresión en columnas	66
3.3 Encamisado de concreto armado	75
3.3.1 Diseño a flexión en vigas	81
3.3.2 Diseño Por Corte en vigas.....	83
3.3 Diseño a flexo - compresión de columnas	84
CAPÍTULO IV: EVALUACION ESTRUCTURAL, DISEÑO Y RESULTADOS	85
4.1 Modelo del edificio en Etabs.....	85
4.1.1 Metrado de cargas	85
4.1.2 Metrados para el modelo estructural	88
4.1.3 Modelo estructural (ETABS)	90
4.1.4 Análisis sísmico.....	93
4.1.5 Análisis por cargas de gravedad (Diagrama: momento flector, cortante y axial)	95
4.1.6. Análisis por carga sísmica (distorsiones)	98
4.2 Verificación de resistencia de los elementos estructurales	99
4.2.1 Verificación de vigas.....	99
4.2.2 Verificación de columnas	107
4.3 Diseño de reforzamiento de elementos estructurales	112
4.3.1 Reforzamiento mediante la técnica de encamisado de concreto armado	112
4.3.1.1 Reforzamiento de vigas	112
4.3.1.2 Reforzamiento de columnas	116
4.3.2 Diseño de reforzamiento con fibra de carbono (CFRP)	119
4.3.2.1 Diseño en vigas	119
4.3.2.2 Diseño de columnas con fibra de carbono (CFRP)	131
CAPÍTULO V: EVALUACION TÉCNICO-ECONÓMICO	139
5.1 Evaluación Técnica	139
5.1.1 Proceso de instalación y Control de Calidad	139

5.1.2 Resistencia total de los dos tipos de reforzamiento	148
5.1.3 Tiempo de ejecución	150
5.2 Evaluación Económica.....	151
5.2.1 Análisis de precios unitarios.....	151
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	154
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	154
6.1 Conclusiones.	154
6.2 Recomendaciones.	157
7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	158
ANEXO I.....	160
ANEXO II	161
ANEXO III.....	162
ANEXO IV	163
ANEXO V	164
ANEXO VI.....	165
ANEXO VII	166
ANEXO VIII.....	167
ANEXO XI.....	168

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Gráfica fuerza vs Deformación con encamisado de acero y concreto. Fuente: (Ramírez, Barcena, & Feijoo, 2014)	15
Figura 2: Gráfica Momento flector vs. Curvatura con fibras de carbono. Fuente: (Proaño, 2011)	16
Figura 3: Planta típica de arquitectura – Edificio 5 pisos + azotea (Fuente: Propia)	23
Figura 4: Modelo Estructural – Edificio 5 pisos Fuente: Etabs	26
Figura 5: Tipos de ductilidad. Fuente: Giuncu,2000	29
Figura 6: Esquema de viga ensayada. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)	36
Figura 7: Falla por delaminación externa. Fuente: (Rosero Landeta, 2013).	36
Figura 8:. Falla por la Rotura de platina. Fuente: (Rosero Landeta, 2013).....	37
Figura 9: Ensayos de SIKA CARBODUR realizados en el EMPA. Fuente: (Rosero Landeta, 2013) ____	38
Figura 10:. Ensayos de SIKA CARBODUR realizados en el EMPALME. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)	39
Figura 11: Diagrama Carga- Deflexión. Fuente: (Rosero Landeta, 2013).....	40
Figura 12: Curva esfuerzo vs deformación con CFRP Y GFRP. Fuente: (Rosero Landeta, 2013) ____	41
Figura 13:. Ensayo a compresión de concreto confinado con FRP. Fuente:(Rosero Landeta, 2013) ____	41
Figura 14: Curva esfuerzo-deformación. Fuente: Propiedades Mecánicas del concreto,2014. 1 ____	45
Figura 15: Comportamiento Lineal-Elástico. Fuente: Propiedades Mecánicas del concreto,2014 1 ____	46
Figura 16: Flujo Elástico. Fuente: Propiedades Mecánicas del Concreto,2014-1	47
Figura 17 Comportamiento en conjunto de los elementos. Fuente: Guerrero, Gonzales 1993 1 ____	48
Figura 18. Comportamiento Independiente de los elementos. Fuente: Guerrero, Gonzales 1993 1 ____	48

Figura 19: Falla del elemento con superficie de contacto limpia, sin conectores ni rugosidad. Fuente: Guerrero, Gonzales 1991	49
Figura 20: Gráfica carga-deformación con superficie de contacto limpia y rugosa. Fuente: Guerrero, Gonzales 1993	49
Figura 21: Gráfica carga-deformación con superficie de contacto limpia y rugosa. Fuente: Guerrero, Gonzales 1993 I	50
Figura 22: Gráfica carga-deformación con superficie de contacto limpia, rugoso y conectores metálicos. Fuente: Guerrero, Gonzales 1993	50
Figura 23: Bloque de esfuerzos y deformación del concreto armado. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)	57
Figura 24: Longitud de anclaje. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)	61
Figura 25: Geometría del refuerzo a cortante. Fuente (ACI Committee 440, 2008)	65
Figura 26: Diagrama de Interacción. Fuente: (440.2R-08, 2008)	67
Figura 27: Sección rectangular. Fuente: (440.2R-08, 2008)	68
Figura 28: Punto c. Fuente: Rosero Landeta, 2013	68
Figura 29: Tratamiento para figuras rectangular a reforzar con CFRP	71
Figura 30: Punto B. Fuente: Rosero Landeta, 2013	73
Figura 31: Punto C. Fuente: Rosero Landeta, 2013	74
Figura 32: Encamisado de columna. Fuente: Ohkubo, 1991	77
Figura 33: Encamisado de viga Fuente: Aguilar, 1996	79
Figura 34: Encamisado inferior de una viga Fuente: Río Bueno (2018)	80
Figura 35: Encamisado de tres o cuatro caras de una viga. Fuente: Aguilar, 1996	81
Figura 36: Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción. Fuente: Rosero Landeta, 2013	82
Figura 37: Diagrama de interacción para columnas de concreto armado. Fuente: Ayala - Giraldo (2018)	84
Figura 38: Distribución de paños para metrado. Fuente: Propia	88
Figura 39: Tramo típico de escalera. Fuente: Planos Proyecto Poma	89
Figura 40: Modelo estructural. Fuente: ETABS	91
Figura 41: Espectro de aceleraciones. Fuente: ETABS	94
Figura 42: Vista en planta de estructuras. Losa típica. Fuente: propia	95
Figura 43: Diagrama momento flector en el eje 3. Fuente: ETABS	96
Figura 44: Gráfica momento flector piso 3 eje 3. Fuente: ETABS	96
Figura 45: Diagrama Cortante eje 3. Fuente: ETABS	97
Figura 46: Esfuerzo cortante eje 3 piso 3 Fuente: ETABS	97
Figura 47: Diagrama Axial eje 3. Fuente: ETABS	98
Figura 48: Esfuerzo axial base columna. Fuente propia: ETABS	98
Figura 49: Vigas Peralgadas 303. Fuente: Plano Proyecto Poma	100
Figura 50: Detalle de corte de Vigas Peralgadas. Fuente: Plano Proyecto Poma	100
Figura 51: Diagrama de esfuerzo cortante en el eje 3. Fuente Etabs	106
Figura 52: Valor máximo en cortante. Fuente Etabs	106
Figura 53: cuadro de columnas. Fuente: Planos Proyecto Poma	108
Figura 54: Columna C3 generada en Etabs Fuente: Propia	110
Figura 55: Esfuerzos axiales y momentos en Etabs. Fuente: Propia	110
Figura 56: Diagrama de interacción C-3. Fuente: Propia	111
Figura 57: Diagrama de interacción C-3. Fuente: Propia	111
Figura 58: Bosquejo de reforzamiento con encamisado de concreto corte 3	113
Figura 59: Desarrollo viga VP 303	115
Figura 60: Nueva sección de viga. Fuente: Propia	116
Figura 61: Sección de columna C3	117
Figura 62: Nueva sección con reforzamiento encamisado de concreto	117
Figura 63: Nueva sección con reforzamiento encamisado de concreto	118
Figura 64: Diagrama de interacción después del encamisado de concreto previo eje X. Fuente: Propia	118

Figura 65: Diagrama de interacción después del encamisado de concreto previo eje X. Fuente: Propia	119
Figura 66: Distribución interna de deformaciones unitarias y esfuerzos de un elemento de concreto reforzado considerando el efecto del FRP	121
Figura 67: Secuencia de instalación CFRP (Fuente: Sun, 2017)	124
Figura 68: Diseño de superficie extensible (Fuente: Sun, 2017)	124
Figura 69: Diseño de CFRP desarrollo longitudinal de viga. Fuente propia	124
Figura 70: Diseño de CFRP	125
Figura 71: Dimensionamiento de FRP. Fuente: (ACI Committee 440, 2008)	127
Figura 72: Características de FRP seleccionado. Fuente: Hoja técnica de producto	128
Figura 73: Viga VP 303 de 0.30 x 0.40. Fuente: Plano Proyecto Poma-Cimentación	128
Figura 74: Resultados del ETABS de esfuerzo cortante. Fuente Etabs	129
Figura 75: Bosquejo del refuerzo con FRP. Fuente: Propia	129
Figura 76: Resultados de VP 302 en cortante. Fuente: Etabs	130
Figura 77: Distribución de interacción de columnas sin confinar eje x. Fuente: Propia	132
Figura 78: Distribución de interacción de columnas sin confinar eje y. Fuente: Propia	132
Figura 79: Distribución de interacción de columnas confinada con CFRP eje x. Fuente: Propia	133
Figura 80: Distribución de interacción de columnas confinada con CFRP eje y. Fuente: Propia	133
Figura 81: Columna C3 antes de reforzar.	134
Figura 82: Bosquejo de refuerzo con FRP para columnas	138
Figura 83: Desarrollo vertical de la fibra de carbono columna C3	138
Figura 84: Anclajes con adhesivo epoxico HIT RE – 500. Fuente: Hilti Corporation	141
Figura 85: Corte de viga con los anclaje y encamisado de concreto	141
Figura 86: Agregados desprendidos	142
Figura 87 Buena Preparación	142
Figura 88: Lo que no se debe hacer	143
Figura 89: Lo que se debe hacer	143
Figura 90: Esquema de un puesto de corte	143
Figura 91: Esquema de un puesto de corte	144
Figura 92: Mezclador	144
Figura 93: Desenrolladora en obra	145
Figura 94: Aplicación de epoxico para los agujeros de los anclajes CFRP Fuente: (Huaco, 2013)	146
Figura 95: Instalación de anclaje CFRP en viga de concreto. Fuente: (Huaco, 2013)	146
Figura 95: Extensión fuera del agujero de anclaje CFRP. Fuente: (Huaco, 2013)	147
Figura 97: Aplicación del parche en el anclaje CFRP. Fuente: (Huaco, 2013)	147
Figura 98: Espátula para uso en obra	148
Figura 99: Comparativo de momentos resistentes a flexión en viga peraltada 303. Fuente: Propia	149
Figura 100: Comparativo de esfuerzos cortantes nominales en viga peraltada 303. Fuente: Propia	149
Figura 101: Comparación de los dos tipos de reforzamientos en columnas. Fuente: Propia	150
Figura 102: Comparativo del tiempo de ejecución de cada reforzamiento. Fuente: Propia	151
Figura 103: Comparativo de presupuesto entre encamisado de concreto reforzado y CFRP. Fuente: Propia	153

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Diseño de Investigación (Fuente: Propia)	21
Tabla 2: Variables de Estudio (Fuente: Propia)	21
Tabla 3: Tabla de sobrecarga (S/C) para una edificación de hotel. Fuente: Norma E-020 (El Peruano 2016)	24
Tabla 4: Tabla de sobrecarga (S/C) gimnasio. Fuente: Norma E-020 (El Peruano 2018)	24
Tabla 5: Categoría de las edificaciones y factor U. Fuente: Norma E-030 (El Peruano 2018)	25
Tabla 6: Tabla de coeficiente de expansión térmico de FRP. Fuente (ACI Commite 440,2002)	32
Tabla 7: Comportamiento a tracción de distintos sistemas FRP. Fuente: (ACI Commite 440, 2002)	33

Tabla 8: Ventajas y desventajas de la fibra de carbono (FRP). Fuente Propia.....	34
Tabla 9: Ventajas y desventajas del encamisado de concreto. Fuente Propia.....	43
Tabla 10: Factor de reducción ambiental. Fuente: ACI 440 2R-08.....	53
Tabla 11: Tabla de sobrecargas (S/C) HOTEL. Fuente: Norma E020 (EL PERUANO, 2018).....	86
Tabla 12: Tabla de sobrecargas (S/C) GIMNASIO. Fuente: Norma E020 (EL PERUANO, 2018).....	86
Tabla 13: Categoría de las edificaciones y factor U. Fuente: Norma E 030 (EL PERUANO, 2018).....	87
Tabla 14: Tabla de pesos específicos ALBAÑILERÍA. Fuente: Norma E 020 (EL PERUANO, 2018).....	89
Tabla 15: Tabla de distribución de grillas. Fuente: ETABS.....	92
Tabla 16: Límites para desplazamiento lateral de entrepiso. Fuente: (Morales, 2006)	99
Tabla 17: Control de rigidez. Fuente: Tabla extraída de Etabs.....	99
Tabla 18: Diámetros y áreas de fierros en cm ²	101
Tabla 19: Tabla de resultados evaluación estructural a flexión. Fuente propia.....	102
Tabla 20: Diámetros y áreas de varillas. Fuente Propia.....	104
Tabla 21: Cortante para acero. Fuente Propia.....	104
Tabla 22: Cortante para concreto. Fuente Propia.....	105
Tabla 23: Cuadro resumen de vigas peraltadas. Cortante último vs cortante nominal.....	107
Tabla 24: Momentos flectores después del refuerzo con encamisado de concreto	114
Tabla 25: Resultados del análisis tramo I. Fuente Propia.....	115
Tabla 26: Resultados del análisis tramo II. Fuente: Propia	116
Tabla 27: Resultados de momento flector con CFRP.....	123
Tabla 28: Resultados de cortante del tramo II. Fuente Propia.....	130
Tabla 29: Resultados de cortante del tramo I. Fuente Propia	130
Tabla 30: Resultados del análisis tramo II. Fuente: Propia	131
Tabla 31: Resultados del análisis tramo I. Fuente: Propia	131
Tabla 32: Resumen de PPTO Encamisado de Concreto Reforzado.....	152
Tabla 33: Resumen de PPTO FRP.....	152

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Deformación última por condiciones ambientales.....	52
Ecuación 2: Esfuerzo último por condiciones ambientales	52
Ecuación 3: Ecuación deformación efectiva de diseño ACI 440.2R-08.....	53
Ecuación 4: Deformación máxima del concreto a compresión. Ecuación (10-10) (ACI Committee 440, 2008).....	55
Ecuación 5: Deformación unitaria acero a compresión. Ecuación (10-3) (ACI Committee 440, 2008) ...	55
Ecuación 6: Deformación unitaria acero a tracción. Ecuación (10-4) (ACI Committee 440, 2008).....	55
Ecuación 7: Deformación unitaria fibra de carbono. Ecuación (10-12) (ACI Committee 440, 2008)	55
Ecuación 8: Deformación del acero en rango lineal. Ecuación (10-13) (ACI Committee 440, 2008)	56
Ecuación 9: Condición última acero en compresión. Ecuación (Rosero Landeta, 2013).....	56
Ecuación 10: Condición última acero en tracción. Ecuación (Rosero Landeta, 2013).....	56
Ecuación 11: Esfuerzo FRP. Ecuación (10-21) (ACI Committee 440, 2008)	56
Ecuación 12: Fuerza de compresión concreto. Ecuación (Rosero Landeta, 2013)	57
Ecuación 13: Fuerza de compresión acero. Ecuación (Rosero Landeta, 2013)	57
Ecuación 14: Condición de equilibrio de fuerzas. Ecuación (Rosero Landeta, 2013).....	58
Ecuación 15: Capacidad de flexión en condiciones últimas FRP. (ACI Committee 440, 2008)	58
Ecuación 16: Desglose de ecuación 15. (ACI Committee 440, 2008).....	59
Ecuación 17: Condiciones para elegir el factor de reducción. (10-19) (ACI Committee 440, 2008)	60
Ecuación 18: Longitud de desarrollo fibra de carbono. (Rosero Landeta, 2013)	60
Ecuación 19: Esfuerzo cortante último con FRP (ACI Committee 440, 2008)	62
Ecuación 20: Deformación máxima para elementos con envoltura completa FRP (11-6a) (ACI Committee 440, 2008).....	63

<i>Ecuación 21: Deformación máxima con envoltura en U y a dos caras FRP. (11-6b) (ACI Committee 440, 2008).</i>	63
<i>Ecuación 22: Coeficiente de reducción de adherencia. Ecuación (11-7) (ACI Committee 440, 2008) .</i>	63
<i>Ecuación 23: Coeficiente de adherencia 1 (11-9) (ACI Committee 440, 2008).</i>	64
<i>Ecuación 24: Coeficientes de adherencia 2. (11-10) (ACI Committee 440, 2008) .</i>	64
<i>Ecuación 25: Longitud efectiva de adherencia. (11-8) (ACI Committee 440, 2008) .</i>	64
<i>Ecuación 26: Aporte a cortante de CFRP (11-3) (ACI Committee 440, 2008).</i>	64
<i>Ecuación 27: Área de refuerzo de CFRP. (11-4) (ACI Committee 440, 2008) .</i>	65
<i>Ecuación 28: Esfuerzo efectivo CFRP. (11-5) (ACI Committee 440, 2008) .</i>	65
<i>Ecuación 29: Deformación efectiva en el A, B, C, D para flexo compresión (12-5) (ACI Committee 440, 2008).</i>	69
<i>Ecuación 30: Calculo de compresión pura. Punto A .</i>	70
<i>Ecuación 31: Resistencia a la compresión concreto confinado con CFRP .</i>	70
<i>Ecuación 32: Presión máxima de confinamiento para CFRP .</i>	72
<i>Ecuación 33: Fuerza y momento flector para los puntos B y C del Diagrama Interacción. .</i>	73
<i>Ecuación 34: Esfuerzo de transición .</i>	73
<i>Ecuación 35: Coordenada vertical dentro de la región de compresión .</i>	73
<i>Ecuación 36: Momento flector para Punto D para diagrama de interacción. .</i>	74
<i>Ecuación 37: Condición esfuerzo cortante. .</i>	83
<i>Ecuación 38: Resistencia cortante nominal .</i>	83
<i>Ecuación 39: Altura de las gradas Fuente: (Morales, 2006).</i>	90
<i>Ecuación 40: Aceleración espectral. Fuente: Norma E030 item 4.6.2 (E030, 2018) .</i>	93
<i>Ecuación 41: Esfuerzo cortante. Capítulo 11 (E060, 2009).</i>	103

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

El concreto armado es hoy en día una de las técnicas constructivas más utilizadas alrededor del mundo. Debe su excelente comportamiento y servicio al trabajo en conjunto de los materiales que lo componen: el concreto y el acero. El concreto aporta su buena resistencia a compresión simple, módulo de elasticidad, estabilidad dimensional, facilidad de trabajo y baja resistencia a la tensión. Por otro lado, el acero longitudinal aporta resistencia a la tracción que el concreto no tiene, formando así un material con cualidades óptimas para la construcción en cualquier obra civil.

Sin embargo, las estructuras de concreto pueden presentar insuficiencias, ya sea por: construcciones deficientes, deterioro del concreto, corrosión del acero de refuerzo, cambios de uso de la estructura o aumento de las cargas estimadas en su diseño; en caso extremo, porque han llegado al final de su ciclo de servicio, generando un factor de riesgo al ser estructuras antiguas que requieren rehabilitación. (Flores, 2013; Belouar et al, 2013; Llano, 2009). Por ello, es de vital importancia el análisis de la estructura a lo largo de su vida útil y en caso de ser necesario, la aplicación de elementos de refuerzo.

Por ello, es importante para la ingeniería civil conocer las diferentes metodologías y materiales empleados en el reforzamiento estructural que tiene como finalidad aumentar la capacidad de resistencia mecánica de la estructura parcial o completa (Rosero, 2013).

En la actualidad el método más utilizado para reforzar las estructuras de una edificación es el encamisado de concreto por ser la técnica que usa materiales convencionales (madera, acero, cemento, agregados, agua, etc). Por ejemplo, en la ciudad México en el año 1985 se registró un sismo de gran magnitud que trajo como consecuencia una gran cantidad de edificios dañados, la ingeniería tuvo que enfrentarse a la necesidad de un proceso masivo de reparación y/o refuerzo de estructuras y el reforzamiento mediante el encamisado de concreto tuvo buenos resultados (González y Guerrero, 2007). Sin embargo, existen otros métodos de reforzamiento utilizando materiales compuestos por fibras poliméricas, fibras de vidrio, fibras de carbono y entre otros.

El polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP) aparece como una posibilidad de refuerzo. A lo largo de la historia era utilizada como un material para la aeronáutica en

las décadas del setenta y ochenta. Este al ser un material liviano y de alta resistencia, aportaba en disminuir el costo para las aerolíneas comerciales ya que el peso es dinero; mientras más kilos tenga el avión, más combustible consume para mantenerse en el aire y mientras más gasolina requiere, más costoso es (Bowler, 2014). Orientado a la construcción civil este material ofrece excelentes propiedades fisicoquímicas y una importante resistencia a la tracción en la dirección de las fibras, por lo que es ideal para reforzar elementos de concreto armado (Baca Escobar, Espinoza Anaya, & Baca Escobar, 2008).

Justificación de la investigación

En la actualidad Europa, Japón, Canadá y Estados Unidos hacen uso frecuente del refuerzo estructural con polímeros reforzados, pero eso no es habitual en nuestro país donde se utiliza muy poco estas alternativas innovadoras debido a su elevado precio o complicada instalación. Por lo tanto, se siguen utilizando métodos tradicionales para el reforzamiento de estructuras de concreto armado (encamisado de concreto reforzado) por el temor al fracaso y al cambio, ya que del refuerzo depende la estabilidad de la estructura.

En el libro “Fiber Reinforced Plastic” del italiano Gianluca Minguzzi ,se puede encontrar varias ventajas como son: Elevadas propiedades mecánicas (la fibra de Carbono, un polímero 10 veces más resistente a la tracción que el acero y mucho más liviano (Proaño,2011)), elevado módulo de elasticidad, baja densidad, baja resistencia al impacto, elevada resistencia a altas temperaturas (a la temperatura del orden de 1500°C- 2000°C) presentan hasta un incremento de sus prestaciones, coeficiente de dilatación térmica prácticamente nulo, elevada resistencia a las bases, impermeabilidad al agua, elevada resistencia a la corrosión, buena conductividad eléctrica y térmica, sensibilidad a la abrasión, bajo alargamiento a la rotura, resistencia a la fatiga verdaderamente asombrosa.

Dado lo anterior, surge la motivación de realizar la investigación de cual método de reforzamiento es el óptimo en cuanto a un análisis técnico-económico para la edificación de hotel que requiere realizar un cambio de uso.

Realidad problemática

El cambio de uso en una edificación es una de las razones por la cual se debe aplicar reforzamiento en una estructura. Esta situación se da cuando dicha obra civil fue diseñada para un propósito y el mismo se cambia a lo largo de su vida útil; debe de considerarse un rediseño y un reforzamiento.

El encamisado de concreto se presenta como el método de reforzamiento convencional que ha tenido resultados positivos en México como se mencionó anteriormente. En la Figura 1, se muestra una gráfica carga (Ton) vs. Flecha central (mm) donde se compara el comportamiento de una viga de concreto armado sin reforzamiento, y la misma viga con dos tipos de reforzamiento (encamisado de concreto y de acero). Demostrando que efectivamente la capacidad de dicha viga aumenta con estas técnicas.

Figura 1 Gráfica fuerza vs Deformación con encamisado de acero y concreto. Fuente: (Ramírez, Barcena, & Feijoo, 2014)

De igual manera, la fibra de carbono también aumenta la capacidad de una viga de concreto como se muestra en la **Figura 2**. Donde se observa una gráfica momento flector (M) vs Curvatura, y la capacidad de resistencia al momento flector aumenta en el diagrama no punteado (con la fibra de carbono), en comparación al diagrama punteado (sin fibra de carbono).

Figura 2: Gráfica Momento flector vs. Curvatura con fibras de carbono. Fuente: (Proaño, 2011)

Además del factor técnico, que implica un análisis estructural utilizando normas y teorías para obtener un resultado, se tiene que contemplar el punto económico y de procedimientos de cada tipo de reforzamiento que permita determinar cuál de las técnicas es la mejor para un tipo específico de edificación.

En esta investigación se analizará una edificación de hotel como muestra. Esta va a realizar un cambio de uso al convertirse en gimnasio en el cuarto y quinto piso. Según la norma E020 de metrado de cargas, una habitación de hotel se diseña con una sobrecarga de 200 Kgf/m² mientras que un gimnasio 400 Kgf/m²; ante este aumento de cargas en el diseño se analizarán los nuevos requerimientos estructurales del edificio para luego definir cuál método de reforzamiento es el óptimo a aplicar.

Limitaciones de la investigación

- ✓ No se consideró la interacción suelo-estructura, por lo que se modeló el edificio con empotramiento en la base.
- ✓ No se evaluó ni se diseñó las cimentaciones debido a que nuestro análisis se centra en vigas y columnas de concreto armado
- ✓ No se realizó el análisis de estabilidad o pandeo en las columnas debido a que nuestra edificación a analizar es de baja envergadura (5 pisos + azotea), es una

estructura de concreto armado (rígida), altura de entre piso de 2.70m (no es esbelta) y desplazamientos pequeños.

