



FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

**COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO
CON VIGAS REFORZADAS A FLEXIÓN CON CFRP**

Tesis para optar el título de Ingeniero Civil que presenta el bachiller:

Edson Antonio Cajaleón León

Asesor: Mag. Ing. Christian Alberto Asmat Garaycochea

Lima, 2017



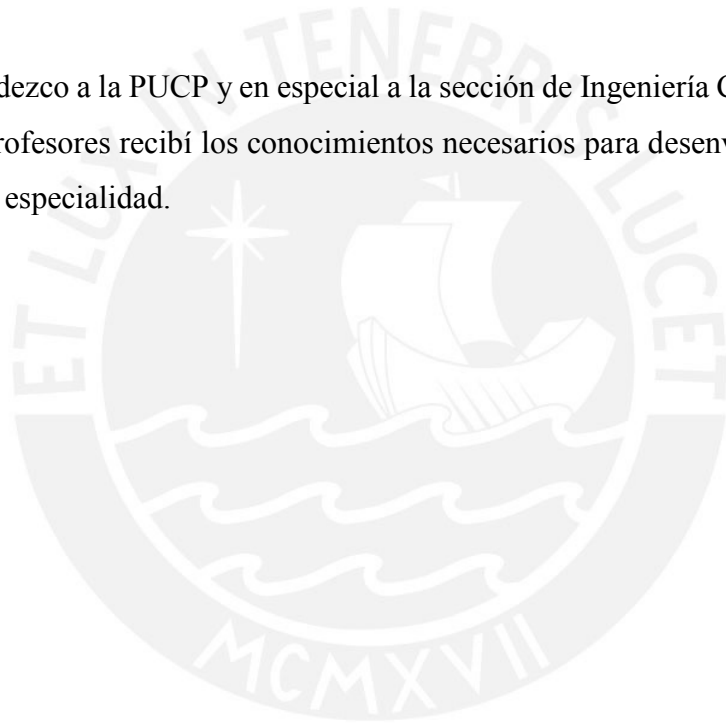
*Dedico esta tesis
a todos aquellos que formaron
parte de mi vida universitaria, pero principalmente
a mis padres: Marco y Tania, y a mi hermano: Carlos.*

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a Dios por permitirme culminar de forma satisfactoria el presente trabajo de tesis. De la misma forma, agradezco a mis padres Marco Cajaleón y Tania León por el cariño y la confianza que depositaron en mi para poder finalizar los estudios universitarios. Asimismo, a mi hermano Carlos Cajaleón y a todos mis familiares y amigos por los ánimos y apoyo moral que en algún momento necesité.

Agradezco de forma incondicional a mi gran asesor el Mag. Ing. Christian Asmat por la constancia y disponibilidad para los asesoramientos durante el tiempo que se desarrolló la tesis.

Finalmente, agradezco a la PUCP y en especial a la sección de Ingeniería Civil que mediante sus destacados profesores recibí los conocimientos necesarios para desenvolverme en todos los ámbitos de la especialidad.



RESUMEN

Ante un incremento de solicitaciones sísmicas en una estructura, el cual puede ser generado por incremento de la sobrecarga, o por una debilitación de la estructura por deterioro, las estructuras podrían requerir un reforzamiento.

Entre los distintos tipos de reforzamiento empleados actualmente, se tiene, dentro de los casos de intervención externa, el uso de fibra de carbono. Este material se instala exteriormente, de forma no invasiva, al concreto armado empleando resinas epóxicas para aumentar la resistencia. Sin embargo, disminuye la ductilidad de la sección debido a que el CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) es un material frágil.

Comúnmente se diseña el refuerzo con CFRP de las vigas en la zona de mayores momentos negativos y positivos debido al incremento de las cargas de gravedad o por deficiencia en estos elementos. Pero, por otro lado, restringe la capacidad de la estructura para desplazarse inelásticamente antes de la rotura.

El propósito del presente trabajo de tesis es introducir una nueva configuración de instalación de CFRP; es decir, colocándola solo en la zona de momentos positivos de las vigas. De esta forma, la estructura podrá rotularse en los momentos negativos permitiendo un mayor desplazamiento a la estructura que se traducirá en una mejora de su ductilidad.