Formulación del Problema

Ante la necesidad de usar un tipo de reforzamiento, se proponen estos dos métodos por ser uno el método convencional (encamisado de concreto) y el otro el innovador (Fibra de carbono FRP), aplicados a la edificación de hotel y habiendo corroborado con distintas fuentes que ambos aumentan la resistencia (fig. 1 y 2). Sin embargo, es necesario también evaluar las variables de tiempo y costo de ejecución respecto a otras opciones en la fase de ingeniería, es por ello que se plantea la siguiente problemática: ¿Cuál de los dos métodos de reforzamiento es el óptimo aplicar en el edificio de hotel que requiere hacer un cambio de uso en el piso 3 y 4?

Hipótesis

La fibra de carbono resulta ser el mejor método para el reforzamiento de vigas y columnas, de acuerdo con una evaluación técnico-económico, para la edificación de hotel analizada.

Objetivo General

Determinar cuál de los dos tipos de reforzamientos propuestos (CFRP o Encamisado de Concreto Reforzado) es el óptimo para el diseño de vigas y columnas en la edificación de hotel analizada.

Objetivo Específicos

- Realizar la evaluación estructural de la edificación de hotel, para verificar si los momentos resistentes nominales son menores a los momentos últimos después de incorporar la nueva sobrecarga debido al cambio de uso, y así comprobar si los elementos estructurales necesitan ser reforzados (vigas y columnas).
- Realizar la evaluación estructural de la edificación de hotel, para verificar si el esfuerzo cortante resistentes nominal es menor al esfuerzo cortante último después de incorporar la nueva sobrecarga debido al cambio de uso, y así comprobar si los elementos estructurales necesitan ser reforzadas (vigas y columnas)
- Diseñar las soluciones de reforzamiento planteadas para cada elemento estructural que necesita ser reforzado (vigas y columnas) en la edificación de hotel,

cumpliendo las normas técnicas vigentes nacionales e internacionales (E.020, E.030, E060, ACI 440.2R-08)

- Evaluar el tiempo y costo de ejecutar las alternativas de reforzamientos planteadas para la edificación de hotel, para determinar la solución óptima al proyecto.

Descripción del Contenido

❖ Metodología de estudio

1. Análisis sísmico de la edificación de Hotel.

Modelar el proyecto a investigar, realizar el análisis sísmico, obtener los esfuerzos en las columnas y vigas.

2. Diseñar soluciones mediante dos tipos de reforzamiento

Diseñar soluciones que satisfagan los requerimientos del edificio por la incorporación del gimnasio en los pisos 03 y 04.

3. Resolver problema

Evaluar de manera técnica-económica las dos propuestas de reforzamiento en las columnas y vigas para determinar la propuesta óptima.

❖ Capítulos

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

En este capítulo se presentan los aspectos generales de la investigación, tales como el proyecto, variables de estudio, metodología de investigación y la recopilación de información realizada para el desarrollo de la tesis como planos de arquitectura y estructuras.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

En este capítulo se presentan las teorías y métodos bajo los cuales se fundamenta el desarrollo de la tesis; donde se abordan los principales conceptos de Resistencia, Rigidez y Ductilidad. Se conoce los tipos de intervención que puede abordar una edificación y también las ventajas y desventajas de los dos tipos de reforzamientos a estudiar.

CAPÍTULO III: MARCO NORMATIVO

En este capítulo se explica todo el marco normativo del proyecto de estudio, lineamientos de las diferentes normas como la E-020 Cargas Norma, E-030 Diseño Sismorresistente y la E-060 Concreto Armado.

CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL, DISEÑO Y RESULTADOS

En este capítulo se explica la estructuración del proyecto de investigación, mostrando el análisis estructural realizado, basado en un análisis dinámico modal espectral bajo los lineamientos de la norma E.030 de diseño sismorresistente (2018). Se desarrolla el diseño estructural de las vigas y columnas para la edificación de hotel, mostrando los procedimientos de cálculo y verificaciones realizadas, de acuerdo a los requerimientos de las normas de diseño.

CAPÍTULO V: EVALUACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA

Se presenta la evaluación técnico-económica de las alternativas de reforzamiento para, el proyecto estimando los tiempos y costos que presenta cada alternativa, para llevar a cabo un análisis comparativo en función a dichos resultados mediante gráficas y cuadros comparativos.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se responde la hipótesis planteada, presentando ideas finales que se concluyen a partir de los resultados obtenidos de la investigación y el análisis comparativo realizado. Además, se presentan recomendaciones a la comunidad investigadora, con el objetivo de continuar la línea de investigación del presente estudio.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

GENERALIDADES

1.1 Proyecto

1.1.1 Población y muestra

La investigación se efectúa en un proyecto multifamiliar de 5 pisos + azotea, ubicado en Lima Metropolitana; ciudad situada en suelos variables que podrían ser: suelos granulares finos, eólicos arenosos, o con napa freática alta. El edificio seleccionado se sitúa en el distrito de Miraflores con un estrato superficial compuesto por suelos granulares finos y arcillosos, que según la investigación de INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil): “Mapas de Microzonificación sísmica en el Centro Histórico de Lima (Cercado de Lima y Rímac), Villa María del Triunfo y Callao”, cataloga a la zona de peligro bajo ante un sismo y tsunami.

El edificio consta de estructuras de concreto armado con un sistema estructural dual, compuesto por 4 pisos típicos y una azotea. Este proyecto inicialmente era destinado a ser únicamente un hotel, pero el piso 3 y 4 se convertirá en gimnasio siendo necesario un rediseño de los elementos estructurales por el aumento de la sobrecarga.

1.1.2 Nivel de Investigación

La investigación científica a desarrollarse es aplicada, de tipo no experimental, siguiendo una investigación descriptiva; debido a que busca una tendencia respecto a la alternativa de reforzamiento más óptima de acuerdo a parámetros técnicos y económicos, para edificaciones de concreto armado de un máximo de 05 pisos + azotea que requieran hacer un cambio de uso situados en el distrito de Miraflores.

1.1.3 Diseño de Investigación

La metodología de esta investigación es comparativa, ya que la edificación de hotel se someterá a la comparación de dos alternativas de reforzamiento descritas anteriormente (encamisado de concreto y fibra de carbono); para concluir finalmente la alternativa óptima en función a una evaluación técnico-económica (tabla 1).

Tabla 1: Diseño de Investigación (Fuente: Propia)

Grupo de estudio	Sujeto de estudio	Tratamiento	Medición
G1	Edificio de 05 pisos + azotea	D1,D2	C1,C2

Donde:

Di: Diseño estructural de la alternativa de reforzamiento “i”

i: Costo de ejecutar la alternativa de reforzamiento “i” Variables de Estudio

Tabla 2: Variables de Estudio (Fuente: Propia)

Variables	Dimensión	Indicador	Unidad de Medida	Instrumento de Investigación
x: Análisis estructural del proyecto	X1: Fuerzas y Momentos nominales en las vigas y columnas	Magnitud de fuerzas y momentos en las vigas y columnas que se ejercera en la estructura	tonf (fuerzas), tonf.m momentos flectores)	Programa ETABS
Y: Diseño estructural de alternativas de reforzamiento	Y1: :Dimensionamiento y distribución del nuevo reforzamiento	Dimensiones del refuerzo y su distribución de acuerdo a los requerimientos de la estructura, y a lo normado por ACI 340 Y ACI 318	m ² (área en planta de la viga y columna), m (peralte de la viga y columna), unidades de varillas (acero	Plantillas de Excel, ACI (340,318,562)
Z: Evaluación técnico-económica de la alternativa de reforzamiento	Z1: Costo	Costo estimado de la ejecución de la partida de reforzamiento correspondiente	Soles (S/.)	Cotizaciones, revista costos, costos referenciales del mercado
	Z2: Tiempo	Plazo de ejecución de alternativas de reforzamiento	Días	Diagrama de Gantt
	Z2: Beneficio	Durabilidad del material de reforzamiento	Años	Cuadros comparativos

1.1.5 Descripción del Proyecto

El proyecto consta de un edificio de hotel de 5 pisos más una azotea diseñado estructuralmente mediante un sistema dual (placas y pórticos).

Cuenta con 4 pisos típicos del piso 2 al 5 con 7 dormitorios cada piso. Cada dormitorio cuenta con un baño propio y además presenta una sala estar como área común para cada piso. En el primer piso tiene un hall de ingreso en la parte frontal del proyecto donde está ubicada la recepción del hotel, se cuenta con un ingreso de servicio, zona de comedor, zona de cocina, y una amplia zona de jardín.

El proyecto cuenta además con una cisterna exclusiva para la red contra incendio, un sistema de alarmas contra incendio que incluye detectores de humo y temperatura y un sistema de iluminación de emergencia. Por otro lado, el proyecto contempla la señalización de las rutas de evacuación para casos de emergencia en todas las áreas comunes.

El proyecto contempla un área de terreno de 214.00 m², con un perímetro de 55.58 m.

El primer piso tiene 214.00 m², segundo piso 185.51 m², el tercero, cuarto y quinto posee un área de 179.14 m² y la azotea un área de 18.50 m².

Figura 3: Planta típica de arquitectura – Edificio 5 pisos + azotea (Fuente: Propia)

1.1.6 Procesamiento de la información y Análisis de datos

Para realizar el metrado de cargas del proyecto de investigación, se utilizan datos de 3 normas del ámbito local que son: E020 (Cargas), E030 (Diseño sismo resistente), y E060 (Concreto armado). El peso específico del concreto armado con el que se trabajó este metrado es 2400 kg/m^3

- ❖ Carga viva (CV): Al tratarse de un hotel el valor de carga viva que debió utilizarse al momento de diseñarse esta edificación es 200 Kg/m^2 según la norma E020.

Tabla 3: Tabla de sobrecarga (S/C) para una edificación de hotel. Fuente: Norma E-020 (El Peruano 2016)

Hospitales	
Salas de operación, laboratorios, y áreas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2,0 (200)
Salas Públicas	De acuerdo a lugares de asambleas
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Este valor que también se le conoce como sobrecarga (S/C) es el que va a variar en los pisos 3 y 4 al convertirse en un gimnasio. Este nuevo valor de s/c es **400 Kg/m²**, que será el principal responsable de la necesidad de un reforzamiento de los elementos estructurales.

Tabla 4: Tabla de sobrecarga (S/C) gimnasio. Fuente: Norma E-020 (El Peruano 2018)

Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)

El valor de s/c del último techo es 100 kg/m² según norma E020.

Al ser un hotel, según la norma E030 la edificación vendría a ser categoría C (Edificios comunes)

Tabla 5: Categoría de las edificaciones y factor U. Fuente: Norma E-030 (El Peruano 2018)

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	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

Esta clasificación es relevante para la estimación del peso.

Según norma indica que se tomará el 25% de la sobrecarga para poder calcular el peso, debido a que es una edificación categoría C.

- ❖ Carga muerta (CM): Este valor se obtiene metrandos los distintos elementos de la estructura multiplicándolos por el peso específico.

Valores según norma E 020:

- Peso específico de concreto armado: 2400 kg/m^3
- Peso de losa aligerada de 20 cm: 300 kg/m^3
- Peso de tabiquería: 120 kg/m^3
- Peso de acabados: 100 kg/m^3

❖ Estructuración

Se metró la tabiquería para poder asignarla como una carga muerta extra en la estructura. Además, se metró la escalera que al ser de concreto armado es una carga importante que se debe considerar en el desarrollo del modelo. El proyecto se modelo cumpliendo los requerimientos de la norma de diseño sismo resistente E.030 (2017), lo cual se explicará a mayor detalle en los capítulos siguientes. En la figura N°2, se muestra el modelo estructural de la edificación de 05 pisos en el programa ETABS.

Figura 4: Modelo Estructural – Edificio 5 pisos Fuente: Etabs

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2. MARCO TEORICO

2.1 Conceptos básicos

2.1.1 Resistencia

La resistencia de un elemento estructural cualquiera se define como la capacidad para soportar esfuerzos y fuerzas aplicadas sin llegar al estado de rotura, adquiriendo deformaciones temporales o permanentes (Ottazzi, 2004). Sin embargo, para el diseño de elementos de concreto armado se encuentra varias definiciones de acuerdo al tipo de carga aplicada, al tipo de ensayo realizado, tipo de diseño, etc. Por lo tanto, como parte del alcance de nuestra investigación, consideraremos las siguientes definiciones:

✓ **Resistencia Requerida**

La resistencia requerida es la resistencia que un elemento o sección transversal debe tener para resistir las cargas amplificadas o los momentos, fuerzas internas y combinaciones de cargas correspondientes según lo estipulado en la Normativa Vigente (Norma peruana E.060 Concreto Armado y Norma ACI 318 14)

✓ **Resistencia Nominal**

La resistencia nominal es la resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones, los límites e hipótesis del método de diseño por resistencia según lo estipulado en la Normativa Vigente (Norma peruana E.060 Concreto Armado y Norma ACI 318 14), antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

✓ **Resistencia de Diseño**

La resistencia de diseño es la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ que corresponda, según lo estipulado en la Normativa Vigente (Norma peruana E.060 Concreto Armado y Norma ACI 318 14). El factor de reducción de resistencia (ϕ) es un factor menor que la unidad que reduce la resistencia para considerar las incertidumbres en los materiales y en las dimensiones (Norma peruana E.060 Concreto Armado y Norma ACI 318 14).

2.1.2 Rigidez

La rigidez se puede definir como la propiedad que tiene un material para oponerse a la deformación. La rigidez del material se cuantifica mediante el módulo de elasticidad o de Young (E). Ante un mismo esfuerzo, el material con mayor módulo de elasticidad se deforma menos, obedeciendo la Ley de Hooke (Ottazzi, 2004).

La Norma permite adoptar cualquier suposición razonable para la estimación de la rigidez en flexión (EI) y en torsión (GJ) de las columnas, vigas, muros, etc. Las suposiciones que se hagan deberán ser consistentes a lo largo de todo el análisis. Las rigideces EI y GJ que se adopten para el análisis estructural, idealmente deberían reflejar lo siguiente:

- El grado de fisuración y de acción inelástica a lo largo de cada elemento antes de la fluencia.
- El efecto de la duración de la carga. Cargas de corta duración y cargas sostenidas que producen fluencia plástica en el concreto comprimido.

2.1.3 Ductilidad

La ductilidad se define como la propiedad de la estructura de soportar deformaciones una vez alcanzado su límite elástico; es decir, la capacidad de deformarse en el rango inelástico sin colapsar. (Ottazzi, 2004)

La ductilidad es una de las propiedades más importantes en el comportamiento de cualquier edificación de concreto armado ante sismos severos y poco frecuentes. El comportamiento dúctil de una sección de concreto armado se logra principalmente por la ductilidad del acero de refuerzo, permitiendo alcanzar grandes deformaciones luego de superar el límite de elasticidad. Caso contrario sucede con el concreto, el cual es un material frágil y con poca resistencia a la tracción. (Wendel y Keller, 2013).

Los tipos de ductilidad que se utilizan son los siguientes (Gioncu, 2000):

- Ductilidad del material o ductilidad axial, que caracteriza a las deformaciones plásticas del propio material.
- Ductilidad de la sección transversal, o ductilidad de curvatura, que se refiere a las deformaciones plásticas de la sección transversal, teniendo en cuenta la interacción entre las partes que componen la sección transversal en sí.

- Ductilidad del elemento, o la ductilidad de rotación, cuando se consideran las propiedades del elemento.
- Ductilidad de la estructura, o ductilidad de desplazamiento, que considera el comportamiento de toda la estructura.

Figura 5: Tipos de ductilidad. Fuente: Giouneu,2000

2.2 Tipos de intervención en estructuras

2.2.1 Reforzamiento:

Aumento de secciones o adición de materiales nuevos que aumenten la capacidad resistente de los elementos estructurales y de la estructura en su conjunto. Este tipo de intervención se da por distintas razones:

- Estructuras sin respaldo técnico: Hoy en día la autoconstrucción en Lima es latente, donde según CAPECO (Cámara Peruana de Construcción) el 70% de las viviendas son construidas de manera informal, es decir, sin un profesional que respalde la ejecución de la obra con aspectos técnicos necesarios para construir.

- Cambio de uso de la edificación: Cuando una estructura fue diseñada para un propósito (ejem: para un hotel) y el propietario decide cambiar dicho uso. Esto implicaría que se rediseñe la estructura analizando las nuevas cargas para que esté logre soportar los nuevos requerimientos estructurales.
- Fallas en la fase de diseño y/o construcción: Podría existir error por parte de los profesionales al momento de diseñar una estructura, o bien los que ejecutan la obra no son mano de obra calificada pudiendo generar fallas durante la etapa de construcción. Estos errores se identifican normalmente por fisuras, hundimientos, o fallas localizadas.

2.2.2 Reparación estructural:

Intervención sobre fallas y fisuras en los elementos para restituir las características iniciales de resistencia de la estructura, luego de algún evento extraordinario que generó daños (sismo, incendio, clima, etc). Este tipo de intervención se da por dos razones:

- Deterioro de materiales: Cuando se sospeche o se hayan realizado evaluaciones técnicas que permitan afirmar que el material está deteriorado. Estos materiales pueden ser el concreto o el acero. Muchas veces el clima (la humedad principalmente) es la principal razón de este deterioro porque oxida el acero o reacciona químicamente con el concreto.
- Eventos extraordinarios: Debido a algún sismo leve o mediano, incendios u otro evento extraordinario, la estructura podría requerir este tipo de intervención

2.2.3 Restauración:

Intervención sobre la edificación que tiene como objetivo recuperar las características arquitectónicas, pero sin restituir las características estructurales de resistencia mecánica.

2.2.4 Rehabilitación:

Intervención en una estructura para que vuelva a estar en funcionamiento luego de recibir el impacto de un evento muy fuerte. Muchas veces los sismos son de intensidad 8 a más lo cual puede generar que las viviendas afectadas sean inhabitables. Ante esto se requeriría una rehabilitación total de toda la estructura.

2.3 Reforzamiento con fibra de carbono (CFRP)

2.3.1 Origen de la fibra de carbono

La industria de la fibra de carbono comenzó en 1956 cuando la empresa Union Carbide abrió su Centro Técnico de Parma a las afueras de Cleveland. El complejo fue uno de los principales laboratorios del programa de investigación. En el año 1956 el físico Roger Bacon desarrolló las primeras fibras de carbono en el Centro Técnico de Parma. Bacon se encontraba trabajando con un arco de carbono a altas temperaturas y presiones tratando de determinar el punto triple (Equilibrio térmico entre el estado gaseoso, sólido y líquido de un elemento) del “grafito”. Cuando Bacon disminuyó la presión en el arco, notó que el carbono sufría un cambio de la fase de vapor a la fase sólida, formando un filamento muy delgado. Encontró que estos filamentos eran sólo una décima parte del diámetro de un cabello humano, pero se podían doblar y no eran frágiles (American Chemistry Society, 2003).

Así mismo, en la década de los años 70's y 80's, la empresa japonesa Toray transformó la fibra de carbono en un producto que tuviera aplicaciones comerciales más generales. La industria aeroespacial comercial se aprovechó de las ventajas de las fibras de carbono. El uso de fibras de carbono basadas en poliacrilonitrilo (PAN) se desarrolló en mayor escala y empezó a comercializarse en productos como chalecos antibalas, cuerdas de pescar, aros de bicicletas, neumáticos de autos, guantes de protección, etc. Hoy en día este material también se usa en el área de la construcción civil. En la construcción hay dos líneas de trabajo para CFRP: reparaciones y reforzamientos en obra. (Miravete, 2001).

2.3.2 Propiedades de la fibra de carbono (CFRP)

a) Propiedades Físicas

➤ Densidad

Los materiales FRP tienen una densidad entre 1.2 a 2.1 g/cm³ que es 5 veces menor que la densidad del acero. Esta característica puede aportar en un enfoque de costos debido a que añade menos peso muerto a la estructura y menos peso para transportar.

➤ Efectos de las altas temperaturas

El valor depende del tipo de resina, pero normalmente está en la región de 60 a 82 ° C. En un material compuesto de FRP, las fibras

que presentan mejores propiedades térmicas que la resina, puede continuar soportando alguna carga en la dirección longitudinal hasta alcanzar el umbral de temperatura de las fibras.

Coefficiente de expansión térmica: Este coeficiente difiere en la dirección longitudinal y transversal como se muestra en la siguiente tabla:

Donde:

GFRP: Polímero reforzado con fibra de vidrio

CFRP: Polímero reforzado con fibra de carbono

AFRP: Polímero reforzado con fibra de aramida

Tabla 6: Tabla de coeficiente de expansión térmico de FRP. Fuente (ACI Commite 440,2002)

Dirección	Coeficiente de expansión térmica x $10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ (x $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)		
	GFRP	CFRP	AFRP
Longitudinal α_L	3.3 a 5.6 (6 a 10)	-0.6 a 0 (-1 a 0)	-3.3 a -1.1 (-6 a -2)
Longitudinal α_t	10.4 a 12.6 (19 a 23)	12 a 27 (22 a 50)	33 a 44 (60 a 80)

- Coeficiente de dilatación muy bajo, lo que le permite una gran estabilidad dimensional a las estructuras y una conductividad térmica elevada
- Gran capacidad de aislamiento
- Resistencia a ambientes alcalinos y externos susceptibles de corrosión

b) Propiedades mecánicas de la fibra de carbono

- Comportamiento en tracción

El comportamiento a la tracción de los materiales de CFRP se caracteriza por una relación tensión - deformación elástica lineal hasta el fallo, que es repentino y quebradizo. Debido a que las fibras en un material de CFRP son los constituyentes portadores de carga principal, el tipo de fibra, la orientación de las fibras, la cantidad de fibras y el método y las condiciones en las que se produce el material compuesto afectan las propiedades de tracción del material CFRP.

FRP tiene dos sistemas para determinar sus propiedades: uno que usa el área laminada bruta y otro que usa el área fibra neta. Las propiedades del sistema que

usan el área laminada bruta tienen mayores dimensiones de grosor relativo y menores valores de fuerza y módulo relativos, mientras que las propiedades del sistema informadas utilizando el área de fibra neta tienen dimensiones de grosor relativo menores y mayores valores de fuerza y módulo relativos.

Las propiedades de un sistema CFRP deben ser caracterizadas como un compuesto, reconociendo no sólo las propiedades materiales de las fibras individuales, sino también la eficiencia del sistema de resina de fibra, la arquitectura de la tela y el método utilizado para crear el compuesto. Las propiedades mecánicas de todos los sistemas de FRP, independientemente de su forma, deben basarse en la prueba de muestras laminadas con un contenido de fibras conocido. La norma ACI 400 brinda una tabla de típicas propiedades a la tracción de distintos sistemas FRP:

Tabla 7: Comportamiento a tracción de distintos sistemas FRP. Fuente: (ACI Commitee 440, 2002)

Fiber type	Elastic modulus		Ultimate strength		Rupture strain. Minimum, %
	10 ³ ksi	GPA	Ksi	Mpa	
Carbon					
General purpose	32 to 34	220 to 240	300 to 550	2050 to 3790	1.2
High - strength	32 to 34	220 to 240	550 to 700	3790 to 4820	1.4
Ultra-high-strength	32 to 34	220 to 240	700 to 900	4820 to 6200	1.5
High-modulus	50 to 75	340 to 520	250 to 450	1720 to 3100	0.5
Ultra-high-modulus	75 to 100	520 to 690	200 to 350	1380 to 2400	0.2
Glass					
E-glass	10 to 10.5	69 to 72	270 to 390	186 to 2680	4.5
S-glass	12.5 to 13	86 to 90	500 to 700	3440 to 4140	5.4
Aramid					
General purpose	10 to 12	69 to 83	500 to 600	3440 to 4140	2.5
High-performance	16 to 18	110 to 124	500 to 600	3440 to 4140	1.6

➤ Comportamiento en compresión

Los sistemas FRP de unión externa no deben utilizarse como refuerzo de compresión debido a la insuficiente validación de las pruebas y su uso en este tipo de aplicación. Aunque no se recomienda confiar en sustratos de FRP unidos externamente para resistir esfuerzos de compresión, se presenta la siguiente sección para caracterizar completamente el comportamiento de los materiales de FRP.

La resistencia a la compresión del FRP es menor que la resistencia a la tracción (Wu 1990). El modo de fallo de los laminados de FRP sometidos a compresión longitudinal puede incluir fallo de tracción transversal, rotura de fibra o fallo por cizallamiento. El modo de fallo depende del tipo de fibra, la fracción de volumen de fibra y el tipo de resina.

2.3.3 Ventajas y desventajas de la fibra de carbono (CFRP)

Tabla 8: Ventajas y desventajas de la fibra de carbono (FRP). Fuente Propia

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> ● Aumentar la capacidad de carga de las estructuras de concreto y mampostería. ● Aumento de la capacidad a flexión de vigas y losas de concreto reforzado. ● Aumento de la resistencia a flexión y de corte de muros y vigas de concreto y de mampostería. ● Mejora la capacidad del concreto en túneles y en silos. ● Reforzar columnas, placas si se requiere incrementar la carga axial y cortante por efecto de confinamiento. ● Restaura la capacidad estructural de elementos deteriorados de concreto reforzado. Sustitución de barras de acero corroídas. ● Sustitución de cables de pretensado. ● Corrección de errores constructivos y de diseño. ● Sustituye barras de refuerzo inexistentes. ● Adecuación de las estructuras de concreto reforzado a las acciones sísmicas. ● Sirve de anclaje para las láminas de carbono de los sistemas compuestos adheridos 	<ul style="list-style-type: none"> ● Es un material costoso ● Fabricación compleja ● Control de calidad compleja ● Baja resistencia a la compresión ● Análisis estructural complejo. ● Baja resistencia al impacto.

externamente. <ul style="list-style-type: none"> • Fácil de instalar. • No corroe • Bajo impacto estético 	
---	--

2.3.4 Ensayos realizados con fibra de carbono (CFRP)

Ensayo a flexión en vigas

Los primeros ensayos de vigas de concreto armado con el uso de FRP se llevaron a cabo en diferentes centros de investigación, algunos de ellos se realizaron en el “Swiss Federal Laboratories for Material Testing and Research” ubicado en suiza, “Federal Institute for Materials Testing” (MPA) o el Concrete Construction and Fire Protection” en Alemania. Por otro lado, el ACI también realizó varios ensayos para así incorporar sus propios códigos de diseño. Por otro lado, de manera más actualizada universidades de España, Perú, Chile y Argentina han realizado ensayos con FRP siendo el más interesante el realizado en Perú por la universidad Ricardo Palma.

En la universidad Ricardo Palma se ensayaron 8 vigas a flexión en escala natural, para lo cual se aplicó una carga centrada sobre un carril que transmitía a dos rodillos ubicados en los tercios de la viga. Se utilizó un $f'_c = 240$ y un acero de fluencia $f'_y = 4200$ para la elaboración de las probetas, y además se reforzaron con platinas Sika Carbodur (Rosero Landeta, 2013). El detalle de los modelos empleados fue el siguiente:

Figura 6: Esquema de viga ensayada. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)

De los ensayos que se realizaron se pueden observar que las fallas a flexión se producen principalmente por 2 razones, las cuales son por delaminación externa que consiste en el despegue de la platina en los extremos de la viga, como se observa en la siguiente figura.

Figura 7: Falla por delaminación externa. Fuente: (Rosero Landeta, 2013).

Dichos ensayos dejaron conclusiones muy importantes como en el caso del mecanismo de falla por delaminación de la platina ya que el concreto a tracción se desprende completamente; sin embargo, para disminuir dicha falla se recomienda anclar los extremos de las platinas mediante tiras de manera perpendicular o pernos de anclaje para que así sea más probable alcanzar la resistencia nominal teórica.

Luego de solucionado el problema de la delaminación mediante la incorporación de pernos de anclaje surge el segundo modo de falla más frecuente al incorporar FRP el cual consiste en la fractura de la platina en la zona central de la viga.

Figura 8: Falla por la Rotura de platina. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)

Por otro lado, las vigas que no llegan a la resistencia nominal teórica por el efecto de falla por delaminación fallan a resistencia del orden del 75%. Por último, a menor ancho de platina mayor va a ser el esfuerzo de adherencia y por ende la delaminación ocurrirá a menores valores de flexión y de la misma manera hay un límite en el número de capas sobre el cual el refuerzo deja de ser eficiente y al contrario comienza a disminuir la resistencia de la viga

Ensayo a corte en vigas

Entre los años de 1999 al 2000, el Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology (EMPA) desarrollaron un programa de ensayos tanto con tejidos SikaWrap y platinas Sika Carbodur. El objetivo de desarrollar estos programas de ensayos fue

establecer a escala real la conveniencia de estos materiales en reforzamientos a cortante para establecer así una propuesta de diseño. (Comelli, 2002)

El ensayo consistió en reforzar tres vigas idénticas, una con platinas carbohear, el espécimen T3, y dos con tejido SikaWrap Hex-230C correspondientes a los especímenes T4 y T5, ambos sistemas adheridos con resina de impregnación Sikadur-30.

Figura 9: Ensayos de SIKA CARBODUR realizados en el EMPA. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)

Como se puede observar en la viga T3 las platinas de fibra de carbono son colocadas de manera vertical con una separación de 30cm, luego de realizado el ensayo se puede visualizar las fisuras que se presentan en la zona comprendida entre las platinas.

Para la viga T4 se coloca el tejido verticalmente mientras que para la viga T5 el tejido se coloca inclinado a 45°.

Figura 10: Ensayos de Sika Carbodur realizados en el EMPALME. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)

Los modos de falla que se observan en los ensayos del EMPA incluyen rotura del FRP, el cual falla por corte sin rotura del refuerzo y falla por corte debida al despegue del FRP.

El primer tipo de falla que ocurre y de manera constante es la de una fisura de corte por tracción diagonal. La rotura del FRP se propaga a lo largo de la fisura diagonal de corte en el concreto lo cual provoca la falla total de la viga de manera frágil.

La falla por corte sin rotura del FRP es esencialmente la misma que la anterior, excepto que el FRP no se rompe y puede aún soportar una carga significativa luego de la falla del concreto. En el caso de la falla por corte debido al despegue del FRP, una vez que este comienza a despegarse, la viga comienza a fallar rápidamente. Las vigas que se rompen de esta manera tienen muy poca ductilidad.

Para los tres ensayos se determina la curva deflexión en el centro de la luz vs carga de falla; como se podrá observar, la viga T3 reforzada con platinas es la que presenta un mejor comportamiento ya que cuando alcanza su máximo nivel de carga esta sigue deformándose, lo cual indica una falla de tipo dúctil a diferencia de la viga T4 reforzada con tejido verticalmente que a pesar de que soporta la misma carga, la falla es inmediata, por lo que es una falla frágil nada buena ni recomendable para la sección, y por último la viga T5 que tiene mayor ductilidad pero no alcanza el mismo nivel de carga que las anteriores.

Figura 11: Diagrama Carga- Deflexión. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)

Ensayo de columnas con FRP

Hace ya varios años el comportamiento del concreto confinado se estudia a fondo en diferentes investigaciones y países del mundo. Pero todos estos estudios se refieren al concreto confinado por el acero, el cual, después de ceder, ejerce una presión de confinamiento constante. Esto permite que todos los investigadores relacionen las propiedades del concreto confinado como si estuviera bajo presión hidrostática. Este punto de vista se tenía que cambiar con la introducción de dispositivos de FRP ya que este un material elástico como se mencionó con anterioridad, como consecuencia, ejerce una acción de confinamiento continuamente creciente en el concreto. La respuesta del concreto confinado con FRP es completamente diferente a la del confinado con acero, y esto abre el camino a una notable investigación que en los últimos años produce una serie de valiosos estudios, con el objetivo común de aclarar todos los nuevos aspectos de este material.

Lo que se pretende confirmar es lo siguiente: la resistencia a la compresión y las deformaciones del concreto confinado con acero o materiales compuestos, son mayores que las del concreto sin confinar, además se incrementa la capacidad al corte y la ductilidad todo esto debido al incremento de la resistencia del concreto por el confinamiento.

Figura 12: Curva esfuerzo vs deformación con CFRP Y GFRP. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)

En la figura anterior se presentan los resultados normalizados de 4 cilindros de concreto, el primero de ellos es concreto sin confinar, el mismo que alcanzó una resistencia máxima f'_c y una deformación ϵ_0 . Como se puede visualizar los niveles de deformación que alcanza el concreto confinado con acero y el confinado con FRP son muy cercanos entre sí, mientras que el concreto reforzado con fibra de vidrio alcanza el doble de deformación, esto nos indica una mayor ductilidad, aunque menor resistencia máxima a compresión.

Figura 13: Ensayo a compresión de concreto confinado con FRP. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)

Los estudios experimentales realizados muestran que la falla habitual en ensayos de probetas reforzadas, tanto de sección circular como rectangular, se produce como consecuencia de la ruptura de la camisa, la ruptura se presenta para valores menores a los teóricos, razón por la cual las guías de diseño limitan el valor de la deformación efectiva.

2.4 Refuerzo con recrecido de concreto

2.4.1 Origen del Encamisado de Concreto Armado

Se sabe que las columnas sujetas a la fuerza de compresión desarrollan un rol muy importante en la seguridad de una estructura. Muchas de estas columnas necesitan una reparación o un reacondicionamiento debido a diferentes causas ya mencionadas anteriormente (impactos, terremotos, cambio de usos, etc.). Una de las mejores opciones para el reforzamiento es la del recrecido de concreto armado para un elemento estructural. Este sistema presenta la ventaja de tener una gran compatibilidad entre el material original y el de refuerzo, así como una amplia superficie de contacto entre ambos, que posibilita la necesaria transferencia de esfuerzos. Por ello, es posible aumentar considerablemente la sección de hormigón e incorporar una considerable cuantía de nuevas armaduras que, en caso necesario, pueden conectarse con las armaduras originales mediante algún tipo de anclaje. El resultado final va a ser un elemento monolítico, capaz de incrementar notablemente la resistencia y rigidez del elemento original.

Por otro lado, el refuerzo mediante este tipo de sistema presenta un buen comportamiento frente al fuego. Algo que no sucede con otros tipos de reforzamiento. Debido a su baja conductividad térmica el concreto hace que los daños producidos por las exposiciones al fuego, o por temperaturas extremas, se limiten a las zonas superficiales del concreto, ofreciendo un suficiente aislamiento térmico para las armaduras, siempre que se dispongan los recubrimientos adecuados.

Además del refuerzo mediante recrecido con hormigón armado existen otros tipos de recrecido. Los tres tipos de recrecido se mencionan a continuación:

- **Recrecido con concreto armado.**

Consiste en colocar, espesor superior a 7 cm, un concreto convencional de adecuada resistencia y además armaduras de cuantía similar a las existentes. Para así aumentar su trabajabilidad y por tanto facilitar la puesta en obra, este concreto deberá llevar aditivos super fluidificantes. Tener las características de fluidez y consistencia adecuadas.

- **Recrecido con micro concreto de cemento polimérico (mortero hidráulico polimérico de alta resistencia).**

Consiste en colocar, espesor comprendido entre 3 cm y 7 cm, un micro concreto confeccionado a partir del mortero polimérico y una mezcla de áridos de granulometría

entre 3 mm y 10 mm. Este micro concreto podría ir armado como también no lo podría estar.

- **Recrecido con mortero de cemento polímero (mortero hidráulico polimérico de alta resistencia)**

Consiste en colocar, espesor comprendido entre 1 cm y 3 cm, mortero polimérico de dos componentes. Este recrecido no suele ir armado.

2.4.2 Ventajas y Desventajas del Encamisado de Concreto Armado

Tabla 9: Ventajas y desventajas del encamisado de concreto. Fuente Propia

Ventajas	Desventajas
Tiene un menor costo	Tiene un peso propio elevado
Se realiza con una mano de obra menos especializada	Aumenta de las dimensiones de las vigas y columnas
Aumenta la capacidad del elemento estructural	Los espacios arquitectónicos se reducen debido al recrecido de los elementos
Hace las estructuras más seguras (la contribución de la estructura es más fiable)	No pueden entrar en carga hasta pasado un tiempo prudencial, normalmente un mes
Efecto de zunchado (Elemento situado entre la unión de un muro de carga y un forjado que se encarga de que las cargas se repartan lo más homogéneamente posible.)	Requiere un mayor tiempo

2.4.3 Propiedades mecánicas de los componentes del Recrecido de Concreto Armado

- **Propiedades del Acero** (Cházaro & Álvarez, 2014)

✓ **Propiedades de Tensión**

Las propiedades más importantes al momento de realizar la prueba de tensión son el esfuerzo de fluencia (F_y), la resistencia a la tracción última (F_u), las tensiones en la ruptura y la deformación unitaria y la deformación total, (ϵ_u y ϵ_{st}), la reducción del área, y la relación (F_y/F_u),. La reducción del área es una medida efectiva, tanto para la deformación total como para la ruptura, y se considera real, porque refleja la deformabilidad volumétrica.

✓ **Dureza**

Entre más dúctil es el acero, mayor es su tenacidad. La prueba más comúnmente utilizada para obtener la tenacidad o dureza es la prueba Charpy V o prueba de impacto CVN. La temperatura común de la prueba CVN es de 40° F (5 °C). Las condiciones de servicio reales pueden llegar a temperaturas mucho más bajas; para requisitos especiales pueden ser necesarias otro tipo de pruebas.

- **Propiedades del Concreto**

✓ **Resistencia a la compresión**

La resistencia a la compresión del concreto se determina en muestras cilíndricas estandarizadas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, llevadas hasta la rotura mediante cargas incrementales relativamente rápidas, que duran unos pocos minutos. Esta resistencia se la mide luego de 28 días de fraguado bajo condiciones controladas de humedad.

La resistencia a la compresión de concretos normales (210 -280 Kg/cm²) y de mediana resistencia (350-420 Kg/cm²) está dominada por la relación agua/cemento (a menor relación agua/cemento mayor resistencia) y por el nivel de compactación (a mayor compactación mayor resistencia), pero también son factores importantes la cantidad de cemento (a mayor cantidad de cemento mayor resistencia) y la granulometría de los agregados (mejores granulometrías dan lugar a mayores resistencias). Todos los concretos, cuando no están cargados, presentan un número limitado de fisuras de adherencia entre el agregado grueso y el mortero, como producto de la retracción de fraguado.

✓ Módulo de Elasticidad

Cuando se dibujan las curvas Esfuerzo-Deformación de las muestras cilíndricas de concreto sometidas a compresión bajo el estándar ASTM, se obtienen diferentes tipos de gráficos que dependen fundamentalmente de la resistencia a la rotura del material, como se mostrara en la siguiente figura.

Figura 14: Curva esfuerzo-deformación. Fuente: *Propiedades Mecánicas del concreto*, 2014. 1

✓ Ductilidad

Si se define como ductilidad de un material a la capacidad que tiene para continuar deformándose no linealmente a pesar de que los incrementos de carga sean mínimos, nulos e inclusive si existe una disminución de la carga, una medida cuantitativa de esa ductilidad sería el cociente entre la deformación de rotura y la deformación máxima con comportamiento lineal elástico.

Figura 15: Comportamiento Lineal-Elástico. Fuente: *Propiedades Mecánicas del concreto*, 2014 1

✓ Resistencia a la Tracción

El concreto es un material ineficiente resistiendo cargas de tracción; comparativamente esta resistencia representa hasta un 10% de su capacidad a la compresión. Es por ello por lo que en el concreto armado los esfuerzos de tracción son absorbidos por el acero de refuerzo. El ensayo tradicional (Prueba Directa de Tracción) consiste en una pequeña muestra con sección transversal rectangular, que presenta un ensanchamiento en los extremos longitudinales, lo que permite que las abrazaderas del equipo utilizado en la prueba ejerzan fuerzas de tracción que romperán a la muestra en el sector central más débil (por tener menor sección transversal).

✓ Flujo Plástico

Cuando se somete al concreto a cargas de larga duración, el material tiene una deformación instantánea en el momento inicial de la carga y una deformación adicional a largo plazo como producto del flujo plástico del concreto.

Figura 16: Flujo Elástico. Fuente: *Propiedades Mecánicas del Concreto, 2014-1*

La deformación a largo plazo depende de la resistencia del concreto, y es comparativamente mayor cuando se utilizan concretos de menor resistencia. En el caso de los concretos entre 210 y 280 Kg/cm² la deformación diferida es aproximadamente 2.2 veces mayor que la deformación instantánea. El fenómeno del flujo plástico se produce por la migración de las partículas de agua que no alcanzan a combinarse con el cemento, y que debido a las altas presiones se mueven por las microporosidades del concreto.

2.4.4 Ensayos realizados para el Recrecio de Concreto Armado

El tipo de reparación y/o refuerzo de las estructuras dañadas depende muchos de las características propias de la estructura, la facilidad con la que se puede aplicar, la experiencia de los encargados, y entre otros factores.

Esfuerzo Cortante Rasante en Elementos Compuestos

En elementos que se encuentran sometidos a momentos flectores variable, además de tener la acción propia del momento flectores, se tiene también los esfuerzos cortantes de la sección transversal. El diseño de los elementos se puede enfocar de manera usual cuando la sección transversal del elemento está constituida por una sola pieza, pero cuando la sección transversal la constituyen dos elementos que han sido unidos para que estos trabajen de manera conjunta, se debe de tener en cuenta el efecto de la fuerza cortante que se presenta en la superficie de unión. Así mismo, se tiene que tener en cuenta

cuando se constituya dos elementos tiene que existir una correcta adherencia entre la superficie antigua y nueva para así asegurar que el elemento trabaje de manera monolítica.

En el diseño de elementos compuestos se parte del supuesto de que existe una transmisión adecuada del esfuerzo cortante en la interfaz de unión.

Figura 17 Comportamiento en conjunto de los elementos. Fuente: Guerrero, Gonzales 1993 1

Figura 18. Comportamiento Independiente de los elementos. Fuente: Guerrero, Gonzales 1993 1

El trabajo experimental realizado por los autores consistió en la elaboración de vigas de concreto reforzado y su posterior encamisado con el mismo tipo de material. Los elementos mencionados se someten a prueba de carga para obtener sus características de resistencia, rigidez y ductilidad. En los elementos compuestos a la superficie de unión tiene cuatro diferentes características:

- Superficie de contacto limpia y rugosa
- Superficie de contacto limpia y con conectores metálicos
- Superficie de contacto limpia, rugosa y con conectores metálicos
- Superficie de contacto limpia, sin rugosidad ni conectores

Para cada una de estas características se construyeron 3 elementos, de tal manera que se construyeron un total de 12 elementos.

Resultados de la Experimentación:

Se observaron 2 tipos de falla. La primera falla se presentó en la superficie de unión con conectores. En este tipo de elemento se presentó una falla por flexión. Las deflexiones presentadas al centro del claro al momento de falla eran significativas y muchas veces mayores a las deflexiones en el momento que se iniciaba la fluencia del acero de refuerzo. Así mismo, no se observó ningún indicio de falla por cortante rasante en la superficie de unión del elemento original y de la camisa. El segundo tipo de falla correspondiente a vigas sin conectores, consistió en una falla subida en la superficie de unión del elemento y la camisa cuando las grietas de deflexión presentaban un ancho pequeño y las deflexiones al centro del claro eran también pequeñas. El elemento y la camisa se separaron de manera evidente en todo plano de unión (imagen 30)

Figura 19: Falla del elemento con superficie de contacto limpia, sin conectores ni rugosidad. Fuente: Guerrero, Gonzales 1991

Figura 20: Gráfica carga-deformación con superficie de contacto limpia y rugosa. Fuente: Guerrero, Gonzales 1993

En las siguientes gráficas carga-deflexión para cada uno de los cuatro tipos de interfaz en los especímenes ensayados. Se distinguen las 3 etapas clásicas de comportamiento: una lineal previa y el agrietamiento por flexión, una segunda rama lineal con una menor rigidez entre el agrietamiento por flexión y la fluencia del acero de refuerzo, y una etapa no lineal entre la fluencia del refuerzo y la falla de la viga.

Figura 21: Gráfica carga-deformación con superficie de contacto limpia y rugosa. Fuente: Guerrero, Gonzales 1993 1

Figura 22: Gráfica carga-deformación con superficie de contacto limpia, rugosa y conectores metálicos. Fuente: Guerrero, Gonzales 1993

CAPÍTULO III: MARCO NORMATIVO

3.1 Marco Normativo

En el Perú, todo proyecto de construcción debe regirse bajo los principios y requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones, el cual se compone distintas normativas técnicas. Las siguientes son las normas que se utilizarán para elaborar los diseños estructurales en esta investigación.

- Norma Técnica E-020 Cargas (2006)
- Norma Técnica E-030 Diseño Sismorresistente (2018)
- Norma Técnica E-060 Concreto Armado (2009)

También se utilizarán las siguientes normas internacionales:

- American Concrete Institute (ACI 440.2R) (2008): Fibra de carbono
- American Concrete Institute (ACI 369) (2011): Rehabilitación sísmica de edificios con estructuras de concreto existente
- American Concrete Institute (ACI 318) (2014): Requisitos de reglamento para concreto estructural.

3.2 Fibra de Carbono

3.2.1 Diseño a flexión en vigas

Para realizar el diseño y desarrollar un modelo de cálculo se debe tener en cuenta las siguientes suposiciones:

- ✓ Que existe una adhesión perfecta entre el FRP y el sustrato de concreto en el que se encuentra colocado.
- ✓ La hipótesis de Navier-Bernoulli que indica que las secciones planas permanecen planas después de la deformación.
- ✓ Los valores de las cargas del sitio, al momento de la instalación del FRP, están dentro de los límites elásticos de la estructura.
- ✓ Se ha evaluado adecuadamente las condiciones existentes incluidas las áreas y propiedades del acero, resistencia del concreto, fuerzas de pretensado efectivas, etc.
- ✓ La contribución del concreto a tracción es nula.

- ✓ Se considera una distribución lineal de deformaciones a lo largo de toda la sección transversal.
- ✓ Las deformaciones causadas por el cortante se desprecian.
- ✓ No existe deslizamiento entre la lámina de carbono y el concreto.
- ✓ Se supone que no existen fallas prematuras por delaminación.

3.2.1.1 Propiedades de diseño del FRP

La exposición a diferentes condiciones ambientales reduce las propiedades de tensión, fractura y fatiga de las láminas de FRP, por lo tanto, dichas propiedades deben ser limitadas en base a las condiciones de exposición ambiental, es decir, de acuerdo al lugar donde se vaya a colocar el refuerzo.

La norma ACI 440 hace referencia al factor de reducción CE para limitar tanto la deformación unitaria y el esfuerzo en el FRP mediante las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_{fu} = CE \cdot \varepsilon_{fu}^*$$

Ecuación 1: Deformación última por condiciones ambientales

Ecuación (9-3) (ACI Committee 440, 2008)

$$f_{fu} = CE \cdot f_{fu}^*$$

Ecuación 2: Esfuerzo último por condiciones ambientales

Ecuación (9-4) (ACI Committee 440, 2008)

Donde:

ε_{fu}^* y f_{fu}^* : Deformación y esfuerzo últimos dados por el fabricante

ε_{fu} y f_{fu} : Deformación y esfuerzo últimos por condiciones ambientales

Los factores de reducción ambiental vienen dados en la siguiente tabla 10 y tienen su fundamento en estimaciones conservadoras de la durabilidad relativa de la fibra de carbono.

Tabla 10: Factor de reducción ambiental. Fuente: ACI 440 2R-08

Condiciones de exposición	CE
Ambiente interior	0.95
Ambiente exterior	0.85
Ambientes agresivos	0.85

Nota: Ambientes agresivos se refiere a lugares con prolongada exposición a humedad, agua salada, alcalinidad, etc.

Sin embargo, la deformación unitaria se debe reducir todavía más para prevenir una falla prematura por despegue de la lámina en el sustrato de concreto, esta deformación es la correspondiente al nivel al cual el despegue puede ocurrir y se lo define con la siguiente expresión obtenida mediante ensayos a flexión de vigas reforzadas que realiza el EMPA (Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology) en Suiza por encargo de SIKA:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 * \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot T_f}} < 0.9 * \varepsilon_{fu}$$

Ecuación 3: Ecuación deformación efectiva de diseño ACI 440.2R-08

Donde:

ε_{fd} = deformación efectiva de diseño

f'_c = resistencia a compresión del concreto

n = número de capas de FRP que sea necesario colocar

E_f = módulo de elasticidad del FRP

T_f = espesor del FRP

La deformación obtenida de la ecuación anterior es la que se emplea para determinar el modo de falla y la deformación correspondiente en la fibra superior del concreto en estado último.

3.2.1.2. Posición del eje neutro para la sección con refuerzo FRP

Una vez colocado la lámina de refuerzo en el elemento de concreto, la profundidad del eje neutro cambia hasta lograr el equilibrio de las fuerzas internas de compresión y tracción en la sección.

El procedimiento para determinar la profundidad del eje neutro es un proceso iterativo ya que implica asumir una profundidad inicial, calcular el nivel de deformación en cada material mediante compatibilidad de deformaciones, calcular el nivel de esfuerzo asociado a la deformación en cada material y verificar el equilibrio de las fuerzas internas.

Si las fuerzas internas resultantes no se equilibran, se cambia la profundidad del eje neutro y se repite el procedimiento hasta que estas se igualen. A continuación, se indicaron los pasos que se deben seguir:

Paso 1

Asumir una posición inicial del eje neutro c ; una buena aproximación es empezar con el valor de c calculado anteriormente para sección fisurada. Varios investigadores también recomiendan un valor de c entre $0.15d$ y $0.2d$, donde d es la altura efectiva. Cualquiera sea el valor inicial debe ser ajustado durante el cálculo.

Paso 2

Calcular las deformaciones en la fibra superior del concreto para los dos modos de falla que son; falla por aplastamiento del concreto en compresión o falla del FRP por delaminación o rotura.

- ✓ Aplastamiento del concreto

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

Se toma la máxima deformación utilizable del concreto a compresión.

- ✓ Falla del FRP por delaminación o rotura

$$\epsilon_{cu} = \frac{(\epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}) \cdot c}{h - c}$$

Ecuación 4: Deformación máxima del concreto a compresión. Ecuación (10-10) (ACI Committee 440, 2008)

Donde:

ϵ_{bi} : deformación inicial en la zona donde se colocará la fibra de carbono

ϵ_{cu} : máxima deformación axial del concreto sin confinar

h : espesor total o altura

c : distancia de la fibra de compresión al eje neutro

La menor de las dos deformaciones consideradas es la que se utiliza para el cálculo de deformaciones en estado último de los demás materiales y por lo tanto es la que define cuál es el modo de falla que gobierna.

Paso 3

Determinar las deformaciones unitarias en estado último para el resto de los materiales en base a la deformación de la fibra superior del concreto (ϵ_{cu}):

✓ Acero en compresión

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \cdot \frac{c - d'}{c}$$

Ecuación 5: Deformación unitaria acero a compresión. Ecuación (10-3) (ACI Committee 440, 2008)

✓ Acero en tracción

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot \frac{d - c}{c}$$

Ecuación 6: Deformación unitaria acero a tracción. Ecuación (10-4) (ACI Committee 440, 2008)

✓ FRP

$$\epsilon_f = \epsilon_{cu} \cdot \frac{h - c}{c} - \epsilon_{bi}$$

Ecuación 7: Deformación unitaria fibra de carbono. Ecuación (10-12) (ACI Committee 440, 2008)

Paso 4

Calcular los esfuerzos en condiciones últimas para cada material en base a las deformaciones últimas.

Si se trabaja en el rango lineal de la curva tensión deformación del acero se dice que:

$$\epsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s}$$

Ecuación 8: Deformación del acero en rango lineal. Ecuación (10-13) (ACI Committee 440, 2008)

Donde:

ϵ_{sy} = deformación del acero correspondiente al punto de fluencia

f_y = esfuerzo de fluencia del acero

E_s = módulo de elasticidad del acero

✓ Acero en compresión

Si la deformación última en el acero a compresión es mayor que la deformación de fluencia, el esfuerzo en condiciones últimas es directamente el valor de f_y , esfuerzo de fluencia del acero.

$$f_s' = f_y, \text{ si } \epsilon_s' \geq \epsilon_{sy}$$

Ecuación 9: Condición última acero en compresión. Ecuación (Rosero Landeta, 2013)

Pero si la deformación última del acero a compresión es menor que la de fluencia el esfuerzo generado es:

$$f_s' = E_s \cdot \epsilon_s' \text{ si } \epsilon_s' < \epsilon_{sy}$$

✓ Acero en tracción

Para el acero a tracción se cumplen las mismas condiciones que en compresión por lo que se indican únicamente las ecuaciones.

$$f_s = f_y, \text{ si } \epsilon_s \geq \epsilon_{sy}$$

Ecuación 10: Condición última acero en tracción. Ecuación (Rosero Landeta, 2013)

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s \text{ si } \epsilon_s < \epsilon_{sy}$$

✓ FRP

La lámina de carbono por tener un comportamiento netamente elástico se la considera como lineal-elástica hasta la rotura, entonces el esfuerzo en cualquier momento será:

$$f_{fe} = E_f \epsilon_f$$

Ecuación 11: Esfuerzo FRP. Ecuación (10-21) (ACI Committee 440, 2008)

Paso 5

Calcular los parámetros α y β del bloque de esfuerzos equivalentes del concreto que se indican en la figura siguiente:

Figura 23: Bloque de esfuerzos y deformación del concreto armado. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)

Los valores que recomienda la ACI 318 para secciones rectangulares son:

$$\alpha = 0.85$$

$\beta = 0.85$ para concreto con resistencia $\leq 280 \text{ Kg/cm}^2$ y disminuye en 0.05 por cada 70 kg/cm^2 que se incremente la resistencia del concreto f'_c .

Nota: Si se quiere hacer un cálculo muy refinado, o para otro tipo de sección, se puede consultar las ecuaciones correspondientes en las guías de diseño.

Paso 6

Calcular las resultantes de fuerzas internas en la sección.

- ✓ Fuerza de compresión en el concreto

$$C_c = \beta \cdot c \cdot \alpha \cdot f'_c \cdot b$$

Ecuación 12: Fuerza de compresión concreto. Ecuación (Rosero Landeta, 2013)

- ✓ Fuerza de compresión en el acero

$$C's = f_s' \cdot A_s'$$

Ecuación 13: Fuerza de compresión acero. Ecuación (Rosero Landeta, 2013)

- ✓ Fuerza de tracción en el acero

$$T_s = f_s \cdot A_s$$

✓ Fuerza de tracción en el FRP

$$T_{fe} = f_{fe} \cdot A_f$$

Paso 7

Chequear el equilibrio, la fuerza resultante debe ser nula.

$$C_c + C'_s - T_s - T_{fe} = 0$$

Ecuación 14: Condición de equilibrio de fuerzas. Ecuación (Rosero Landeta, 2013)

De no cumplirse esta última condición se regresa al paso 1 para modificar la profundidad del eje neutro y se desarrolla nuevamente todo el proceso hasta conseguir el equilibrio en el paso 7.

Debido a que es un proceso iterativo no complicado, pero quizás muy largo como para hacerlo a mano, se recurre a la ayuda de los ordenadores que aproximan y devuelven rápidamente el valor final del eje neutro que equilibra las fuerzas internas de tracción y compresión en el elemento.

3.2.1.3. Cálculo de la capacidad a flexión en condiciones últimas

Una vez se obtiene la profundidad del eje neutro real que satisface el equilibrio de fuerzas internas y la compatibilidad de deformaciones, el nuevo momento último que resiste la sección reforzada con FRP se calcula mediante la siguiente ecuación que no es más que la suma de los momentos resistentes del acero a tracción y compresión y el FRP.

$$\phi M_n = \phi (M_{ns} + M_{ns'} + \psi_f \cdot M_{nf})$$

Ecuación 15: Capacidad de flexión en condiciones últimas FRP. (ACI Committee 440, 2008)

Donde:

ϕM_n = Momento nominal

M_{ns} = Momento nominal del acero en tracción

$M_{ns'}$ = Momento nominal del acero en compresión

M_{nf} = Momento nominal de la fibra de carbono

ψ_f = factor de reducción de resistencia de FRP

$$\phi M_n = \phi [A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta \cdot c}{2}\right) + A_s' \cdot f_s' \cdot \left(\frac{\beta \cdot c}{2} - d'\right) + \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(h - \frac{\beta \cdot c}{2}\right)] \quad (10 - 13)$$

Ecuación 16: Desglose de ecuación 15. (ACI Committee 440, 2008)

Donde:

A_s = Área de refuerzo de acero

F_y = Límite de fluencia

d = Altura efectiva

β = Relación de profundidad de tensión rectangular equivalente y profundidad eje neutral.

C = distancia de la fibra de compresión al eje neutro.

A_f = Área de refuerzo externo de FRP.

F_{fe} = Esfuerzo FRP en cualquier momento

h = espesor total.

Todas las variables empleadas en la ecuación anterior ya se encuentran definidas anteriormente, solo falta indicar los valores de los coeficientes de reducción ϕ y ψ_f

El factor de reducción adicional ψ_f que se aplica a la contribución del refuerzo FRP, está basado en las propiedades de la resistencia a la flexión, calibradas experimentalmente mediante estadística, se recomienda un valor de 0.85

Al reforzar elementos estructurales con FRP adherido externamente, se reduce la ductilidad de las secciones, muchas veces de manera insignificante, pero cuando es muy baja se debe compensar con una alta reserva de resistencia que se logra a través de un factor de reducción de resistencia a flexión ϕ , el cual se determina según el nivel de deformación del acero en estado último.

$$\phi = \begin{cases} 0.9 \text{ para } \varepsilon_s \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} \text{ para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005 \\ 0.65 \text{ para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

Ecuación 17: Condiciones para elegir el factor de reducción. (10-19) (ACI Committee 440, 2008)

ε_s = deformación del acero en estado último

ε_{sy} = deformación del acero correspondiente a la fluencia

Esta ecuación establece un factor de reducción de 0.9 para secciones dúctiles, 0.65 para secciones frágiles y proporciona una transición lineal entre estos dos extremos.

Longitud de desarrollo

Muchas pruebas de laboratorio ya han demostrado que los elementos reforzados a flexión con Sika CarboDur, fallan por despegue de la lámina en zonas cercanas al final del refuerzo, por lo que es necesario tener una cierta longitud de adherencia para asegurar que la lámina no se despegue.

La longitud de anclaje de exceder el valor dado por la siguiente expresión.

$$ldf = \sqrt{\frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{\sqrt{f'_c}}}$$

Ecuación 18: Longitud de desarrollo fibra de carbono. (Rosero Landeta, 2013)

Donde:

n: Número de capas

ldf : Longitud de desarrollo de la fibra de carbono

E_f : Modulo de elasticidad FRP

t_f : Espesor de la capa de refuerzo de CFRP

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto

Figura 24: Longitud de anclaje. Fuente: (Rosero Landeta, 2013)

Para vigas continuas, el Sika CarboDur debe terminar en el punto de inflexión donde los esfuerzos son mínimos y para vigas simplemente apoyadas, las platinas y tejidos Sika CarboDur deben extenderse a lo largo de toda la luz para terminar tan cerca de los apoyos como sea posible

3.2.2 Diseño a corte en vigas

El diseño a cortante con láminas de FRP utiliza los mismos principios del concreto armado convencional, es decir, asumir que las secciones planas permanecen planas antes y después de colocar las cargas, aunque en los ensayos ya vistos en vigas reforzadas sometidas a esfuerzos cortantes muestran que, una vez que se alcanza un nivel de carga, las secciones planas no permanecen planas. Sin embargo, esta hipótesis es válida ya que, según las investigaciones hechas, el refuerzo retrasa el comportamiento como secciones no planas hasta niveles de carga próximos al nivel de carga último.

Como se sabe un mecanismo de falla es cuando se llega a un nivel de carga tal que existan grietas, el refuerzo se despegue en la zona próxima a las grietas. Si el cortante sigue en aumento, el tejido que aún permanece adherido va a ser incapaz de soportar la carga y se separarán. Una vez que una gran parte se desprende, la falla puede ser por un despegue

total, o una rotura del refuerzo y se comporta como una cáscara delgada que se fractura por el incremento de volumen que experimenta el concreto y por el deslizamiento que se produce entre el tejido y el concreto cuando los niveles de carga son próximos al nivel de carga último. (Rosero Landeta, 2013).

La falla al corte ocurre debido a dos mecanismos básicos, tensión diagonal y compresión diagonal.

- La falla a compresión diagonal se evita al limitar el máximo esfuerzo a cortante en el concreto.
- La falla a tensión diagonal se evita cuando la fuerza a cortante de diseño es menor que la resistencia a cortante de la sección existente que se evalúa si se conoce la resistencia a cortante del concreto y la resistencia a cortante provista por el acero de refuerzo.

El método de cálculo y las ecuaciones necesarias son proporcionadas por la norma ACI 440.2R-08, que es la norma que proporciona recomendaciones para el proceso de diseño. Según lo que se menciona, la expresión para calcular la resistencia última a corte de un elemento de concreto armado

con fibra de carbono es:

$$Vu = \phi(Vc + Vs + \psi Vf)$$

Ecuación 19: Esfuerzo cortante último con FRP (ACI Committee 440, 2008)

Siendo Vc , Vs y Vf las resistencias a cortante del concreto, acero y FRP respectivamente, y ψ un coeficiente de reducción de tensiones que depende del tipo de esquema de refuerzo adoptado. Este coeficiente es 0.9 cuando se encamisa totalmente al elemento y 0.85 para refuerzo en U y aplicaciones en dos caras del elemento.

3.2.2.1 Nivel de deformación efectiva en el FRP a cortante

La deformación efectiva es la máxima que alcanza el FRP en la etapa de carga última y depende principalmente del tipo de envoltura que se adopte.

- Elementos con envoltura completa:

Según los estudios y pruebas de laboratorio realizadas en vigas y columnas se recomienda una deformación máxima de 0.004 para el FRP en el cálculo a cortante en

elementos completamente envueltos, ya que el hecho de estar confinados les permite alcanzar una deformación y esfuerzos mayores que los otros esquemas de refuerzo convencionales con placas de acero y encamisado de concreto.

El refuerzo produce un efecto de confinamiento en el concreto que le permite alcanzar deformaciones mayores que su deformación última.

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \varepsilon_{fu}$$

Ecuación 20: Deformación máxima para elementos con envoltura completa FRP (11-6a) (ACI Committee 440, 2008)

Donde:

ε_{fe} : Deformación efectiva en el refuerzo de FRP

ε_{fu} : Deformación unitaria del FRP

- Elementos con envoltura en U y a dos caras:

Debido a concentraciones de esfuerzos en las esquinas y pérdidas de adherencia por delaminación en los extremos libres del refuerzo, la falla del sistema FRP puede ocurrir a deformaciones muy por debajo del valor último de 0.004 por lo que se utiliza un coeficiente de reducción de adherencia k_v el cual depende de varios parámetros como se indica.

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

Ecuación 21: Deformación máxima con envoltura en U y a dos caras FRP. (11-6b) (ACI Committee 440, 2008)

Donde:

k_v : Coeficiente de reducción por adherencia del FRP

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

Ecuación 22: Coeficiente de reducción de adherencia. Ecuación (11-7) (ACI Committee 440, 2008)

Donde:

- k_1 y k_2 : coeficientes que dependen de la resistencia del concreto y el tipo de envoltura respectivamente.
- Le : longitud efectiva de adherencia.
- ε_{fu} : deformación última afectada por CE
- df : altura efectiva del refuerzo a cortante

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

Ecuación 23: Coeficiente de adherencia 1 (11-9) (ACI Committee 440, 2008)

$$k_2 = \begin{cases} \frac{df - Le}{df}, \text{ para envoltura en U} \\ \frac{df - 2 \cdot Le}{df}, \text{ para envoltura 2 caras} \end{cases}$$

Ecuación 24: Coeficientes de adherencia 2. (11-10) (ACI Committee 440, 2008)

$$Le = \frac{23300}{(n \cdot t_f \cdot E_f)^{0.58}}$$

Ecuación 25: Longitud efectiva de adherencia. (11-8) (ACI Committee 440, 2008)

3.2.2.2 Contribución del FRP a la fuerza cortante

La contribución del refuerzo a la resistencia a cortante depende de la deformación efectiva del tejido de fibras. Dicha deformación está en función de las condiciones de adherencia entre el hormigón y el refuerzo, de la rigidez del refuerzo y del armado interno. Es de esperar, en refuerzos llevados a cabo con materiales de mayor rigidez, una deformación efectiva menor y un modo de falla controlado por el despegue del refuerzo y no por la rotura a tracción de las fibras. Para materiales como la fibra de carbono, los niveles de deformaciones que deben alcanzar para usar la resistencia total del material son menores.

El aporte de la resistencia a corte del FRP, V_f , se determina con la siguiente expresión que se basa en un patrón de agrietamiento con fisuras a cortante inclinadas a 45° respecto al eje longitudinal del elemento y el esfuerzo efectivo en la lámina de carbono.

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

Ecuación 26: Aporte a cortante de CFRP (11-3) (ACI Committee 440, 2008)

A_{fv} = área del refuerzo FRP

f_{fe} = esfuerzo efectivo

d_f = altura efectiva

s_f = separación entre centros de bandas de FRP

α = ángulo entre el FRP y el eje longitudinal del elemento

De la misma forma que en los estribos se toma el área de la varilla por el número de ramas aquí el área del refuerzo es dos veces el área de la lámina de carbono.

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

Ecuación 27: Área de refuerzo de CFRP. (11-4) (ACI Committee 440, 2008)

n = número de capas de refuerzo

t_f = espesor del CFRP

w_f = ancho del refuerzo

Figura 25: Geometría del refuerzo a cortante. Fuente (ACI Committee 440, 2008)

El esfuerzo efectivo de diseño es determinado a partir del módulo de elasticidad y la deformación efectiva.

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

Ecuación 28: Esfuerzo efectivo CFRP. (11-5) (ACI Committee 440, 2008)

La contribución de las láminas de FRP al esfuerzo cortante es casi lineal con el producto del módulo elástico por la deformación de las fibras.

Cortante último de la sección reforzada

Finalmente hay que determinar la capacidad última del elemento con refuerzo a cortante con FRP. El valor de ϕ es 0.75 según la norma ACI 318.

$$V_u = \phi (V_c + V_s + \psi V_f)$$

El análisis para definir si el diseño es correcto, consiste en comparar el cortante último actuante con el cortante último que se calcula; si el primero es menor entonces el refuerzo es adecuado, pero si sucede lo contrario se debe rediseñar analizando varias alternativas de solución que dependen del calculista.

Según los distintos investigadores, existe una combinación óptima de estribos y polímeros reforzados con fibras que produce el incremento máximo en la ductilidad. Como se menciona al inicio, este diseño es válido tanto para vigas como para columnas.

3.2.3 Diseño a flexo compresión en columnas

3.2.3.1 Elaboración del diagrama de interacción para columnas de hormigón armado reforzadas con FRP para resistir flexo- compresión mediante ecuaciones directas.

Para empezar, se debe mencionar que, aunque este método es bastante bueno para la obtención de los diagramas de interacción de columnas con concreto confinado con FRP también tiene ciertas limitaciones las cuales se mencionaran a continuación:

- La principal limitación es que el método está propuesto solo para el caso de columnas con secciones rectangulares, si se requiere en columnas circulares se debe buscar otras alternativas
- Las ecuaciones tienen un mayor grado de complejidad al momento de reemplazar los valores porque pueden existir errores lo cual puede ser un problema si no se dispone de un ordenador.
- Las expresiones son válidas solo para la zona de flexo-compresión hasta la condición balanceada, de este punto hacia la parte inferior del diagrama los resultados son inexactos.
- La cantidad de puntos que se utilizan para construir el diagrama es limitada ya que el ACI trabaja con un modelo bilineal con tres puntos, aunque con la ayuda de un programa computacional se puede aumentar la cantidad, pero sin pasar del

límite balanceado.

El reforzamiento sólo es posible cuando la carga axial y el momento flector caen por encima de la línea que une el origen y el punto balanceado en el diagrama del miembro no confinado. Esta limitación se deriva del hecho de que un refuerzo es necesario para los miembros cuyo modo de falla sea la compresión.

Los diagramas de P-M pueden ser desarrollados por compatibilidad de las deformaciones y equilibrio de fuerzas internas con el modelo para el comportamiento tensión-deformación del concreto confinado con FRP, pero por simplicidad, los diagramas P-M con concreto confinado correspondientes a una falla por compresión son reducidos a dos curvas bilineales que pasan a través de tres puntos como se mostrara en la siguiente figura 26 (ACI440, 2008):

Figura 26: Diagrama de Interacción. Fuente: (ACI440, 2008)

Esos tres puntos se definen en base a la siguiente sección, ubicación del refuerzo y sentido del momento actuante:

Figura 27: Sección rectangular. Fuente: (ACI440, 2008)

- Punto A (compresión pura) donde la máxima deformación del concreto en compresión corresponde a la deformación máxima del concreto confinado ϵ_{ccu} y el momento flector es nulo.
- El punto B corresponde a una distribución de deformaciones donde se tiene una deformación igual a cero en la capa de acero longitudinal más cercana a la cara en tensión y una deformación de compresión ϵ_{ccu} en la cara en compresión.

Figura 28: Punto c. Fuente: Rosero Landeta, 2013

- Punto D

Para completar el diagrama de interacción de una columna con y sin refuerzo; se calcula el punto D, correspondiente a la combinación P-M donde la sección se encuentra solamente sometida a flexión pura, es decir donde la carga axial $P=0$.

Se tiene que tener en cuenta que, al ser una combinación de flexión y compresión, es necesario en primer lugar determinar los resultados de la contribución del FRP en un estado de compresión pura, ya que dichos valores se utilizan en las ecuaciones para graficar el diagrama de interacción. Los datos necesarios que se obtienen del comportamiento del hormigón confinado con FRP para resistir carga axial son; el módulo de elasticidad E_2 , la deformación máxima en compresión ε_{ccu} y la máxima resistencia a la compresión f'_c .

En el caso de refuerzo a flexo compresión se presenta una situación adicional en cuanto al nivel de deformación efectiva en el FRP, como ya se explicó anteriormente, la exposición ambiental afecta las propiedades de las láminas de carbono por lo que se reduce su esfuerzo y deformación con un factor ambiental CE, además debido al estado multiaxial de tensiones, la deformación debe ser afectada por un factor de eficiencia K_e de 0.55; en el caso de flexo compresión y específicamente para los puntos B,C y D; dicha deformación se limita a un máximo de 0.004 para asegurar la integridad a cortante del concreto confinado.

Se hace esto solo para los puntos B, C y D porque existe flexión, lo cual genera esfuerzos de corte en la columna mientras que para el punto A, por encontrarse en compresión pura no se realiza esta limitación.

De esta manera, la deformación efectiva quedaría así:

$$\text{En el punto A: } \varepsilon_{fe} = K_e \cdot \varepsilon_{fu}$$

$$\text{En los puntos B, C y D: } \varepsilon_{fe} = K_e \cdot \varepsilon_{fu} \leq 0.004$$

Ecuación 29: Deformación efectiva en el A, B, C, D para flexo compresión (12-5) (ACI Committee 440, 2008)

Entonces, para valores de excentricidad mayor que $0,1H$ y hasta el punto de que corresponde a la condición balanceada, la metodología proporciona las siguientes ecuaciones para el cálculo de un diagrama de interacción simplificada.

Punto A (Compresión pura)

En este punto la máxima deformación del hormigón en compresión corresponde a la deformación máxima del concreto confinado, y el momento flector es cero. Se requieren utilizar las ecuaciones de compresión pura para el cálculo de los siguientes factores.

Se puede lograr un incremento en la resistencia a compresión en el concreto mediante el efecto de confinamiento del FRP. En este caso el FRP se coloca con las fibras orientadas perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural. Utilizando los criterios establecidos en el ACI 318-05, el ACI 440.2R propone las siguientes expresiones para el cálculo de la resistencia de diseño a compresión axial considerando la contribución del FRP.

$$\phi P_n(A) = 0.8 \times \phi [0.85 f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Ecuación 30: Cálculo de compresión pura. Punto A

$$\phi M_n(A) = 0$$

Donde:

$\phi = 0.70$ para columnas con refuerzo en espiral

$\phi = 0.65$ para columnas con refuerzo de estribos

El único factor desconocido es f'_{cc} (resistencia a la compresión del concreto confinado con FRP, que se obtiene de las siguientes ecuaciones:

$$f'_{cc} = f'_c + \Psi_f \times 3.3 k_a \times f_l$$

Ecuación 31: Resistencia a la compresión concreto confinado con CFRP

Donde:

- f'_c : resistencia a la compresión del hormigón sin confinar

Es importante considerar para el factor de forma (K_a)

- K_a : factor de eficiencia de confinamiento que depende de la geometría de la columna
 - ✓ Para columnas de sección de circular: $k_a=1$
 - ✓ Para columnas rectangulares de sección $h \times b$: $k_a: \left(\frac{A_e}{A_c}\right)\left(\frac{b}{h}\right)^2$, donde A_e/A_c define la relación entre el área de la sección de la columna efectivamente confinada por el FRP y el área de la sección de la columna sujeta a compresión.
 - ✓ $\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{b}{h}\right)(h-2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b-2r_c)^2 \right] \rho_g}{3A_g - 1 - \rho_g}$, donde A_g es el área bruta de la sección de la columna, r_c es el radio de curvatura de la esquina redondeada de la columna y ρ_g es la relación del refuerzo longitudinal.

Figura 29: Tratamiento para figuras rectangular a reforzar con CFRP

**Es importante señalar que el procedimiento para reforzar una columna rectangular requiere de darle una curvatura a las esquinas de la columna. Esto con el objetivo de que no se corte la fibra de carbono (CFRP).*

- F_l : presión máxima de confinamiento
- Ψ_f : factor de reducción adicional recomendado por el ACI es igual a 0.95

La presión máxima de confinamiento (F_l) se calcula con la siguiente ecuación:

$$Fl = \frac{2Ef \times n \times tf \times \epsilon_{fe}}{D}$$

Ecuación 32: Presión máxima de confinamiento para CFRP.

Donde:

- Ef: módulo de elasticidad del SikaWrap
- n: número de capas de refuerzo
- tf: espesor del tejido
- Efe: deformación efectiva
- D: lado mayor de la columna

La mayoría de estos son datos que se obtienen de las características del tipo de FRP seleccionado que será la principal variable en este diseño.

Para puntos B y C

Para ambos puntos se usarán las mismas ecuaciones en el cálculo de Pn y Mn, donde la variable está en el calor de “c” que es la profundidad del eje neutro. Esto se calcula de la siguiente manera:

$$c = \begin{cases} d & \text{Punto B} \\ d \frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{sy} + \epsilon_{ccu}} & \text{Punto C} \end{cases}$$

Donde:

- d: altura efectiva
- Eccu: deformación máxima en compresión del concreto confinado

*Según el capítulo 12 del ACI 440 se calcula de la siguiente manera:

$$\epsilon_{ccu} = \epsilon'c(1.50 + 12kb \times \frac{fl}{f'c} (\frac{\epsilon_{fe}}{\epsilon'c})^{0.45}) \quad (12-6, ACI 440)$$

El valor límite de esta deformación es de 0.01. Por lo tanto, la desigualdad:

$$\epsilon_{ccu} \leq 0.01 \quad (12.6, ACI 440)$$

- E_{sy}: deformación de fluencia

Las ecuaciones para los puntos B y C son:

$$\phi P_n(B, C) = \phi \left[A(yt)^3 + B(yt)^2 + C(yt) + D + \sum As \times fy \right]$$

$$\phi M_n(B, C) = \phi \left[E(yt)^4 + F(yt)^3 + G(yt)^2 + H(yt) + I + \sum As \times fy \times d \right]$$

Ecuación 33: Fuerza y momento flector para los puntos B y C del Diagrama Interacción.

Donde:

- A, B, C, D, E, F, G, H, I: coeficientes del modelo de Bank
- Yt: coordenada vertical dentro de la región de compresión medido desde el eje neutro hasta la deformación de transición ϵ_t .
- As: área de cada una de las capas de refuerzo
- Fy: esfuerzos en cada capa de acero de refuerzo
- D: distancia desde la fibra extrema a compresión a cada capa de refuerzo.

$$\epsilon_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2}$$

Ecuación 34: Esfuerzo de transición

Donde:

- E_c : módulo de elasticidad del concreto que es 30000 kg/cm²
- $E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\epsilon_{ccu}}$

$$yt = c \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{ccu}}$$

Ecuación 35: Coordenada vertical dentro de la región de compresión

El punto B corresponde a la distribución de deformaciones donde una es igual a cero en la capa de acero longitudinal más cercana a la cara en tensión. Se representa con la siguiente gráfica.

Figura 30: Punto B. Fuente: Rosero Landeta, 2013

El punto C corresponde a una distribución de deformaciones para la falla balanceada con una deformación máxima en compresión y una deformación de fluencia en la capa de acero longitudinal más cercana a la cara tensionada.

Figura 6.10 Punto C

Figura 31: Punto C. Fuente: Rosero Landeta, 2013

Punto D (Rosero Landeta, 2013)

Es el punto donde la columna está sometida a flexión pura, es decir $P_n = 0$

$$\phi P_n(D) = 0$$

$$\phi M_n(D) = \phi \left[A_s \times f_y \left(d - \frac{A_s \times f_y}{1.7 f'_{cc} \times b} \right) + \psi \times A_f \times f_{fe} \left(h - \frac{A_s \times f_y + A_f \times f_{fe}}{1.7 f'_{cc} \times b} \right) \right]$$

Ecuación 36: Momento flector para Punto D para diagrama de interacción.

Con todo esto es posible obtener los puntos y graficar el diagrama de interacción para una columna de concreto armado sometida a flexo compresión reforzada con FRP.

Es importante contar con los dos diagramas en un mismo plano además del par de coordenadas P_n y M_n correspondientes a las nuevas solicitaciones que deberá resistir la columna para poder establecer el nivel de refuerzo y verificar si se encuentran bajo o sobre la curva que limita la falla de la sección.

La resistencia de una sección transversal sometida a una combinación de flexión y carga axial debe satisfacer tanto la condición de equilibrio de fuerzas como la condición de compatibilidad de las deformaciones.

Luego la resistencia a la combinación de carga axial y momento (P_n , M_n) se multiplica por el factor de reducción de la resistencia ϕ que corresponda para determinar la resistencia de diseño (ϕP_n , ϕM_n) de la sección. La resistencia de diseño debe ser mayor o igual que la resistencia requerida:

$$(\phi P_n, \phi M_n) \geq (P_u, M_u)$$

3.3 Encamisado de concreto armado

Este tipo de reforzamiento tiene como objetivo principal incrementar la capacidad de la estructura. Dependiendo del tipo de encamisado que se pueda utilizar, se puede obtener un incremento en resistencia, rigidez, ductilidad o una combinación de ellas (Terán and Ruiz, 1992). Las principales dificultades que se presentan en esta técnica es la de proporcionar continuidad al refuerzo longitudinal, y confinar el núcleo de concreto (Jirsa, 1987).

Es recomendable colocarlo en todas las caras del elemento estructural, pero muchas veces no se tiene acceso y por ello que se puede aplicar solamente en una, dos o tres caras (ACI 369).

- **Consideraciones para el procedimiento constructivo**

Cuando se utiliza esta técnica de reforzamiento se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos constructivos de la norma ACI 369

- La superficie del elemento debe estar limpia y rugosa para garantizar una buena adherencia entre el concreto nuevo y el existente, promoviendo con ello, un comportamiento monolítico.
- El revestimiento y el tamaño máximo del agregado grueso serán de acuerdo con la separación mínima del refuerzo y la distancia mínima entre el encofrado y el concreto existente.
- Para el caso de columnas, el refuerzo longitudinal debe extenderse a través de la losa de entrepiso, para proporcionar continuidad e incrementar la resistencia a flexión en los extremos del elemento.
- Se deben colocar elementos de conexión entre el reforzamiento y el concreto antiguo para que se garantice la transmisión de los esfuerzos entre la nueva y la antigua estructura.
- Para garantizar un comportamiento monolítico del elemento encamisado, es necesario tener un adecuado mecanismo de transferencia de cortante en la zona de contacto entre el encamisado y el elemento existente, tal que evite el movimiento relativo entre ambos concretos.

- **Consideraciones de Análisis y Diseño**

Al utilizar el encamisado de concreto como técnica de rehabilitación se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos en su análisis y diseño (ACI 369, Terán and Ruiz,1992):

- Los elementos encamisados se pueden analizar como elementos compuestos suponiendo una perfecta adherencia entre el concreto nuevo y el existente, siempre que se asegure un comportamiento monolítico.
- Si sólo se encamisa la columna hasta el entrepiso se obtiene un incremento en resistencia ante carga axial y fuerza cortante, y un comportamiento dúctil, pero no se altera la resistencia original a flexión.
- Para incrementar la resistencia a flexión es necesario extender el encamisado a través de la losa, prolongando el acero longitudinal y añadiendo algunos estribos que atraviesen el alma de las vigas.
- Cuando existen restricciones de espacio, es posible encamisar uno, dos o tres lados únicamente. En tal caso se puede recurrir al uso de ganchos, estribos soldados o conectores entre el refuerzo longitudinal.
- · En caso la columna sea de sección rectangular el refuerzo se concentra cerca de las esquinas para permitir confinarlo con estribos, o bien se distribuye de manera uniforme uniendo el refuerzo nuevo al existente mediante conectores soldados.
- Para el diseño de un proyecto de encamisado se recomienda usar un factor de comportamiento sísmico bajo, debido a las incertidumbres en el comportamiento sísmico de los elementos encamisados, así como la imposibilidad, en la mayoría de los casos, de proporcionar un adecuado detallado del encamisado (especialmente en uniones).
- Como en todo proyecto de reforzamiento, en el diseño del encamisado, se debe considerar una probable redistribución de las cargas en la estructura, posibles cambios en los mecanismos de falla, y un cambio en las propiedades dinámicas de las estructuras.
- Si bien existe incertidumbre en la distribución de las cargas entre el elemento existente y el encamisado, un análisis suponiendo un comportamiento monolítico entre el encamisado y el elemento existente proporciona un resultado razonable para el diseño.

A. Encamisado en Columnas

Para prevenir una falla por piso blando durante un sismo, las columnas nunca deben ser los elementos más débiles de un edificio. La respuesta de una columna es controlada por una combinación de carga axial, flexión, y fuerza cortante.

Esta técnica consiste en envolverlas con barras y estribos adicionales o con malla electrosoldada de acero y añadir un nuevo recubrimiento de concreto lanzado o premezclado. Se utiliza para incrementar la capacidad a cortante de la columna, intentando así, lograr un mecanismo columna fuerte-viga débil. Estudios experimentales demuestran que este tipo de reforzamiento presenta excelentes resultados en el intervalo inelástico (Ohkubo, 1991).

En esta técnica de reforzamiento, el objetivo es prevenir la falla por cortante de la columna e incrementar la ductilidad, o incrementar la resistencia a flexión para así incrementar el desempeño sísmico del edificio.

Figura 32: Encamisado de columna. Fuente: Ohkubo, 1991

- **Recomendaciones para el encamisado de columnas con concreto reforzado:**

Algunas recomendaciones que se puede dar para el uso de esta técnica de reforzamiento:

- Si es posible, se deben encamisar los cuatro lados de la columna

- Para el diseño, se supone un comportamiento monolítico de las columnas compuestas
- El espesor mínimo del encamisado debe ser de 10 cm para concreto premezclado y de 4 cm para concreto realizada in situ
- La resistencia a compresión (f'_c) del concreto nuevo debe ser mayor que la del concreto existente por 50 kg/cm².

B. Encamisado de Vigas

Así como las columnas las vigas se encamisán para diversos propósitos (Terán and Ruiz, 1992): para dar continuidad al encamisado de columnas, incrementar la resistencia y rigidez de la estructura y para tratar de inducir una curvatura doble en el comportamiento de la columna (lo cual, en la mayoría de los casos, podría reducir la resistencia última de las columnas en los pisos superiores comparado con las estructuras sin vigas rígidas).

El encamisado de vigas incrementa la capacidad a flexión y cortante. Si solamente se quiere incrementar la resistencia a flexión positiva (ACI 369), el encamisado se coloca en la cara inferior de la viga (fig.33). Si el encamisado se coloca en tres o cuatro caras de la viga, se incrementa la resistencia a momento positivo y negativo, así como la resistencia a cortante. El encamisado se debe extender sobre toda la longitud de la viga, y el refuerzo longitudinal debe ser continuo. Esto se puede lograr pasando el refuerzo adicional a través de la unión viga-columna (ACI 369). Generalmente en la práctica se utilizan encamisados en tres (fig.34) y cuatro lados de la viga (Terán and Ruiz, 1992). En diversas ocasiones, es necesario perforar la losa para permitir el colado del concreto y el paso de los estribos.

Figura 33: Encamisado de viga Fuente: Aguilar, 1996

El refuerzo mediante encamisado inferior es más efectivo en vigas peraltadas, ya que entonces es posible envolver la sección original tanto por la base como por los laterales, creando una camisa de concreto, en la que se aloja una armadura adicional longitudinal y transversal. De este modo, dependiendo de la proporción de "cuelgue", es posible no sólo incrementar la capacidad flectora sino también la resistencia a cortante.

Figura 34: Encamisado inferior de una viga Fuente: Río Bueno (2018)

En la figura 34 se muestran distintas formas de encamisar vigas de tal manera que queden correctamente adheridas tanto el concreto como el acero. En la figura **34a** se observa un refuerzo exclusivamente a flexión realizado recreciendo inferiormente la viga original. Esta solución requiere la conexión directa de las armaduras longitudinales original y de refuerzo, para lo cual deben disponerse anclajes convenientemente soldados a unas y otras. En la figura **34.b** se muestra una solución apta para vigas peraltadas en la que esencialmente se consigue también un refuerzo a flexión, si bien se evita la necesidad de conectar directamente armaduras, no aporta mucho a cortante. Finalmente, la figura **34.c** representa un sistema de refuerzo tanto a flexión como a cortante mediante el cual pueden alcanzarse considerables incrementos de resistencia. (Río Bueno, 2018)

Figura 35: Encamisado de tres o cuatro caras de una viga. Fuente: Aguilar, 1996

Esta es la metodología que se utilizará para encamisar las vigas peraltadas a analizar en esta investigación, de tal manera que con esos anclajes y el epóxico quede una estructura sólida y sostenible en el tiempo que pueda soportar las nuevas cargas aplicadas en la edificación.

- **Recomendaciones para encamisado de vigas con concreto reforzado:**

A continuación, se presentan algunas recomendaciones cuando se utiliza para esta técnica de reforzamiento:

- Las vigas deben ser encamisadas a lo largo de toda su longitud
- Se debe utilizar un espesor mínimo de encamisado de 8 cm si es concreto premezclado y de 4 cm si es concreto realizado In Situ
- Cuando la cuantía de refuerzo longitudinal del elemento existente no se conoce, la cuantía de acero del encamisado se debe limitar al 50% del área total de la sección compuesta.

3.3.1 Diseño a flexión en vigas

Al no existir una norma específica para el refuerzo con encamisado de concreto armado la norma ACI 318 al ser la de diseño de concreto estructural es la que posee los parámetros para que el elemento reforzado quede con la resistencia óptima.

Para el diseño a flexión en trabajos de concreto armado se tienen que tomar en cuenta las siguientes suposiciones para el análisis:

- ✓ Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- ✓ La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- ✓ La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión ya carga axial.

Este tipo de refuerzo consiste en aumentar la sección de viga de concreto mediante un encamisado de concreto y acero hasta que cumpla con las prestaciones mecánicas necesarias.

Principios y requisitos generales

- El diseño de las secciones transversales sometidas a cargas de flexión, ó cargas axiales, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones.
- La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal cuando el refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a f_y al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación unitaria última supuesta de 0.003 (ACI 318 2005)

Figura 36: Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción. Fuente: Rosero Landeta, 2013

- Se permite el uso de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para aumentar la resistencia de elementos sometidos a flexión.
- La resistencia axial de diseño ΦP_n de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\Phi P_{n \max}$, calculando las siguientes ecuaciones:

Para elementos no preesforzados con refuerzos en espiral o elementos

$$\text{compuestos: } \Phi P_n \max = 0.85 \Phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Para elementos no preesforzados con estribos:

$$\Phi P_n \max = 0.80 \Phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Cuando se ejecute el diseño con encamisado de concreto, el elemento estructural debe cumplir con la siguiente desigualdad.

$$\Phi R_n > U$$

- ✓ ΦR_n : Resistencia de diseño
- ✓ U: Resistencia requerida (cargas mayoradas)

Factores de reducción para el diseño de la reparación ACI 318

$\Phi=0.9$ – tracción

$\Phi=0.75$ – cortante

$\Phi=0.65$ – compresión

3.3.2 Diseño Por Corte en vigas

Así como en diseño a flexión no existe una norma específica para encamisado de concreto, para diseño a cortante tampoco. Es por esto que se utilizan los lineamientos de la norma ACI 318 para poder analizar el elemento.

Cuando se habla de capacidad por corte, se debe de hablar de cualquier modelo estructural que se comporte de manera monolítica independientemente del tipo de preparación de interfaz adoptada

Por cada técnica a ejecutar. Se debe cumplir la siguiente formula.

$$\Phi V_n \geq V_u$$

Ecuación 37: Condición esfuerzo cortante

donde V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculada mediante la siguiente formula:

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 38: Resistencia cortante nominal

Es por ello, un comportamiento monolítico del elemento es de suma importancia, además puede lograrse incluso sin aumentar la rugosidad de su superficie, sin usar agentes adhesivos, o aplicar conectores de acero antes un fortalecido del forro de concreto armado. Mediante el estudio realizado (Branco y Silva, 2005) se comprueba que el encamisado de concreto armado es una técnica que no solo va aumentar la resistencia de los elementos estructurales sino también la rigidez de los elementos estructurales ya sea para vigas y columnas.

3.3 Diseño a flexo - compresión de columnas

Para determinar primero si una columna requiere reforzamiento por flexo compresión se utiliza el diagrama de interacción. El cual es una metodología para analizar una columna de concreto armado obteniendo 4 puntos notables que delimitan los esfuerzos de la columna a evaluar.

Figura 37: Diagrama de interacción para columnas de concreto armado. Fuente: Ayala - Giraldo (2018)

- **Pc:** Es la carga máxima a compresión que la sección de concreto armado puede resistir que se calcula:

$$P_c = 0.85 \cdot f'_c (A_g - A_s) + f_y \cdot A_s$$

Donde:

$F'c$: resistencia a la compresión simple del concreto a analizar (kg/cm²)

A_g : área de la sección transversal del elemento a analizar (cm)

A_s : área de acero de refuerzo colocado en el elemento (cm)

F_y : esfuerzo de fluencia del acero corrugado (4200 kg/cm²)

- **Pt**: Es la carga máxima a tracción que la sección de concreto armado puede resistir que se calcula:

$$P_t = A_s \cdot f_y$$

- **Mb y Pb**: carga y momento balanceado que definen el límite entre una falla frágil y una falla dúctil.

CAPÍTULO IV: EVALUACION ESTRUCTURAL, DISEÑO Y RESULTADOS

4.1 Modelo del edificio en Etabs

Para elaborar el modelo estructural se tienen que tener en cuenta las distintas normas nacionales e internacionales para definir las cargas según las necesidades de la edificación.

4.1.1 Metrado de cargas

Para realizar el metrado de cargas del proyecto seleccionado, se utilizan datos de 3 normas del ámbito local que son: E020 (Cargas), E030 (Diseño sísmo resistente), y E060 (Concreto armado). El peso específico del concreto armado con el que se trabajó este metrado es 2400 kg/m³

- A. Carga viva (CV): Al tratarse de un hotel el valor de carga viva que debió utilizarse al momento de diseñar esta edificación es 200 Kg/m² según la norma E020.

Tabla 11: Tabla de sobrecargas (S/C) HOTEL. Fuente: Norma E020 (EL PERUANO, 2018)

Hospitales	
Salas de operación, laboratorios, y áreas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2,0 (200)
Salas Públicas	De acuerdo a lugares de asambleas
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Este valor que también se le conoce como sobrecarga (S/C) es el que va a variar en los pisos 3 y 4 al convertirse en un gimnasio. Este nuevo valor de s/c es 400 Kg/m², que será el principal responsable de la necesidad de un reforzamiento de los elementos estructurales.

Tabla 12: Tabla de sobrecargas (S/C) GIMNASIO. Fuente: Norma E020 (EL PERUANO, 2018)

Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)

El valor de s/c del último techo es 100 kg/m² según norma E020.

Al ser un hotel, según la norma E030 la edificación vendría a ser categoría C (Edificios comunes).

Tabla 13: Categoría de las edificaciones y factor U. Fuente: Norma E 030 (EL PERUANO, 2018)

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	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

Esta clasificación es relevante para la estimación del peso (ítem 4.3 Estimación del Peso norma E030).

Según norma indica que se tomará el 25% de la sobrecarga para poder calcular el peso, debido a que es una edificación categoría C.

B. Carga muerta (CM): Este valor se obtiene metrandos los distintos elementos de la estructura multiplicándolos por el peso específico.

Valores según norma E 020:

- Peso específico de concreto armado: 2400 kg/m^3
- Peso de losa aligerada de 20 cm: 300 kg/m^3
- Peso de tabiquería: 120 kg/m^3
- Peso de acabados: 100 kg/m^3

4.1.2 Metrados para el modelo estructural

Para el modelo se metró la tabiquería por poder asignarla como una carga muerta extra en la estructura. Además, se metró la escalera que al ser de concreto armado es una carga importante que considerar en el desarrollo del modelo.

A. Metrado de tabiquería

Con respecto a la tabiquería de la edificación, se metró para luego asignarlo como carga muerta a cada uno de los paños seleccionados.

Distribución de paños

Figura 38: Distribución de paños para metrado. Fuente: Propia

Este metrado se realizó midiendo linealmente cada muro que separaba ambientes. Siendo el ancho de todos los muros de 0.15 m. Para las alturas se tomó la altura de entrepiso de los planos de arquitectura que es 2.95 m para el primer piso y del piso 2 a la azotea 2.6m.

El peso específico de los elementos de albañilería se seleccionó de la norma E020 (cargas). Se toma el valor de unidades de albañilería cocida huecas.

Tabla 14: Tabla de pesos específicos ALBAÑILERÍA. Fuente: Norma E 020 (EL PERUANO, 2018)

Albañilería de:	
Adobe	16,0 (1600)
Unidades de albañilería cocida sólidas	18,0 (1800)
Unidades de albañilería cocida huecas	13,5 (1350)

B. Metrado de la escalera

Para el metrado de la escalera se utiliza la siguiente sección típica

Figura 39: Tramo típico de escalera. Fuente: Planos Proyecto Poma

Pasos para el metrado de escaleras de concreto armado

- Primero se calcula la garganta de la escalera (t).

$L_n = 4.45$ m que es la distancia longitudinal de muro a muro en la escalera

Que es el promedio de:

$$L_n/25 = 445/25 = 17.8 \text{ cm}$$

$$L_n/20 = 445/20 = 22.25 \text{ cm}$$

t = Promedio

- Luego se realiza el metrado de cargas. Para esto se tienen los siguientes datos:

CP (contrapaso) = 20 cm

Peso específico del concreto = 2.4 ton/m²

Cálculo de hm

$$hm = \frac{t}{\cos(\theta)} + \frac{CP}{2} = \frac{21}{\left(\frac{4.05}{4.6}\right)} + \frac{20}{2} = 33.85 \text{ cm}$$

Ecuación 39: Altura de las gradas Fuente: (Morales, 2006)

- *Para la grada*

Peso Propio: $hm \times 2.4 \text{ ton/m}^2 = 0.3385 \times 2.4 = \mathbf{0.8124 \text{ ton/m}^2}$

Pesos acabados: **0.10 ton/m²**:

- *Para la losa (descansos)*

Peso Propio: $21 \times 2.4 = \mathbf{0.504 \text{ ton/m}^2}$

Pesos acabados: **0.10 ton/m²**

La carga muerta (CM) total de la escalera que se añadirá al modelo en ETABS es la suma del peso de la grada con el peso de la losa (descansos).

- $CM \text{ (escalera)} = 0.8124 + 0.1 \times 2 + 0.504 = 1.52 \text{ ton/m}^2$

Las combinaciones de cargas consideradas, según la norma E060 son:

C1: $1.4CM + 1.7CV$

C2: $1.25 (CM+CV) \pm CS$

C3: $0.9 CM \pm CS$

(Las cargas y combinaciones aplicadas al Etabs se pueden ver en el anexo IX)

4.1.3 Modelo estructural (ETABS)

Para realizar el modelo estructural de esta investigación se utilizó el programa ETABS que es un software estructural para el diseño y análisis de edificaciones.

Figura 40: Modelo estructural. Fuente:ETABS

A continuación, se mostrará cómo se realizó la distribución de ejes:

- Se asignaron las distancias y alturas que se indican en los distintos planos de detalle de la edificación.

Tabla 15: Tabla de distribución de grillas. Fuente: ETABS

X Grid Data				Y Grid Data			
Grid ID	X Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc	Grid ID	Y Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
1	0	Yes	End	D	0	Yes	Start
2	3.55	Yes	End	C'	2.1	Yes	Start
2'	6.97	Yes	End	C	3.65	Yes	Start
3	10.25	Yes	End	B'	5.15	Yes	Start
3'	11.6732	Yes	End	B	8.15	Yes	Start
5	13.93	Yes	End	A'	10.82	Yes	Start

En las imágenes se muestra la distribución en la dirección X como en la dirección Y que se tuvieron en cuenta para generar la grilla del modelo estructural.

- Definición de elementos estructurales: En esta parte se definieron las dimensiones de los elementos estructurales de la edificación: columnas, vigas, losas, muros.

COLUMNAS

- ✓ C1 (0.60 x 0.30 m)
- ✓ C2 (0.60 x 0.30 m)
- ✓ C3 (0.60 x 0.30) m
- ✓ C4 (0.25 x 0.25) m
- ✓ C5 (0.60 x 0.30) m

VIGAS

- ✓ 0.30 x 0.20 m (viga chata)
- ✓ 0.3 x 0.60 (viga peraltada)

LOSA

- ✓ Aligerado de espesor 0.20 m

MUROS

- ✓ Ancho: 0.25 m (estructurales)
- ✓ Ancho 0.15 m (tabiquería)

Asignación de Carga muerta (CM), Carga viva (CV), Sismo en X (Sx), y Sismo en Y (Sy): para esta parte se toman en consideración los datos previamente señalados en el ítem 4.1

4.1.4 Análisis sísmico

Para la carga sísmica se utilizaron los pasos que indican la norma E030 para realizar un espectro de respuesta.

Fórmula aceleración espectral

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

Ecuación 40: Aceleración espectral. Fuente: Norma E030 ítem 4.6.2 (E030, 2018)

Donde:

z: factor de zona

s: Clasificación de los perfiles de suelo

u: Categoría de las edificaciones

r: Factor de reducción de sistemas estructurales

c: factor de amplificación sísmica

g: gravedad

Altura edificación: 13.35 m

$$\checkmark \quad Z = 0.45$$

Al ser el distrito Miraflores en el departamento de Lima, la edificación se encuentra en la zona 4.

$$\checkmark \quad S = 1.05, T_p = 0.6s, T_l = 2s$$

$$\checkmark \quad U = 1$$

Por ser un hotel (edificación común)

- Análisis en la dirección “x”

Periodo fundamental de vibración (T): $\frac{hn}{Ct}$

Donde: hn es la altura total del edificio y Ct depende del sistema estructural que se utiliza

$$✓ T_x = \frac{2.7 \times 5}{60} = 0.225s, C_{tx} = 60 \leftrightarrow C_x = 2.5$$

$$✓ R_x = 7$$

Análisis en dirección “y”

$$✓ T_y = 0.225s, C_{ty} = 60 \leftrightarrow C_y = 2.5$$

$$✓ R_y = 7$$

Con estos datos se puede generar un gráfico donde el valor C (factor de amplificación sísmica) es la variable en “x” y Sa (aceleración espectral) es la ordenada.

Gráfica Sa vs C

Figura 41: Espectro de aceleraciones. Fuente:ETABS

Para calcular el valor característico de sismo que va en el Etabs se utilizan los factores previamente seleccionados según las condiciones de la edificación. Este valor se calcula:

$$S_a = \frac{0.45 \times 1 \times 1.05 \times 9.81}{7} C = 0.662C$$

Donde C va a variar según la gráfica mostrada en la Figura 41.

Figura 42: Vista en planta de estructuras. Losa típica. Fuente: propia

4.1.5 Análisis por cargas de gravedad (Diagrama: momento flector, cortante y axial)

Habiendo asignado todas las cargas correspondientes y las combinaciones de la norma E060, se corre el programa ETABS para obtener los resultados (diagramas) para observar cómo se comporta la estructura.

Se analizará los ejes de las vigas peraltadas que son las que están en la dirección y.

EJE 3

1. Gráfica momento flector (envolvente)

Figura 43: Diagrama momento flector en el eje 3. Fuente: ETABS

Se observa que entre los ejes C y B existe un momento alto (más los pisos 3 y 4). En los pisos 3 y 4 es mayor porque ahí es donde se aumentará la sobrecarga de 250 kg/m^2 a 400 kg/m^2 debido que será un gimnasio.

El momento máximo de esta viga en el tercer piso es de 11.86 tonf.m a 0.3 m del eje B.

Figura 44: Gráfica momento flector piso 3 eje 3. Fuente: ETABS

2. Gráfica de esfuerzo cortante

Figura 45: Diagrama Cortante eje 3. Fuente:ETABS

Como en el momento flector, los valores máximos se encuentran entre el eje C y B, siendo los pisos 3 y 4 los que se ven más afectados.

El cortante máximo la viga del piso 3 entre los ejes C y B es de -23.24 tonf.m a 0.3 m del eje C.

Figura 46: Esfuerzo cortante eje 3 piso 3 Fuente:ETABS

3. Gráfico de esfuerzo axial

Figura 47: Diagrama Axial eje 3. Fuente: ETABS

El mayor esfuerzo axial está en las columnas del piso 1, principalmente en las que están en el eje C y B

El máximo esfuerzo axial es -199 tonf en la base de la edificación.

Figura 48: Esfuerzo axial base columna. Fuente propia: ETABS

4.1.6. Análisis por carga sísmica (distorsiones)

Este análisis se enfoca en la rigidez de la edificación. Esto quiere decir que se busca que cumpla con la normativa después de que se le aplicó el sismo. El valor según norma E060 que no debe exceder para el material concreto armado (material con el cual está construida la edificación) de 0,007.

Tabla 16: Límites para desplazamiento lateral de entrepiso. Fuente: (Morales, 2006)

<p align="center">Tabla N° 8 LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO Estos límites no son aplicables a naves industriales</p>	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

Tabla 17: Control de rigidez. Fuente: Tabla extraída de Etabs

Story	Load Case	Drift X (Δ)	Drift Y (Δ)	Altura entrepiso	Distorsión x	Distorsión y
P5	Sx	0.001644	0.00017	2.6	0.0033	0.0003
p4	Sx	0.001663	0.00017	2.6	0.0033	0.0004
P3	Sx	0.001543	0.00016	2.6	0.0031	0.0003
P2	Sx	0.001257	0.00013	2.6	0.0025	0.0003
P1	Sx	0.0005	0.00006	2.95	0.0008	0.0001
P5	Sy	0.000126	0.00022	2.6	0.0002	0.0004
p4	Sy	0.000119	0.00028	2.6	0.0002	0.0006
P3	Sy	0.00011	0.00027	2.6	0.0002	0.0005
P2	Sy	0.000086	0.00023	2.6	0.0001	0.0005
P1	Sy	0.00005	0.00012	2.95	0.00008	0.0002

R	7
Con. Armado	0.007

Estos son datos calculados por ETABS donde los valores a tomar en cuenta son Distorsión X y Distorsión Y. Se observa que en ninguno de los pisos se excede el valor de 0.007 establecido por la norma.

A partir de estos resultados se puede concluir que la edificación si tiene una rigidez aceptable para resistir sismo en ambas direcciones, factor que, si no fuera así, tendrían que agregarse elementos verticales que aporten rigidez como placas o columnas.

4.2 Verificación de resistencia de los elementos estructurales

4.2.1 Verificación de vigas

- FLEXIÓN

Para proceder al reforzamiento estructural de las vigas se comparó los momentos últimos obtenidos del Programa Etabs incorporando las nuevas cargas por el cambio de uso de la edificación vs los momentos resistentes iniciales.

Para proceder con el reforzamiento de las vigas se tiene que cumplir con la siguiente condición:

- ✓ Los momentos nominales o resultantes (ϕM_n) tienen que ser menores a los Momentos Últimos o Actuales (M_u) brindados por el programa Etabs para concluir que la viga necesita ser reforzada.

Como ejemplo se desarrollará el reforzamiento de la viga peraltada del tercer piso (303) eje principal 4 debido que es una de las más críticas.

Figura 49: Vigas Peraltadas 303. Fuente: Plano Proyecto Poma

Figura 50: Detalle de corte de Vigas Peraltadas. Fuente: Plano Proyecto Poma

Los datos son los siguientes:

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

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

$$\beta = 0.85$$

$$\Phi = 0.90$$

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

$$H = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$D = 34.73 \text{ cm}$$

Donde:

Tabla 18: Diámetros y áreas de fierros en cm^2

VARILLA (pulg)	Longitud (cm)	AREA (cm ²)
1/4	0.64	0.32
3/8	0.95	0.71
1/2	1.27	1.29
5/8	1.59	2.00
3/4	1.91	2.84
1	2.54	5.10

- ✓ f'_c : Resistencia del concreto
- ✓ f_y : Resistencia específica a la fluencia del acero
- ✓ β : Factor de resistencia del concreto hasta 30 MPa
- ✓ Φ : Factor de reducción de resistencia
- ✓ b = base de la sección de viga
- ✓ h = altura de la sección de viga
- ✓ d = peralte efectivo

- 1) Calculamos la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos (a) mediante la siguiente formula:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}, \text{ Donde } A_s \text{ es el área de acero}$$

$$a^- = \frac{(2 \times 2 + 2 \times 1.29) \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30} = 5.17 \text{ cm}$$

$$a^+ = \frac{(2 \times 2) \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30} = 3.14 \text{ cm}$$

- 2) Calculamos el momento de resistencia nominal que posteriormente será comparado con los momentos últimos obtenidos del programa ETABS.

$$M_n = \Phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n^- = 0.9 \times 6.58 \times 4200 \left(36 - \frac{5.17}{2} \right)$$

$$M_n^- = 8.32 \text{ ton-m}$$

$$Mn^+=0.9 \times 4 \times 4200 \left(36 - \frac{3.14}{2}\right)$$

$$Mn^+=5.21 \text{ ton-m}$$

- 3) Se mostrará un cuadro para comparar si los momentos resistentes nominales son mayores a los momentos últimos obtenidos del ETABS. Caso de suceder lo contrario la viga necesita ser reforzada.

$$\phi Mn \geq Mu$$

Tabla 19: Tabla de resultados evaluación estructural a flexión. Fuente propia

Eje 4 303			
Viga Peralzada	Izquierda	Centro	Derecha
M(Ton.m)			
Mu (-) (ton.m)	8.41	0	12.65
Mu (+) (ton.m)	0	6.6	0
$\phi Mn (-)$ (ton.m)	8.32	5.21	8.32
$\phi Mn (+)$ (ton.m)	5.21	9.94	5.21
a(-) (cm)	5.17	3.14	5.17
a(+) (cm)	3.14	6.28	3.14
A sup (cm2)	6.58	4	6.58
A inf (cm2)	4	8	4
As min (cm2)	2.61	2.61	2.61
As max (cm2)	11.48	11.48	11.48

Se concluye que la viga peraltada 303 necesita ser reforzada.

- CORTE

Vigas peraltadas

Para el análisis de las vigas peraltadas se analizó los cortantes últimos brindados por el Programa Etabs vs los cortantes resistentes que podía ser calculado mediante los datos del plano. Si los cortantes nominales o resultantes (V_n) eran menores a los cortantes Últimos (V_u) brindados por el programa Etabs, se podría concluir que nuestro elemento está fallando por corte.

Para el análisis de cortante se requiere saber la distribución de estribos en las vigas peraltadas. En esta edificación se utilizó la misma distribución para todas las vigas peraltas por lo que el valor de V_n es constante.

Distribución según planos:

ESTRIBOS Ø 3/8", 1@ 0.05, 5@ 0.10, R @ 20

Para este análisis se siguió el siguiente procedimiento de cálculos:

- 1) Primero se corrió el programa Etabs con todas las cargas. Esto da los resultados de esfuerzo cortante último de cada elemento de la edificación.
- 2) Mediante una plantilla de Excel se procedió a calcular los cortantes nominales. Esta plantilla se llena con los datos que brinda el plano estructural. Para el análisis en cortante se deben considerar 4 fórmulas.

$$\begin{aligned}\phi V_n &\geq V_u \\ V_n &= V_c + V_s \\ V_c &= 0.53\sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ V_s &= \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s}\end{aligned}$$

Ecuación 41: Esfuerzo cortante. Capítulo 11 (E060, 2009)

Donde:

V_n : esfuerzo cortante nominal

V_u : esfuerzo cortante último

ϕ : factor de reducción que en cortante es 0.75

V_c : resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s : resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante

f'_c : resistencia del concreto

b_w : base de la viga

d : peralte de la viga menos recubrimiento

A_v : área del acero de estribo

F_y : resistencia del acero

D_2 : diámetro del acero

S : espaciamiento de estribos

Tabla 20: Diámetros y áreas de varillas. Fuente Propia

VARILLA (pulg)	Longitud (cm)	AREA (cm ²)
1/4	0.64	0.32
3/8	0.95	0.71
1/2	1.27	1.29
5/8	1.59	2.00
3/4	1.91	2.84
1	2.54	5.10

Para el acero

Tabla 21: Cortante para acero. Fuente Propia

Calculo Vs		
Av	0.71	cm ²
Fy	4200	kg/cm ²
D	34.26	cm
S	10	cm
Vs	10216	kgf

El valor de Av es 0.71 porque el acero de estribos es 3/8". Fy=4200 kg/cm² es el valor de esfuerzo de fluencia del acero corrugado grado 60 que es el que se utilizó en esta edificación. Para el valor de "d" se restó el peralte de la viga (40 cm) menos su recubrimiento menos el radio del eje de acero de refuerzo. S es el valor de espaciamiento que es dato del plano estructural.

Desarrollando la fórmula del esfuerzo cortante para el acero:

$$V_s = \frac{A_v \times f_v \times d}{S}$$

$$V_s = \frac{0.71 \times 4200 \times 34.26}{10} = 10216 \text{ kgf}$$

Finalmente se obtiene como resultado Vs = 10216 kgf que es el cortante para el acero.

Tabla 22: Cortante para concreto. Fuente Propia

Para el concreto Calculo Vc		
f'c	210	kg/cm2
Bw	30	
D	34.26	cm
Vc	7894	kgf

El valor de f'c es 210 kg/cm2 que es la resistencia del concreto que se utilizó en la edificación. Bw y d son datos de las dimensiones de la viga.

Desarrollando la fórmula de esfuerzo cortante para concreto:

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 34.26 = 7894 \text{ kgf}$$

Finalmente se obtiene como resultado $Vc = 7894 \text{ kgf}$

Se calcula Vn que es la suma de Vc y Vs para finalmente multiplicarlo por el factor de reducción que es 0.75. Resultando **$\phi Vn = 13.58 \text{ tonf}$** . Este es el valor que se va a comparar con los resultados del ETABS.

Gráfico de ETABS

Figura 51: Diagrama de esfuerzo cortante en el eje 3. Fuente Etabs

Esta es la gráfica de cortante que brinda el ETABS. Específicamente se analizará entre los ejes C y B que es donde la luz es más larga.

Comparando:

Resultados de viga 303 entre el eje C y B

Figura 52: Valor máximo en cortante. Fuente Etabs

El valor máximo en cortante 23.24 supera el cortante nominal de 13.58. Con lo que se concluye que la viga 303 va a fallar por cortante.

A continuación, un cuadro resumen de las vigas peraltadas que fallan:

Tabla 23: Cuadro resumen de vigas peraltadas. Cortante último vs cortante nominal

Eje principal 4 – Tramo I eje A - B		
Vigas peraltadas fallan en los extremos	V _u (máximo)(tonf)	Φ V _n (tonf)
103	19.21	13.58
203	22.27	13.58
303	23.24	13.58
403	18.44	13.58

Como se observa en la tabla 23, el aumento de esta sobre carga llevó a que sobrepase las condiciones con la que se diseñó inicialmente esta edificación. Con lo que se concluye que debe ser reforzado a cortante.

4.2.2 Verificación de columnas

- CORTE

Para el diseño cortante de columnas se aplica la misma ecuación de desigualdad de cortante nominal con cortante de vigas:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s}$$

Lo que varía con respecto a vigas es la fórmula de la resistencia que aporta el concreto. Que para el caso de columnas se le agrega un factor de fuerza axial.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right) b_w \times d$$

Ecuación. (E060, 2009)

Donde:

N_u (kg): compresión axial a la que está sometida el elemento.

A_g (cm²): área de la columna.

Para este análisis se utilizaron los resultados de esfuerzo axial del modelo ETABS. Se seleccionaron las columnas del primer piso por ser las que reciben un mayor esfuerzo axial, extrayendo los resultados según cada combinación de cargas que se cargó previamente al modelo.

Al ser diseño en cortante la distribución de estribos de columna es importante para el diseño. Para este caso la distribución según el cuadro de columnas de los planos es:

Distribución de estribos en columnas

ESTRIBOS $\varnothing 3/8"$, 1@ 0.05, 5@ 0.10, R @ 25

Cuadro de columnas:

CUADRO COLUMNAS					
TIPO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5
COLUMNAS DEL 1ro AL 5to PISO
ARMADURA PRINCIPAL	6 $\varnothing 5/8"$	6 $\varnothing 5/8"$	6 $\varnothing 5/8"$ + 2 $\varnothing 1/2"$	6 $\varnothing 1/2"$	6 $\varnothing 1/2"$
ESTRIBOS	1 $\varnothing 3/8"$, 1@ 0.05, 5 @ 0.10, el resto @ 0.25				

Figura 53: cuadro de columnas. Fuente: Planos Proyecto Poma

Estas son las columnas que se analizaron.

Se realizó el análisis para determinar si las columnas cumplen los nuevos requerimientos a cortante. El resultado fue que las columnas resisten dichos requerimientos (ver anexo VII).

Para la tabla 53 se tomaron las siguientes consideraciones:

- 1) En la casilla columna se coloca el código de columna (C1, C2, C3, C4, C5) que se está analizando según el plano
- 2) Las combinaciones que se observan son las que para esa columna tenían un mayor esfuerzo axial. Todas estas combinaciones se cargaron previamente al ETABS.
- 3) Los ejes son la intersección exacta donde se ubica cada una de las columnas según el plano.
- 4) Al valor de P_u que es el más importante para este análisis, se obtuvo del programa ETABS. Para este modelo se incluyeron 9 combinaciones de las cuales se seleccionó la que tenía un esfuerzo axial (P_u) mayor para cada una de sus columnas para así poder analizar con la situación más crítica.

- 5) A_g es el área de la columna en cm^2
- 6) Según planos se utilizó un recubrimiento de 4 cm y es con este valor que se calculó d (peralte efectivo)
- 7) El valor de ϕ para columnas es 0.7

Con todas estas consideraciones se calculó V_c (cortante concreto) y V_s (cortante de acero), para luego multiplicarlos por ϕ . El siguiente paso fue extraer los cortantes de cada columna (datos extraídos del ETABS) para comparar con los resultados calculados en esta tabla. Como se observa todas las columnas cumplen con los requisitos de cortante por lo que no se va a requerir ningún tipo de reforzamiento para dicho esfuerzo en columnas.

- FLEXO – COMPRESIÓN

Para el análisis de columnas, y comprobar si estas realmente necesitan ser reforzadas, se debe realizar el diagrama de interacción y verificar si los puntos obtenidos por el programa Etabs se encuentran fuera del diagrama. Si los puntos obtenidos en la evaluación estructural se encontraran dentro del diagrama de interacción se puede llegar a la conclusión que las columnas no necesitan ser reforzadas y estarían cumpliendo con los requerimientos. Por otro lado, se debe tener en cuenta que todo encamisado debe tomarse con mucho cuidado, puesto que un aumento a flexión en la columna aumenta fuerzas transferidas a la cimentación y a las conexiones viga-columna

- 1) Para la edificación escogida tenemos 05 tipos de columnas (ver fig 53). Para el análisis se escogió la columna 3 (C3). Sin embargo, las columnas que fallan y necesitan ser reforzadas son la C1, C2, C3.
- 2) La sección de la columna 3 (C3) se dibujó en el programa ETABS siguiendo las dimensiones, distribución de acero y estribos según el cuadro de columnas obtenido de los planos (ver fig. 53).

Figura 54: Columna C3 generada en Etabs Fuente: Propia

- 3) Posteriormente del programa ETABS se obtiene coordenadas que se reflejan como puntos, donde el eje X son los momentos y el eje Y esfuerzos axiales (puntos de color naranja ver fig.56 y fig. 57) y si estos puntos se encuentran dentro del diagrama resulta que nuestra columna no necesita refuerzo alguno. De resultar lo contrario, nuestra columna estaría fallando y requeriría ser reforzada.

Figura 55: Esfuerzos axiales y momentos en Etabs. Fuente: Propia

Figura 56: Diagrama de interacción C-2. Fuente: Propia

Figura 57: Diagrama de interacción C-2. Fuente: Propia

- 4) Finalmente se puede observar que los puntos se encuentran fuera del diagrama por lo que se puede concluir que la columna necesita ser reforzada.

La evaluación estructural a flexo compresión de todas las columnas se observa en el anexo VII

4.3 Diseño de reforzamiento de elementos estructurales

4.3.1 Reforzamiento mediante la técnica de encamisado de concreto armado

4.3.1.1 Reforzamiento de vigas

- **FLEXIÓN**

Previamente en el ítem 4.2.1 se hizo la verificación de la resistencia nominal a flexión de la viga peraltada 303 (VP-303-Eje principal 4) y se concluyó que necesita ser reforzada debido a obtener un menor momento en comparación con los momentos actuantes obtenidos de ETABS.

- ✓ Los momentos nominales o resultantes (ϕM_n) tienen que ser menores a los Momentos Últimos o Actuantes (M_u) brindados por el programa Etabs para concluir que la viga necesita ser reforzada.

A continuación, se propondrá una nueva sección de viga el cual tendrá las siguientes características:

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\beta = 0.85$$

$$\phi = 0.90$$

$$B = 50 \text{ cm}$$

$$H = 60 \text{ cm}$$

$$D = 56 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

VARILLA (pulg)	Longitud (cm)	AREA (cm ²)
1/4	0.64	0.32
3/8	0.95	0.71
1/2	1.27	1.29
5/8	1.59	2.00
3/4	1.91	2.84
1	2.54	5.10

Se tendrá como acero inferior la siguiente distribución de fierro $2\phi 5/8'' + 3\phi 5/8''$, y como acero superior la siguiente distribución de fierro $2\phi 5/8'' + 2\phi 1/2'' + 2\phi 5/8''$.

Figura 58: Bosquejo de reforzamiento con encamisado de concreto corte 3

- 1) Se calcula la nueva profundidad del bloque mediante la siguiente formula:

$$a = \frac{Asx f_y}{0.85x f'_c x b}$$

$$a^- = \frac{(2*2+2*1.29+2*2)x4200}{0.85x280x50} = 3.73 \text{ cm}$$

$$a^+ = \frac{(2*2+3*2)x4200}{0.85x280x50} = 3.53 \text{ cm}$$

- 2) Calculamos el nuevo momento nominal con la siguiente formula:

$$M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Primero el momento negativo:

$$M_n^- = 0.9x10.58x4200\left(56-\frac{3.73}{2}\right)$$

$$M_n^- = 21.65 \text{ ton-m}$$

Segundo se calcula el momento positivo:

$$M_n^+ = 0.9x10x4200\left(56-\frac{3.53}{2}\right)$$

$$M_n^+ = 20.50 \text{ ton-m}$$

- 3) Así mismo se comprobará si cumple con la cuantía mínima requerida (P_{req}):

Se sabe que la cuantía máxima (ρ_{max}) para concreto de $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ es 0.2125

$$\rho_{req} = \frac{A_s}{bd}; \rho_{req} = \frac{10.58}{50 \times 56} = 0.00377$$

$$\% \rho_{max} = 0.5 \times 0.2125 = 0.10625$$

Por lo tanto, al comprobar que el porcentaje de la cuantía requerida es menor al de la cuantía máxima estaría cumpliendo

- 4) Finalmente se va a mostrar un cuadro resumen mostrando que el momento resistente nominal ahora es mayor que el momento actuante obtenido del ETABS

Tabla 24: Momentos flectores después del refuerzo con encamisado de concreto

Viga Peralta 303-Eje Principal 4- Tramo AB			
M(Ton.m)	Izquierda	Centro	Derecha
Mu (-) (ton.m)	8.41	0	12.65
Mu (+) (ton.m)	0	6.6	0
Φ Mn (-) (ton.m)	21.65	8.36	21.65
Φ Mn (+) (ton.m)	20.5	28.33	20.5

Nota: El procedimiento para colocar los anclajes y soldarlos con los estribos se extrae de una fuente citada en el ítem 3.3 de esta investigación. En el capítulo 5 se profundizará en dicho procedimiento constructivo.

CORTE

Para este diseño se tomarán en cuenta el diseño a flexión expuesto anteriormente. De tal manera que los siguientes factores de la ecuación original de cortante van a variar:

- ✓ d: peralte efectivo aumenta de 35.2 cm a 56 cm.
- ✓ b: base de sección de viga de 30 cm a 50 cm.

Se analizará la siguiente viga:

VP-303 Tramo I Eje A-B

Figura 59: Desarrollo viga VP 303

Tabla 25: Resultados del análisis tramo I. Fuente Propia

Eje principal 4 – Tramo I eje A - B		
Vigas peraltadas fallan en los extremos	Vu (máximo)(tonf)	Φ Vn con encamisado de concreto (tonf)
103	19.21	30.03
203	22.27	30.03
303	23.09	30.03
403	18.44	30.03

El aumento de la capacidad cortante va a depender de los requerimientos que se resulten del diseño a flexión con recrecido de concreto para vigas. Esto debido a que el diámetro del estribo se va a mantener y las únicas variables van a ser:

- ✓ $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Peralte efectivo (d) = 56 cm
- ✓ Base de la viga (b) = 50 cm

Con estos datos se aplica a la plantilla de diseño por corte explicada anteriormente en el ítem 4.2.1 teniendo como resultado un aumento de la resistencia a 30.03 tonf lo cual lleva a que la viga también cumpla por corte.

Para todos los casos se mantiene el diámetro de estribo que según planos es 3/8"

Figura 60: Nueva sección de viga. Fuente: Propia

Nota: El procedimiento para colocar los anclajes y soldarlos con los estribos se extrae de una fuente citada en el ítem 3.3 de esta investigación. En el capítulo 5 se profundizará dicho procedimiento de instalación.

Resumen de resultados

A continuación, se mostrará una tabla resumen de cuantos es el aporte inicial de corte brindado por el ETABS comparado con el nuevo aporte con el recrecido de sección.

Tabla 26: Resultados del análisis tramo II. Fuente: Propia

Eje principal 4 – Tramo II eje B-C		
Vigas peraltadas fallan en los extremos	Vu (máximo)(tonf)	ΦV_n con encamisado de concreto (tonf)
103	16.76	25.14
203	16.69	25.14
303	18.46	25.14
403	22.39	25.14

4.3.1.2 Reforzamiento de columnas

- FLEXO – COMPRESIÓN**

En el ítem 4.2.2 de evaluación estructural de columnas a flexo compresión, se concluyó que las columnas C1, C2, y C3 fallan a este esfuerzo debido al aumento de sobrecarga. Para efecto de explicación se explicará el diseño a la columna C2.

A continuación, se mostrará la nueva sección de columna con el cual va a cumplir con las sollicitaciones requeridas.

Figura 61: Sección de columna C2

Figura 62: Nueva sección con reforzamiento encamisado de concreto

Figura 63: Nueva sección con reforzamiento encamisado de concreto

Nota: Para el encamisado picar recubrimiento y aplicar epóxico sikadur 32 o similar para pegar concreto nuevo con existente.

Se muestra el diagrama de interacción con la nueva sección de columna para comprobar si los puntos se encuentran dentro del diagrama.

Figura 64: Diagrama de interacción después del encamisado de concreto previo eje X. Fuente: Propia

Figura 65: Diagrama de interacción después del encamisado de concreto previo eje Y. Fuente: Propia

Se puede observar ahora los puntos de las cargas aplicadas a las columnas se encuentran dentro del diagrama de interacción por lo que dicha columna ahora cumple con los requerimientos a flexo compresión.

4.3.2 Diseño de reforzamiento con fibra de carbono (CFRP)

4.3.2.1 Diseño en vigas

- **FLEXIÓN**

Previamente en el ítem 4.2.1 se hizo el análisis para la verificación de la resistencia nominal a flexión de la viga peraltada 303 (VP-303) y se concluyó que necesita ser reforzada debido obtener un menor momento en comparación con el momento actuante obtenido del software ETABS.

A continuación, se explicará el diseño para la lámina de CFRP que se debe obtener para cumplir con las solicitaciones requeridas:

1) Viga Existente (Geometría y Propiedades)

Concreto

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

$$E_c = 15000 * \sqrt{210} = 217370 \text{ kg/cm}^2$$

Sección

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

$$\text{Alto} = 40 \text{ cm}$$

Recubrimiento = 4 cm

$D = 36 \text{ cm}$

$d' = 4 \text{ cm}$

$\phi Mn = 8.32 \text{ ton/m}$

Acero de refuerzo

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Refuerzo a compresión

$2\phi 5/8" + 2\phi 1/2"$, $A'_s = 6.58 \text{ cm}^2$

Refuerzo a tracción

$2\phi 5/8"$, $A_s = 4.00 \text{ cm}^2$

2) Fibra de Carbono (Geometría y Propiedades)

Modelo: S1214

Especificaciones:

$\epsilon(fu)^* = 1.20\%$ (elongación a la rotura)

$f(fu)^* = 2.4 \text{ N/mm}^2$ (resistencia a la tracción)

$E_f = 210 \text{ N/mm}^2$ (módulo de elasticidad)

$CE = 0.95$

$T_f = 1.4 \text{ mm}$

Ancho = 300 mm

Sección = 4.2 cm²

$N = 1$ (número de capas)

$\epsilon(fu) = 0.0114$

$f(fu) = 2.28 \text{ N/mm}^2$

Longitud de desarrollo = 142.4356 cm

3) Cálculo

a) Primera aproximación a la profundidad del eje neutro

Parámetros utilizados

$$\rho = \frac{A_s}{bxd} = 0.00370$$

$$ns = \frac{E_s}{E_c} = 9.20$$

$$E_s = 20000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 217370.6512 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_f = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 0.85$$

$$\beta = 0.85$$

$$I = 34773 \text{ cm}^4$$

$$C = 7.92856 \text{ (Proceso iterativo)}$$

$$C_{a_{cr}} = d \cdot (\sqrt{(\rho \cdot ns)^2 + 2 \cdot \rho \cdot ns} - \rho \cdot ns) = 8.2513$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot C_{a_{cr}}^3 + ns \cdot A_s \cdot (d - C_{a_{cr}})^2 = 33956.15$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I}{h - C_{a_{cr}}} = 3.174 \text{ ton/m}$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_i \cdot (h - c)}{E_c \cdot I} = 0.0035 \text{ cm}$$

Figura 66: Distribución interna de deformaciones unitarias y esfuerzos de un elemento de concreto reforzado considerando el efecto del FRP

b) Deformación y esfuerzos últimos de refuerzos

Deformación ultima efectiva

$$\varepsilon_{fd} = 0.41x \left(\sqrt{\frac{n \cdot E_t \cdot t_f}{f'c}} \right) < 0.9x\varepsilon_{fu} = 0.00347$$

Falla del FRP

$$\varepsilon_{cu} = \frac{(\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \cdot c}{h - c} = 0.00173$$

c) Determinación de deformación unitaria en estado ultimo para el resto de los materiales

Acero en compresión

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d'}{c} = 0.00086$$

Acero en tracción

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d-c}{c} = 0.00612$$

FRP

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{h-c}{c} - \varepsilon_{bi} = 0.00347$$

d) Cálculo de esfuerzos últimos

Acero en compresión

$$f_s' = f_y, \text{ si } \varepsilon_s' \geq \varepsilon_{sy}$$

$$f_s' = E_s \cdot \varepsilon_s' \text{ si } \varepsilon_s' < \varepsilon_{sy} = 1713.783$$

Acero en tracción

$$f_s = f_y, \text{ si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} = 4200$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \text{ si } \varepsilon_s < \varepsilon_{sy}$$

FRP

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_f = 7276.778$$

e) Cálculo resultantes de fuerzas

✓ Compresión del concreto

$$C_c = \beta \cdot c \cdot \alpha \cdot f_c' \cdot b = 36088.8377$$

✓ Compresión en el acero

$$C_s' = f_s' \cdot A_s' = 11276.6964$$

✓ Tracción en el acero

$$T_s = f_s \cdot A_s = 16800$$

✓ Tracción en el FRP

$$T_{fe} = f_{fe} \cdot A_f = 30562.4682$$

f) Equilibrio de fuerzas

$$C_c + C_s' - T_s - T_{fe} = 0$$

✓ $C_c + C_s' = 47365.53$

✓ $T_s + T_{fe} = 47362.47$

Diferencia no significativa por la cual el valor dado por "C" es correcto.

g) Cálculo de la capacidad a flexión en condiciones últimas

$$M_{ns} = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) = 5.4819$$

$$M_{ns'} = A s' \cdot f s' \cdot \left(\frac{\beta \cdot c}{2} - d' \right) = -0.71083$$

$$\psi_f \cdot M_{nf} = \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(h - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) = 9.5158$$

$$\phi M_n = \phi (M_{ns} + M_{ns'} + \psi_f \cdot M_{nf}) = 12.86$$

Finalmente se presentará el cuadro resumen para verificar el cumplimiento de las condiciones últimas a flexión.

Tabla 27: Resultados de momento flector con CFRP

Viga Peraltada 303-Eje Principal 4- Tramo AB			
M(Ton.m)	Izquierda	Centro	Derecha
Mu (-) (ton.m)	8.41	0	12.65
Mu (+) (ton.m)	0	6.6	0
ΦM_n (-) (ton.m)	12.86	5.02	12.86
ΦM_n (+) (ton.m)	5.21	9.56	5.21

El resumen de todas las vigas reforzadas con CFRP se observará en el anexo VI

Nota: Es claro que la falla más común es por desprendimiento del CFRP con el sustrato concreto; es por ello la importancia de colocar anclajes de CFRP ya que estos pueden optimizar de manera completa la resistencia requerida (Jirsa, Ghannoun y Sun). Dado lo anterior, para garantizar el rendimiento deseado se está proponiendo sistemas de anclajes con los siguientes detalles: 1) El ángulo de ventilador recomendado será de 45 grados; 2) la longitud de inserción no será inferior a 102 mm; 3) el radio de curva de anclaje recomendado será 13 mm; 4) La proporción del área del agujero al área de la sección transversal del ancla CFRP sea 2.2 veces y no debe ser mayor que 4.8 veces; 5) las dimensiones mínimas recomendadas para los parches CFRP son iguales al ancho de la tira en ambas direcciones, y se sugiere que los parches se extiendan 38 mm más allá del centro del orificio de anclaje; 6) se recomienda aplicar un mínimo de 50 mm de longitud de unión frente al ventilador de anclaje y 7) una buena condición de unión es crítica para garantizar el rendimiento deseado del sistema de anclaje. Debido a que no hay un diseño específico para anclajes de CFRP y pocas recomendaciones disponibles se está siguiendo los detalles recomendados en el artículo “Development of a testing methodology for the design and quality control of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) anchors” realizado por Wein Sun.

Figura 67: Secuencia de instalación CFRP (Fuente: Sun, 2017)

Figura 68: Diseño de superficie extensible (Fuente: Sun, 2017)

Figura 69: Diseño de CFRP desarrollo longitudinal de viga. Fuente propia

Figura 70: Diseño de CFRP

• CORTE

En el ítem 4.2.1 se realizó el análisis de las vigas peraltadas concluyendo que requieren reforzamiento para resistir el esfuerzo cortante de las nuevas cargas.

A continuación, se comenzará a realizar el nuevo diseño para que las vigas que están fallando por corte puedan cumplir con el requerimiento el cual es:

$$\phi V_n \geq V_u$$

para que así las nuevas vigas puedan resistir las nuevas cargas que se incorporaron. Se analizará una por una y así demostrar el cumplimiento.

Para el diseño de FRP en cortante se le agrega un factor más al cálculo del cortante nominal (V_n).

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

Donde:

V_c y V_s son las ecuaciones ya señaladas en el ítem 4.5.2

$$V_f = \frac{A_f v \times f_{fe} \times (\sin \alpha \times \cos \alpha) \times df}{sf}$$

Ecuación. 11-3 (ACI Committee 440, 2008)

Ψ : factor de reducción según tipo de envoltura

Donde:

- A_{fv} : área de refuerzo de FRP

Se calcula con la siguiente ecuación:

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

. Ecuación 11-4. (ACI Committee 440, 2008)

Donde:

n: número de capas de FRP

t_f : espesor de FRP

w_f : ancho de FRP

- f_{fe} : Esfuerzo efectivo del FRP

Se calcula con la siguiente ecuación:

$$f_{fe} = E_f \times \epsilon_{fe}$$

(Ec. 11 – 5) (ACI Committee 440, 2008)

Donde:

E_f : Modulo de elasticidad del FRP

ϵ_{fe} : deformación efectiva del FRP

- α : Ángulo entre el FRP y el eje longitudinal de la viga
- d_f : Altura efectiva
- s_f : Separación entre ejes de cada fibra

Algunos de estos datos se pueden identificar mejor mediante la siguiente fig. 71.

Figura 71: Dimensionamiento de FRP. Fuente: (ACI Committee 440, 2008)

Análisis

Se analizaron las vigas peraltadas debido al esfuerzo cortante sin considerar el factor de FRP para obtener el resultado de cuanto resisten las vigas según los datos que salen en los planos. El procedimiento de este análisis se explica en el ítem 3.2.2 donde se obtiene como resultado que:

$$\phi V_n = 13.58 \text{ tonf}$$

Por lo tanto, cada valor de esfuerzo cortante menor que 13.58 tonf va a requerir algún tipo de reforzamiento para poder cumplir con los nuevos requisitos de carga. Para efecto de resumen se mostrará cómo se realizó el análisis para dos tramos de los dos ejes principales de vigas peraltadas (2 y 3).

Para el diseño de FRP se tomarán las siguientes condiciones:

- 1) El tipo de FRP que se utilizará para el diseño es SikaCarbodurS512 por ser el más común en el mercado peruano.
- 2) Se utilizará el tipo de envoltura en tiras por ser el que más se acomoda constructivamente hablando ya que no requiere se interfiera con las losas al momento de aplicar el refuerzo FRP.

- 3) Estos son los datos técnicos que se aplican al diseño de FRP.

DIMENSIONES			
TIPO	ANCHO MM	ESPESOR MM	ÁREA DE CORTE TRANSVERSAL MM ²
Sika® CarboDur® S Módulo E>165,000 N/mm ²			
S512	50	1.2	60

Figura 72: Características de FRP seleccionado. Fuente: Hoja técnica de producto

- 4) El módulo de elasticidad 165 000 N/mm² se transforma a kg/cm² que son las unidades con la que se está efectuando esta investigación. Equivale a 1 682 531.75 kg/cm².
- 5) El espesor es 1.2 mm que en cm equivale a 0.12 cm. Y el ancho de fibra es 5 cm.
- 6) El ángulo que se considera para el diseño es de 90° debido a que generalmente las fallas por corte son a 90° o 45°, por lo que esta se debe contrarrestar con refuerzo perpendicular al ángulo de falla.
- 7) Se diseña con un ϵ_{fe} (deformación efectiva del FRP) de 0.004 por ser el más crítico según norma ACI 440.

Con todas estas consideraciones mis variables son: el número de capas (n), la separación entre fibras (sf), y la altura efectiva (df).

VIGAS PERALTADAS

Se analiza la siguiente viga peraltada del eje 4:

- Viga peraltada segundo piso (VP 303 de 0.30 x 0.40)

Figura 73: Viga VP 303 de 0.30 x 0.40. Fuente: Plano Proyecto Poma-Cimentación

Figura 74: Resultados del ETABS de esfuerzo cortante. Fuente Etabs

El esfuerzo cortante es máximo (16.23 tonf) a 4.2 m del eje D, y es mínimo (-16.69 tonf) a 0.3 m del eje D.

Después de realizar distintas pruebas las condiciones que llevan a cumplir a la viga por cortante son:

- ✓ # de capas: 1
- ✓ $D_f = 35$ cm
- ✓ $S_f = 5$ cm
- ✓ $\Theta = 90^\circ$

Con estos factores queda la siguiente expresión como resultado.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$25.03 \text{ tonf} \geq 16.689 \text{ tonf} \text{ CUMPLE}$$

Figura 75: Bosquejo del refuerzo con FRP. Fuente: Propia

Resumen de diseño de vigas peraltadas que fallan por corte y reforzadas con FRP en el eje 4.

Tabla 28: Resultados de cortante del tramo II. Fuente Propia

Eje principal 4 – Tramo II eje B-C		
Vigas peraltadas fallan en los extremos	Vu (máximo)(tonf)	ΦV_n con FRP (tonf)
103	16.75	25.03
203	16.69	25.03
303	18.46	25.03
403	22.39	25.03

Tabla 29: Resultados de cortante del tramo I. Fuente Propia

Eje principal 4 – Tramo I eje A - B		
Vigas peraltadas fallan en los extremos	Vu (máximo)(tonf)	ΦV_n con FRP(tonf)
203	19.212	29.269
303	22.272	29.269
403	23.099	29.269
503	18.439	29.269

Se repite el mismo procedimiento de análisis para las vigas peraltadas del eje 4 que se exceden por corte.

Resultados de viga peraltada del tercer piso VP 302 de 0.30 x 0.40

Figura 76: Resultados de VP 302 en cortante. Fuente: Etabs

Se observa que el cortante en la zona negativa es mayor que $\Phi V_n = 13.58$ tonf.

Tomando las mismas consideraciones mencionadas anteriormente los factores que son variables quedan de la siguiente manera:

- ✓ # de capas: 1
- ✓ $D_f = 25$ cm
- ✓ $S_f = 15$ cm
- ✓ $\Theta = 90^\circ$

Con lo que queda como resultado: 27.456 tonf > 23.244 tonf

Resumen de diseño de vigas peraltadas que fallan por corte y reforzadas con FRP en el eje 4.

Tabla 30: Resultados del análisis tramo II. Fuente: Propia

Eje principal 4 – Tramo II eje C - B		
Vigas peraltadas fallan en los extremos	Vu (máximo)(tonf)	ΦV_n con FRP(tonf)
103	21.004	27.46
203	20.886	27.46
303	23.244	27.46
403	27.039	27.46
503	18.426	27.46

Tabla 31: Resultados del análisis tramo I. Fuente: Propia

Eje principal 4 – Tramo I eje A - B		
Vigas peraltadas fallan en los extremos	Vu (máximo)(tonf)	ΦV_n con FRP(tonf)
203	18.715	27.46
303	21.589	27.46
403	22.378	27.46
503	18.616	27.46

4.3.2.2 Diseño de columnas con fibra de carbono (CFRP)

- **FLEXO – COMPRESIÓN**

Para este diseño de reforzamiento con fibra de carbono se utilizaron las fórmulas mencionadas en el punto 3.2.3.1 de esta investigación, donde se señalan las ecuaciones para calcular los nuevos puntos del diagrama de interacción luego de aplicarle el reforzamiento con FRP.

Para nuestro ejemplo se escogió la columna C-3. Sin embargo, como ya se mencionó anteriormente en el ítem 4.3.1.2 se analizaron todas las columnas. Se obtuvo como resultado que las columnas C1, C2, C3 necesitan ser reforzadas.

Previamente, del modelo Etabs se obtuvieron los datos para generar un diagrama de interacción real de acuerdo a las estructuras construidas y a las nuevas cargas de diseño.

Con lo que se obtuvo la siguiente gráfica:

Diagrama de interacción columna C3

Figura 77: Distribución de interacción de columnas sin confinar eje x. Fuente: Propia

Figura 78: Distribución de interacción de columnas sin confinar eje y. Fuente: Propia

Se observa que hay puntos que se encuentran fuera del diagrama de interacción por lo que esta columna necesitaría algún tipo de reforzamiento para flexo compresión.

Antes esto se aplica la plantilla armada con lo previamente explicado para cada fórmula, donde la variable es el tipo de FRP. Para este diseño se eligió SikaWrap 600 C. Tiene las siguientes características.

- Módulo de elasticidad: 744 392 kg/cm²

- Espesor de tejido: 0.017 cm
- Deformación efectiva: 0.0068

Aplicando el diseño la gráfica queda de la siguiente manera:

Figura 79: Distribución de interacción de columnas confinada con CFRP eje x. Fuente: Propia

Figura 80: Distribución de interacción de columnas confinada con CFRP eje y. Fuente: Propia

Aplicando las fórmulas de la norma ACI 440 con las características de la fibra de carbono Sika Wrap 600C, el diagrama de interacción queda de esta forma y engloba todos los

puntos generados por las nuevas sobrecargas. Aportando un importante reforzamiento al esfuerzo de flexo – compresión que se da en las columnas.

Cálculo de puntos del diagrama de interacción

Columna C2:

Figura 81: Columna C2 antes de reforzar.

Primero se tiene calcular algunos factores que van a depender del tipo de fibra de carbono que se seleccione para elaborar el diseño.

a) Deformación efectiva:

$$\text{En el punto A: } \varepsilon_{fe} = K_e \cdot \varepsilon_{fu}$$

$$\text{En los puntos B, C y D: } \varepsilon_{fe} = K_e \cdot \varepsilon_{fu} \leq 0.004$$

Donde:

- ✓ K_e : factor de eficiencia = 0.55.
- ✓ ε_{fu} : Deformación del última por condiciones ambientales = 0.013 cm. Según especificaciones técnicas.
- ✓ CE : factor ambiental se menciona en la tabla N° 10 (condiciones interiores)

Por lo tanto:

$$\varepsilon_{fu} = 0.013 \cdot 0.95 = 0.01235 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.95 \cdot 0.01425 = 0.0068 \text{ cm}$$

b) Esfuerzo último de confinamiento

$$Fl = \frac{2Ef \times n \times tf \times \varepsilon fe}{D}$$

- ✓ Ef: Modulo de elasticidad de SikaWrap 600C = 744 392 kg/cm²
- ✓ N: número de capas: 1 (se seleccione inicialmente 1 capa para probar el diseño).
- ✓ Tf: espesor del tejido = 0.017 cm (especificaciones técnicas del producto anexo IV)
- ✓ εfe : deformación efectiva = 0.0068 cm
- ✓ D: base de la columna = 60 cm

Para punto A:

$$Fl = \frac{2 * 744392 \times 1 \times 0.017 \times 0.0068}{60} = 5.68$$

c) Resistencia a la compresión con FRP

$$f'cc = f'c + \Psi f \times 3.3ka \times fl$$

- ✓ Para columnas rectangulares de sección h x b: $ka: \left(\frac{A_e}{A_c}\right) \left(\frac{b}{h}\right)^2$, donde A_e/A_c define la relación entre el área de la sección de la columna efectivamente confinada por el FRP y el área de la sección de la columna sujeta a compresión.
- ✓ $\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{b}{h}\right)(h-2r_c)^2 + \left(\frac{b}{h}\right)(h-2r_c)^2 \right]}{3A_g} \rho_g$, donde A_g es el área bruta de la sección de la columna, r_c es el radio de curvatura de la esquina redondeada de la columna y ρ_g es la relación del refuerzo longitudinal.

En la práctica una cuantía de refuerzo (ρ_g) de 0.003 es considerada la cuantía máxima que no reducirá la efectividad del confinamiento

b: base de la columna = 30 cm

h: ancho de la columna = 60 cm

rc: radio de curvatura = 3 cm. Para efecto de diseño se probará este radio para ver si llega a cumplir.

pg: relación del refuerzo longitudinal = 0.003

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{60}{30} \right) \times (30 - 2 \times 3)^2 + \left(\frac{30}{60} \right) \times (60 - 2 \times 3)^2 \right]}{3 \times 60 \times 30} - 0.003}{1 - 0.003} = \mathbf{0.515}$$

$$\mathbf{K_a = 0.515 \times \left(\frac{60}{30} \right)^2 = 2.06}$$

Por lo tanto, el factor de forma para la columna rectangular C3: **Ka= 2.06.**

- Ψ_f : factor de reducción adicional recomendado por el ACI es igual a 0.95

Seguidamente se calcula la resistencia a la compresión con el refuerzo de fibra de carbono (CFRP):

Para Punto A:

$$\mathbf{f'_{cc} = 210 + 0.95 \times 3.3 \times 2.06 \times 5.68 = 246.7 \text{ Kg/cm}^2}$$

d) Módulo de elasticidad confinado con fibra de carbono (E2)

$$E2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}} = \frac{246.7 - 210}{0.01} = 3669.65 \text{ kg/cm}^2$$

*Como se mencionó en el ítem 3.2.3.1 el valor límite de la deformación máxima en compresión del concreto confinado (ε_{ccu}) es 0.01. Por lo tanto, este es el valor que se utilizará para el diseño con el objetivo de analizar la condición más crítica.

E) Cálculo de punto en el diagrama de interacción

- Punto A (compresión pura)

Con los valores previamente calculados:

$$\phi P_n (A) = 0.8 \times \phi [0.85 f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$\phi P_n (A) = 0.8 \times 0.65 [0.85 \times 246.7 (30 \times 60 - 6 \times 1.98) + 4200 \times 6 \times 1.98] = 220922 \text{ kg}$$

$$\mathbf{\phi P_n(A) = 220.92 \text{ ton}}$$

$$\mathbf{\phi M_n(A) = 0}$$

- Punto B y C

Se calcularon los coeficientes con las ecuaciones del ACI 440 mencionadas en el ítem 3.2.3 donde la variable entre el punto B y C es el valor de la profundidad del eje neutro ("c"). Que se calcula de la siguiente manera:

Para B: $c = d$ (altura efectiva)

$$\text{Para C: } c = d * \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{ccu}}$$

Donde:

$\varepsilon_{ccu} = 0.01$. Para efecto de diseño en la condición más crítica.

$\varepsilon_{sy} = 0.004$. Deformación de fluencia del acero

En base a esto:

$$\text{Para punto B: } c = 30 - 1.58/2 - 4 = 25.21 \text{ cm}$$

* 1.58 es el diámetro del acero de 5/8" convertido a cm

$$\phi P_n(B) = 135.74 \text{ ton}$$

$$\phi M_n(B) = 17.2 \text{ ton}$$

***Cálculos de coeficientes señalados en ítem 3.2.3**

$$\text{Para punto C: } c = 24.25 * \frac{0.01}{0.004 + 0.01} = 17.32 \text{ cm}$$

$$\phi P_n(C) = 106.22 \text{ ton}$$

$$\phi M_n(C) = 19.04 \text{ ton}$$

***Cálculos de coeficientes señalados en ítem 3.2.3**

Con estas coordenadas calculadas se puede elaborar el diagrama de interacción previamente señalado en la figura n°37

Figura 82: Bosquejo de refuerzo con FRP para columnas

Figura 83: Desarrollo vertical de la fibra de carbono columna C3

Como se mencionó en el punto 3.2.3 de diseño a flexo compresión para CFRP, las esquinas de las columnas rectangulares a reforzar deben trabajarse de tal manera que quede curva. Esto con el objetivo que los filos no corten la fibra de carbono (CFRP) a colocar alrededor de todo el elemento.

Figura 84: Forma de aplicar CFRP para columnas rectangulares. Fuente (Sika 2016)

CAPÍTULO V: EVALUACION TÉCNICO-ECONÓMICO

En el presente capítulo se explicará el procedimiento de cálculo y análisis en los que se fundamenta la evaluación técnico-económica de las alternativas de reforzamiento. En primer lugar, se explica la evaluación técnica, donde se analizan todos los aspectos de este carácter tales como: proceso constructivo, aporte de cada reforzamiento y tiempo de ejecución (cronograma). En segundo lugar, se explica acerca de la evaluación económica, donde se analiza principalmente el presupuesto económico de manera global y a detalle (metrados y cuantificación de partidas). Finalmente, mediante un análisis comparativo, se contrastarán todos los resultados para concluir con la alternativa óptima de acuerdo a los criterios mencionados.

5.1 Evaluación Técnica

5.1.1 Proceso de instalación y Control de Calidad

❖ Encamisado de concreto

Para que las vigas peraltadas y las columnas de concreto armado puedan recibir con éxito los refuerzos mediante el encamisado de concreto reforzado se deberá proceder de la siguiente manera:

- Se colocan puntales en la zona a trabajar. Recomendable hacer este trabajo en vigas por partes, es decir: apuntalar, encofrar, vaciar, y luego paso a trabajar la siguiente parte. Para no debilitar toda la viga.
- Se deberá preparar la superficie que va a estar en contacto con el nuevo concreto.
- Para tal fin se deberá despojar la capa de la superficie ya sea de la viga o columna, picándola.
- Posteriormente una vez ya picada la sección de viga o columna se deja al descubierto las armaduras de la viga de concreto.
- Se limpia la superficie que va a estar en contacto con el concreto nuevo.

La unión entre concreto existente y concreto nuevo es un punto importante. El propósito es conseguir que las partes de obra compuestas por diferentes elementos funcionen como si se tratara de una estructura homogénea. Para lograrlo, la unión entre el concreto existente y el concreto nuevo debe ser capaz de transferir las tensiones rasantes sin movimientos relativos de tal magnitud que el comportamiento estático quede afectado significativamente. Además, la unión debe ser durable en el ambiente, es decir, los elementos estructurales compuestos no deben cambiar su modo de acción con el tiempo.

Para una unión entre concretos exitosa se va a utilizar un adhesivo de dos componentes a base de resinas epoxica. Este adhesivo se utiliza como puente de unión entre concreto endurecido y concreto fresco.

En este caso vamos a utilizar el adhesivo de la casa comercial SIKADUR. El adhesivo, en concreto, es Sikadur®-33 es un adhesivo estructural, tixotrópico, de dos componentes, a base de resina epoxica que se presenta en cartuchos.

Para la colocación de armaduras y concreto nuevo requiere la conexión directa de las armaduras longitudinales originales y las armaduras longitudinales y transversales de refuerzo nuevas, estas deben estar confinadas en su totalidad. Además, se deben colocar anclajes para asegurar la adherencia del concreto nuevo con el concreto viejo. Para estos anclajes se recomienda utilizar un sistema de anclaje adhesivo epóxico. Entre ellos está la opción del HIT RE- 500. (ver anexo IV)

Esta es la razón por la que se pican las columnas y vigas y se dejan al descubierto las armaduras de la misma.

Los procedimientos para la colocación de las armaduras y el concreto serán los siguientes:

- a) Se deben realizar las perforaciones de los anclajes a una profundidad tal que sobrepasen los estribos de la estructura original. Estos anclajes se colocan a criterio ya que no existe una norma ni un diseño específico para estos elementos.
- b) Se limpia las perforaciones para luego colocar el anclaje epóxico HIT RE – 500, seguido del anclaje para que de esa manera quede perfectamente adherido al concreto viejo.

Figura 85: Anclajes con adhesivo epoxico HIT RE – 500. Fuente: Hilti Corporation

- c) Colocación de las armaduras longitudinales y transversales de refuerzo.

Figura 86: Corte de viga con los anclaje y encamisado de concreto

- d) Los siguiente es encofrar la zona correctamente apuntalada y aplomada para finalmente vaciarlo con concreto de $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- e) El soporte de la estructura reforzada no se quitará hasta que no haya endurecido el concreto y no haya entrado en carga, es decir a los 28 días.

❖ Refuerzo con CFRP

Al igual que con el encamisado de concreto reforzado, se ha comprobado que la fibra de carbono (CFRP) aumenta la capacidad de flexión, cortante, y flexo compresión de los elementos estructurales del hotel. El siguiente paso sería instalar este refuerzo de manera óptima siguiendo los procedimientos que recomienda la norma ACI 440.

Los procedimientos para la instalación de los sistemas FRP son generalmente brindados por los fabricantes de dichos productos, y varían según el tipo de lámina que se utilice. Se tienen que tomar en cuenta las siguientes consideraciones para instalar el refuerzo.

- **Consideraciones de temperatura y humedad**

Son consideraciones que si no se toman en cuenta pueden afectar el desempeño del sistema FRP. Las condiciones que deben observarse antes y durante la instalación incluyen la temperatura de la superficie del concreto, la temperatura del aire, la humedad relativa y el punto de rocío correspondiente. Con respecto a las resinas epoxicas y los adhesivos no deben aplicarse sobre superficies mojadas o húmedas a menos que hayan sido formulados para tales aplicaciones. Los sistemas de CFRP no se deben aplicar a superficies de concreto que están sujetas a transmisión de vapor de humedad. La transmisión de vapor de humedad desde una superficie de concreto burbujea y puede comprometer la unión entre el sistema de CFRP y el sustrato.

- **Proceso de instalación y control de calidad**

- a) La superficie debe estar limpia. Ver fig. 86 y 87

Figura 87: Agregados desprendidos

Figura 88 Buena Preparación

b) Eliminación de los defectos locales.

Después de la preparación general, los defectos locales como hoyos, jorobas, etc. quedan expuestos y tienen que ser resanados o aplanados. Los pequeños defectos se pueden eliminar con un mortero epóxico. Para los defectos más grandes, el resane se debe hacer teniendo en cuenta el sentido de tracción del refuerzo de fibra de carbono, tal como se muestra en las siguientes figuras (fig. 88. y 89).

Figura 89: Lo que no se debe hacer

Figura 90: Lo que se debe hacer

c) Aislamiento de la superficie.

No es necesario resanar siempre. Lo normal es eliminar de preferencia, las ondulaciones de más de 5mm, y regularizar dejando la superficie rugosa. Para ello se utiliza lijas, cepillos mecánicos, etc.

d) Corte a longitud de las bandas de fibra de carbono.

El tejido se entrega en rollos, con anchos estándar, y los cortes se hacen siempre en el sentido del ancho. No se admiten cortes longitudinales puesto que, si se corta el hilo de ligadura, el tejido se deshace y el encolado es más difícil. El puesto de trabajo debe estar instalado en un lugar limpio y seco y debe tener una longitud suficiente. El corte se hace con una cuchilla y una regla por el centro de banda adhesiva.

Figura 91: Esquema de un puesto de corte

Figura 92: Esquema de un puesto de corte

e) Mezcla de la resina epoxica.

Normalmente, las resinas se entregan en un conjunto de dos partes (resina y endurecedor). El fabricante deberá especificar su consumo. Las 2 partes deben estar mezcladas totalmente antes de su aplicación. El mezclado se hace directamente dentro la lata más grande de los dos componentes mediante un mezclador en forma de hélice (ver fig. 92). El fabricante deberá indicar el tiempo de mezcla y las prestaciones de la máquina a utilizar. Otros datos que se recomienda conocer son: la fecha de caducidad del producto, la vida útil de la mezcla en función de las condiciones climáticas.

Figura 93: Mezclador

f) Aplicación de la primera capa de resina epoxica.

Se aplica la primera capa de epoxico con rodillos de modo que esta penetre en las irregularidades del soporte, y asegure así una buena impregnación de la superficie. Para grandes superficies, se pueden utilizar rodillos, por ejemplo. El proceso se realiza en dos fases:

Primero se aplica la resina sobre el soporte como si fuera una pintura para que penetra bien en el concreto.

Después, se aplica la resina en sobre espesor de la primera para llegar al espesor deseado.

g) Aplicación de las bandas de tejido de carbono.

El tejido siempre deberá ser aplicado sobre una capa de resina epoxica húmeda. La colocación se realiza mediante un desenrollador de ser el caso (Ver fig. 93), desde una extremidad hacia la otra por aplacado del reverso de la mano sobre la resina de encolado según se avanza. Hay que poner mucha atención en el sentido de la colocación. Es recomendable trazar antes una línea de referencia para colocar las bandas rectas. La banda del tejido debe colocarse sin pliegues, pero tampoco con un estiramiento excesivo, sobre un soporte perfilado previamente cuando fuera necesario. Después de la colocación, el tejido debe estar firmemente aplacado sobre el soporte mediante un pegado que permita la impregnación del epoxico en la fibra y la eliminación de las eventuales burbujas de aire.

Una vez el tejido está colocado, es necesario aplastarlo con un rodillo de pintor seco protegido con un revestimiento de banda adhesiva. Esta operación va a permitir que el exceso de resina colocada sobre el soporte impregne el tejido. Después de la operación de pegado, el tejido debe tener un ligero tacto pegajoso, aunque la presencia de resina no sea perceptible en todos los puntos.

Figura 94: Desenrolladora en obra

h) Aplicación de los anclajes con fibra de carbono

Luego de limpiar la superficie de concreto en contacto con la lámina CFRP, se perfora un agujero para el anclaje CFRP y se inserta epoxico en los orificios perforados para los anclajes CFRP. (ver fig 94)

Figura 95: Aplicación de epoxico para los agujeros de los anclajes CFRP Fuente: (Huaco, 2013)

Las láminas de CFRP se colocan antes de la instalación de los anclajes de CFRP. Los anclajes CFRP se insertan usando un alambre para empujar el anclaje CFRP dentro del orificio perforado como se muestra en la Figura. El material remanente del agujero se extendió como se muestra en la Figura 8. Después de completar la instalación de las láminas de CFRP y los anclajes de CFRP, se corta el cable utilizado para insertar el anclaje.

Figura 96: Instalación de anclaje CFRP en viga de concreto. Fuente: (Huaco, 2013)

Figura 97: Extensión fuera del agujero de anclaje CFRP. Fuente: (Huaco, 2013)

Es recomendable colocar un pequeño parche cuadrado de CFRP sobre la raíz del anclaje (o abanico). Los parches que cubren el ancla CFRP se muestran en la Fig. 97. La dirección del filamento del CFRP era la misma que en la lámina de CFRP. Las dimensiones de los parches se basaron en el ancho de la lámina CFRP que se está anclando. Finalmente, se pasó un rodillo saturado con el epóxico sobre la lámina y el agujero de anclaje.

Figura 98: Aplicación del parche en el anclaje CFRP. Fuente: (Huaco, 2013)

i) Aplicación de la capa epóxica de cierre.

La segunda capa de resina (llamada capa de cierre) aporta la materia epoxídica que permite terminar la impregnación del tejido. Esta segunda capa se aplica inmediatamente después de la colocación del tejido y anclaje; y en ningún caso después de la polimerización de la primera capa.

La capa de cierre se aplica mediante una espátula en el sentido de las fibras sin una presión excesiva. La cantidad de puesta en obra de esta capa deberá ser indicada por el aplicador.

La colocación nunca es totalmente uniforme. Tras el endurecimiento, se pueden observar en la superficie de la fibra de carbono zonas más o menos brillantes debido a sobre espesores de cola; estos defectos de aspecto no alteran la resistencia del refuerzo.

El ancho de la espátula debe de ser siempre inferior al ancho del tejido. Las espátulas nuevas tienen ángulos vivos que pueden lastimar el tejido, por ello es preferible esmerilar los ángulos como lo indique la fig.98.

Figura 99: Espátula para uso en obra

j) Revestimiento.

Se trata del acabado complementario que se le da al tejido para que no quede a la vista y el soporte tenga una mejor estética. Los más habituales son: arena, pintura, etc

5.1.2 Resistencia total de los dos tipos de reforzamiento

Los valores de diseño analizados en el capítulo anterior permitirán comparar los tipos de reforzamientos estudiados. Este comparativo nos lleva a una evaluación de factibilidad que permitirá escoger cuál de los dos tipos de reforzamiento podría ser el óptimo en cuanto a las solicitudes requeridas por la incorporación del gimnasio en los pisos 3 y 4 de la edificación.

Para momento flector:

Figura 100:

Comparativo de momentos resistentes a flexión en viga peraltada 303. Fuente: Propia

Para esfuerzo cortante:

Figura 101: Comparativo de esfuerzos cortantes nominales en viga peraltada 303. Fuente: Propia

El grafico de barras anterior (Fig. 99 y Fig. 100) se puede observar el incremento de los esfuerzos a flexión y cortante ($Tn.m$) dependiendo del reforzamiento que se quiera utilizar.

Figura 102: Comparación de los dos tipos de reforzamientos en columnas. Fuente: Propia

De la figura anterior (Fig. 101) se puede visualizar que el reforzamiento de CFRP aumenta en mayor porcentaje que el encamisado en la zona de tracción. El encamisado tiene un mayor incremento en la zona de compresión. Sin embargo, ambos están cumpliendo con las solicitaciones requeridas.

5.1.3 Tiempo de ejecución

Se estima un tiempo de ejecución de 48 días aproximadamente para el encamisado de concreto reforzado y 15 días para la fibra de carbono. Para la estimación de tiempos, también se utilizaron los rendimientos presentados en el libro “Costos y Presupuestos en Edificación” (CAPECO, 2003). El plan de ejecución se muestra a detalle en los diagramas de Gantt adjuntos en el anexo III.

Figura 103: Comparativo del tiempo de ejecución de cada reforzamiento. Fuente: Propia

5.2 Evaluación Económica

En el presente subcapítulo se explica acerca de la evaluación económica, donde se presentan los análisis de precios unitarios (APUs), partidas respecto a los costos parciales, y finalmente los presupuestos que comprenden el costo directo total de ejecutar cada alternativa de cimentación. De esta manera, se realizará un análisis comparativo de los resultados obtenidos en los dos escenarios de cada tipo de reforzamiento estudiado.

5.2.1 Análisis de precios unitarios

Teniendo en cuenta el proceso constructivo detallado previamente, y los planes de ejecución planteados, se estimaron los precios unitarios de cada partida que comprenden los dos tipos de reforzamiento. A continuación, en las tablas N°32 y 33 se muestra el resumen del costo directo total, teniendo en cuenta el sol (S/.) como moneda. El cálculo a detalle de los precios unitarios se encuentra adjunto como anexo I “Presupuestos”.

Tabla 32: Resumen de PPTO Encamisado de Concreto Reforzado

RESUMEN PRESUPUESTO				
Obra:		REFORZAMIENTO HOTEL POMA		
Propietario:		MARCELINA AMANDA POMA FLORES		
Tiempo de obra (meses) =		2.17 Meses		
Tipo de Cambio =		3.33		
ITEM	DESCRIPCIÓN	COSTO S/.	%	COSTO \$
01.00	OBRAS PROVISIONALES	80,427.98	26.69%	24,152.55
02.00	ESTRUCTURAS	161,654.87	53.65%	48,545.01
03.00	ARQUITECTURA	59,236.31	19.66%	17,788.68
COSTO DIRECTO		S/. 301,319.16	100.00%	\$90,486.24
	Gastos Generales	5.00%	S/. 15,065.96	\$4,524.31
	Utilidad	8.00%	S/. 24,105.53	\$7,238.90
	Subtotal		S/. 340,490.65	\$102,249.45
	IGV	18.00%	S/. 61,288.32	\$18,404.90
	Total		S/. 401,778.97	\$120,654.35

Tabla 33: Resumen de PPTO FRP

RESUMEN PRESUPUESTO				
Obra:		REFORZAMIENTO HOTEL POMA		
Propietario:		MARCELINA AMANDA POMA FLORES		
Tiempo de obra (meses) =		0.67 Meses		
Tipo de Cambio =		3.33		
ITEM	DESCRIPCIÓN	COSTO S/.	%	COSTO \$
01.00	OBRAS PROVISIONALES	50,353.03	11.65%	15,121.03
02.00	ESTRUCTURAS	377,360.00	87.31%	113,321.32
03.00	ARQUITECTURA	4,500.00	1.04%	1,351.35
COSTO DIRECTO		S/. 432,213.03	100.00%	\$129,793.70
	Gastos Generales	5.00%	S/. 21,610.65	\$6,489.69
	Utilidad	8.00%	S/. 21,610.65	\$10,383.50
	Subtotal		S/. 475,434.33	\$146,666.88
	IGV	18.00%	S/. 85,578.18	\$26,400.04
	Total		S/. 561,012.51	\$173,066.92

Figura 104: Comparativo de presupuesto entre encamisado de concreto reforzado y CFRP. Fuente: Propia

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones.

- En primer lugar, después de agregar las nuevas sobrecargas debido al cambio de uso (gimnasio en piso 3 y 4) se realizó la evaluación estructural de los nuevos momentos actuantes vs los momentos resistentes iniciales de las vigas peraltadas del edificio. Teniendo como resultado que la mayoría fallaron por flexión, siendo las más críticas: VP 302,303,402,403.

- ✓ $M_u (-) VP 302 = 7.89 \text{ ton.m}$ vs $\Phi M_n (-) VP 302 = 8.32 \text{ ton.m}$
- ✓ $M_u (-) VP 303 = 11.43 \text{ ton.m}$ vs $\Phi M_n (-) VP 303 = 8.32 \text{ ton.m}$
- ✓ $M_u (-) VP 402 = 9.57 \text{ ton.m}$ vs $\Phi M_n (-) VP 402 = 8.32 \text{ ton.m}$
- ✓ $M_u (-) VP 403 = 10.96 \text{ ton.m}$ vs $\Phi M_n (-) VP 403 = 8.32 \text{ ton.m}$

Con respecto a las columnas, se realizó la evaluación a flexo compresión mediante el diagrama de interacción, obteniendo como resultado que la columna C1. C2 y C3 requieren ser reforzadas para cumplir con los nuevos requerimientos del cambio de uso. Se tomo como ejemplo la columna C-3 y se pudo observar que hay puntos fuera del diagrama de interacción (ver fig. 56 y 57).

- En segundo lugar, se realizó la evaluación estructural de los nuevos esfuerzos a cortante último vs el esfuerzo cortante nominal de las vigas. Teniendo como resultado que la mayoría de las vigas peraltadas del edificio fallaron por cortante, siendo las más críticas: VP 302,303,402,403. Como se explicó en el capítulo 4 de evaluación estructural, el esfuerzo cortante nominal se calcula con la distribución de estribos, teniendo como resultado:

$$\phi V_n = 15.81 \text{ tonf.}$$

Siendo los resultados de esfuerzo cortante último:

- ✓ $V_u VP 301 = 19.21 \text{ tonf}$
- ✓ $V_u VP 302 = 22.27 \text{ tonf}$
- ✓ $V_u VP 403 = 23.24 \text{ tonf}$
- ✓ $V_u VP 404 = 18.44 \text{ tonf}$

Como se observa, el cortante nominal obtenido es 15.81 tonf, valor que es menor a las nuevas cargas últimas que se generan debido a la nueva sobrecarga. Concluyendo que las vigas peraltadas tienen que ser reforzadas para cumplir con los nuevos requerimientos estructurales.

Por otro lado, se realizó la evaluación de las columnas en cortante. En el anexo VII (Diseño cortante columna) se muestra la evaluación estructural que concluye que las columnas no requieren un diseño de reforzamiento ya que cumplen con los nuevos requerimientos para este esfuerzo.

- En tercer lugar, se diseñaron los dos tipos de reforzamiento (encamisado de concreto reforzado y CFRP) para cada elemento según las solicitudes requeridas considerando las normas vigentes nacionales e internacionales obteniendo los siguientes resultados para las vigas más críticas:

- Encamisado de concreto reforzado vigas a flexión

Mu (-) VP 302= 7.89 ton.m vs Φ Mn (-) VP 302= 28.33 ton.m

Mu (-) VP 303= 11.43 ton.m vs Φ Mn (-) VP 303= 21.65 ton.m

Mu (-) VP 402= 9.57 ton.m vs Φ Mn (-) VP 402= 28.33 ton.m

Mu (-) VP 403= 10.96 ton.m vs Φ Mn (-) VP 403= 28.33 ton.m

- CFRP vigas a flexión

- Mu (-) VP 302= 7.89 ton.m vs Φ Mn (-) VP 302= 18.54 ton.m
 - Mu (-) VP 303= 11.43 ton.m vs Φ Mn (-) VP 303= 12.86 ton.m
 - Mu (-) VP 402= 9.57 ton.m vs Φ Mn (-) VP 402= 18.54 ton.m
 - Mu (-) VP 403= 10.96 ton.m vs Φ Mn (-) VP 403= 18.54 ton.m

- Encamisado de concreto reforzado vigas a cortante

- Vu VP 301= 19.21 tonf vs Φ Vn = 30.03 tonf
 - Vu VP 302= 22.27 tonf vs Φ Vn = 30.03 tonf
 - Vu VP 403= 23.24 tonf vs Φ Vn = 30.03 tonf
 - Vu VP 404= 18.44 tonf vs Φ Vn = 30.03 tonf

- CFRP vigas a cortante

- Vu VP 301= 19.21 tonf vs Φ Vn = 27.46 tonf
 - Vu VP 302= 22.27 tonf vs Φ Vn = 27.46 tonf
 - Vu VP 403= 23.24 tonf vs Φ Vn = 27.46 tonf

- $V_u VP 404 = 18.44 \text{ tonf}$ vs $\Phi V_n = 27.46 \text{ tonf}$

Para las columnas se puede observar en la fig. 101 que ambos tipos de reforzamiento están cumpliendo con las solicitaciones requeridas.

Estos diseños de reforzamiento son el resultado de lo analizado en el capítulo 4 de esta investigación. Concluyendo que con ambos tipos de reforzamiento se puede llegar a cumplir con los requerimientos estructurales necesarios debido a esta nueva sobrecarga.

- En cuarto lugar, si solo analizamos la parte económica, la alternativa más factible resultaría ser el refuerzo mediante el encamisado de concreto reforzado. Si embargo, el tiempo de duración de las actividades y el aporte en los esfuerzos es mucho más significativo para el reforzamiento mediante CFRP. Por otro lado, si se escogiera la alternativa de refuerzo CFRP el hotel podría iniciar sus operaciones en un tiempo más raudo que el encamisado (58% más rápido) por lo que la inversión realizada para el reforzamiento de CFRP la podría recuperar en un menor tiempo debido a la demanda que podría abordar.

Con respecto al método constructivo ambos tienen similitud en que requieren algún tipo de anclaje y epóxico que garantice la adherencia del reforzamiento con el concreto antiguo. Sin embargo, la diferencia está en que el trabajo con CFRP es más limpio y rápido comparado al encamisado de concreto (por propiedades mismas del concreto armado).

- Si bien en los gráficos comparativos expuestos en el ítem 5.1.2 acerca de las nuevas resistencias a esfuerzos con reforzamiento, muestran que el encamisado tiene un mayor valor, el objetivo principal de reforzar es que cumpla con el nuevo requerimiento de sobrecarga. Esto se cumple para ambos tipos de reforzamientos lo cual no es factor determinante para definir cuál es más óptimo. Por otro lado, en la parte de procedimientos constructivos se concluye que el reforzamiento con fibra de carbono es más efectivo (por tiempo y limpieza) que el procedimiento para encamisado de concreto reforzado, siendo el factor tiempo determinante para la ejecución de este reforzamiento porque le permitiría al propietario poner en funcionamiento sus instalaciones con mayor rapidez. Finalmente, está el factor económico que tiene a la fibra de carbono por encima del encamisado de concreto por S/. 100 000 más; que podría terminar siendo un factor decisivo para el cliente, pero que se podría compensar con el rápido funcionamientos de las nuevas

instalaciones del edificio que le podrían significar recuperar la inversión en un menor tiempo.

Es por esto por lo que se concluye que la fibra de carbono es el tipo de reforzamiento más óptimo a ejecutar.

6.2 Recomendaciones.

- En primer lugar, se recomienda continuar con la línea de investigación para las cimentaciones y plantear la alternativa óptima en cuanto a costo-beneficio que bien podría ser reforzar la totalidad de la edificación o en todo caso hacer la demolición completa y plantear una nueva estructura.
- En segundo lugar, con respecto a los polímeros reforzados, se recomienda investigar otras alternativas de reforzamiento como las fibras de vidrio y aramidas. Es importante tener un manual de diseño de dichos materiales para así poder realizar un comparativo de cuanto es el aporte de cada material hacia los elementos estructurales y poder concluir que uso de polímeros reforzados podría ser la mejor opción al momento de reforzar una edificación de concreto armado.
- Se recomienda realizar estudios de reforzamientos estructurales en tipos de suelos complejos (suelos inestables, baja capacidad portante, etc) debido a que el mejoramiento de las cimentaciones y posterior reforzamiento podría tener una gran incidencia en los costos finales.
- Algunos estudios experimentales en laboratorios han demostrado la importancia de la utilización de anclajes para el buen desempeño del reforzamiento con CFRP. Demostraron que utilizar solo láminas de CFRP no logra obtener el esfuerzo resistente total requerido. Sin embargo, hay escasas recomendaciones disponibles para diseñar anclajes de diferentes tipos de polímeros (CFRP, vidrio, etc) es por ello la importancia de seguir una línea de investigación con los anclajes para el reforzamiento de los elementos estructurales.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Izquierdo, J. (junio 2015). Guía práctica de reforzamiento de sistemas estructurales (tesis de maestría). Escuela politécnica superior de edificaciones de Barcelona, España
- Bradley, A. (2016). Processing, structure, and properties of carbon fibers. Composites. El Sevier, (36), 345-362.
- Ramírez J, Barcena J, Feijoo M. (1978). Métodos de refuerzo y su comportamiento en vigas de hormigón armado de edificación. Informes de la construcción, (31), 53-64.
- ACI 440.2R-02 (2002), Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Reported by ACI Committee 440. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA
- Busnelli A, López R, Adué J. (2015). Refuerzos de viga de hormigón armado con láminas de PRFV. 1-19.
- Leeming M.B., J.J.Darby (1998) Design and specifications for FRP plate bonding of beams.
- Flores, L. (2015). Fibras de carbono: Reforzamiento de estructuras. CIV, 7, 46-48.
- American Concrete Institute, ACI Committe 440-2R. (2008). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. American Concrete Institute.
- Machado, A. d. (2006). Refuerzo de las estructuras de concreto armado con fibras de carbono. Belo Horizonte, BASF MBrace.
- Carlos Cházaro Rosario Octavio Alvarez Valadez. (2004). Elección del tipo de acero para estructuras. 2004, de Instituto Mexicano de la construcción en acero Sitio web: <https://www.gerdau.com/gerdaucorsa/es/products/services/products/po-de-acero.pdf>
- “Manual of Steel Construction 2005”, American Institute of Steel Construction (AISC)
- “Diseño de Estructuras de Acero: LRFD Method”, Jack C. McCormac, Alfaomega. 2008, México.
- “Normas Técnicas Complementarias para Estructuras Metálicas (NTC)”, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), 2004.
- López O, Marinilli A, Bonilla R, Fernández N, Domínguez J, Coronel D. Trino G, Baloa y Ramón Vielma. (julio de 2010). Evaluación sismo resistente de edificios escolares en Venezuela. Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V, Vol. 25, pp. 81–94
- Dueñas Hernández, José Ángel. (2015). Reforzamiento de estructuras con FRP (Fiber reinforced polymers), Aplicación al caso de refuerzo a flexión de vigas metálicas
- Diseño de estructuras de concreto reforzados con fibra de carbono. Aspectos básicos de la norma ACI 440, Vol. 1, 166 - 172
- Wu Y.F., Griffith M.C., Oehlers D.J. (2003) "Improving the Strength and Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Columns through Composite Partial Interaction: Tests" Journal of Structural Engineering 129(9), 1183–1190
- Bresson J. (1971) “Nouvelles recherches et applications concernant l’ utilization de collages dans les structures. Beton plaque” Annales l’ institute technique, n°

- Dussek, I.J. (1974) "Strengthening of bridge beams and similar structures by means of epoxy- resin-bonded external reinforcement" Transport and research record 785, 21-24
- SENCICO. (2009). Norma E060 Concreto Armado. En Reglamento Nacional de Edificaciones(13 - 150). Perú: DIGIGRAF CORP.
- Landeta, L. (2013). Reforzamiento de estructuras de hormigón armado con FRP (Fiber Reinforced Polymers). Aplicación al caso de refuerzo de una losa y columnas de un salón de audiovisuales y un auditorio (tesis de grado). Escuela Politécnica del ejército, Sangolquí, Ecuador
- Oliveros, M (2013). Evaluación de la durabilidad de estructuras de concreto de armado utilizando equipos y métodos de ensayos no destructivos (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú
- Comelli A., (2002), Refuerzo y rehabilitación de estructuras con lámina de fibra de carbono, XVII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, 19 p., Rosario, Argentina.
- Refuerzo y Rehabilitación de Estructuras, CINPAR 2010, Córdoba- Argentina
- Monti and Santini, Journal of Composites for Construction, Vol. 6(3), Reliability-based calibration of partial safety coefficients for FRP, 2002.
- Ayala Galindo, Julie Andrea. "ESTUDIO DEL MÉTODO DE RECRECIDO EN CONCRETO ARMADO PARA EL REFUERZO DE VIGAS Y COLUMNAS DE UNA EDIFICACIÓN" , 2018
- W. Sun, W.M. Ghannoum, J.O. Jrisa, Behavior of anchored carbon fiberreinforced polymer(CFRP) strips on strengthening reinforced concrete structures, ACI Mater. J. 113 (2) (2016) 163–172.
- Sun, W. (2017). Development of a testing methodology for the design and quality control of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) anchors. Construction and Building Materials, (164), 150-163.
- Gianluca Minguzzi "Fiber Reinforced Plastics". Florencia (Italia). Editorial Alinea, 1998.
- ALEGRIA, Nestor (2016): "Refuerzo de estructuras de concreto mediante FRP", p.1-50.
- Peña Ramos, Carlos E.. (2008). Uso de telas poliméricas reforzadas con fibras FRP) para la rehabilitación y refuerzo de infraestructura y edificaciones. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, (1), 1-20
- Huaco, G. (2009). Quality Control Test For Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Anchors For Rehabilitation (Tesis de maestria), University of Texas, Usa.

ANEXO I

PRESUPUESTOS DE LOS

DOS TIPOS DE

REFORZAMIENTOS

ANEXO II

PLANOS INICIALES Y

PLANOS CON LOS

REFORZAMIENTOS

ANEXO III

CRONOGRAMAS DE

EJECUCIÓN

ANEXO IV

HOJAS TECNICAS

ANEXO V

ANÁLISIS DE VIGAS

ANEXO VI
RESUMEN DE VIGAS
REFORZADAS CON CFRP
Y ENCAMISDO DE
CONCRETO REFORZADO

ANEXO VII

ANÁLISIS DE

COLUMNAS

ANEXO VIII

RESULTADO DE

COLUMNAS

REFORZADAS

ANEXO XI

GRÁFICA DE PORTICOS