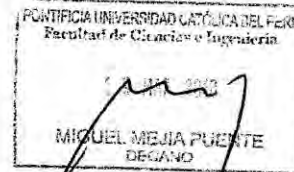
Para ello en este trabajo se diseñarán cuatro pórticos distintos que cumplirán con la Norma E.030 y la Norma E.060. Se idealizarán los pórticos en el programa SAP2000 con ciertas dimensiones que cumplan una deriva de entrepiso de 6‰. Luego, a los pórticos se colocarán todos los casos de cargas, así como las combinaciones de cargas pertinentes y el espectro de respuesta según los parámetros de sitio correspondientes, con lo que se podrá determinar el diseño de cada sección de concreto armado. Por lo tanto, si aumentamos la sobrecarga, las secciones de concreto armado de las vigas necesitarán un reforzamiento. Se reforzarán de dos maneras: a) la primera consiste en reforzar la zona de momentos positivos y negativos, y b) la segunda consiste solo en reforzar la zona de momentos positivos. Se diseñan las secciones de concreto armado para ambas maneras de reforzamiento, se calcula los diagramas de momento-curvatura de todas las secciones y dichos datos se cargan al programa para asignar las rótulas plásticas de cada elemento.

Finalmente, con un análisis estático no lineal, o también llamado pushover, que consiste en aplicar a la estructura con fuerzas horizontales incrementales, se obtendrá la curva de capacidad de la estructura. Esta curva se convertirá en espectro de capacidad para poder ser comparado con registros sísmicos de tres localidades distintas y determinar su desempeño en cada uno. Con dichos resultados, se procederá a comparar el desempeño de una estructura sin reforzar, reforzada en la zona de momentos positivos y negativos, y reforzada solo en la zona de momentos positivos.



TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : Comportamiento inelástico de pórticos de concreto armado con vigas reforzadas a flexión con CFRP
Área : Estructuras – Investigación
Asesor : Mag. Ing. Christian Alberto Asmat Garaycochea
Alumno : EDSON ANTONIO CAJALEON LEON
Código : 2011.2390.412
Tema N° : # 448
Fecha : Lima, 12 de marzo de 2018



1. RESUMEN

Ante un incremento de solicitaciones sísmicas en una estructura, el cual puede ser generado por incremento de cargas gravitacionales debido a un cambio de uso, o por una debilitación de la estructura por deterioro, etc. Las estructuras podrían requerir un reforzamiento. Entonces, entre los distintos tipos de reforzamiento tenemos el externo con fibra de carbono que, de forma no invasiva, se adhiere al concreto armado para aumentar la resistencia, pero disminuyendo así la ductilidad de la sección debido a que CFRP es un material frágil. En ese sentido, comúnmente se refuerzan las vigas tanto en los momentos negativos como positivos, lo cual permitirá a la estructura resistir mayores solicitaciones sísmicas por alguna variación en las cargas de gravedad o en los elementos. La finalidad es introducir una nueva configuración de instalación de CFRP colocándola solo en los momentos positivos, de esta forma la estructura podrá rotularse en los momentos negativos permitiendo un mayor desplazamiento que se traduce una mejora en la ductilidad.

Para ello se diseñarán los pórticos cumpliendo con las normas respectivas de diseño de concreto armado. Después, se crearán dichos pórticos en el programa SAP2000 con las dimensiones exactas para posteriormente, se calcular el ancho de columnas y muros para que la deriva de entre piso sea como máximo 6%. Ya en el programa, luego de incluir las cargas, se colocarán todos los casos de cargas, así como los combos pertinentes y el espectro de respuesta por norma según los parámetros de sitio correspondientes y con ello el diseño de cada sección de concreto armado. Posteriormente, se aumentan las sobrecargas para incluir el diseño de CFRP para las secciones de concreto armado en vigas para los nuevos casos de cargas. Luego de ello, se obtendrán los diagramas de momento curvatura de cada sección de concreto armado tanto de vigas, muros y columnas, así como para las secciones de viga con CFRP. Los resultados de los diagramas se cargarán al programa SAP2000 los cuales permitirán al programa reconocer las rótulas plásticas de todos los elementos. Finalmente, con ayuda del programa, se calcularán las curvas de capacidad para convertirlas en espectros de capacidad y poder compararlas con sismos de 3 lugares distintos y determinar su desempeño. Los resultados de los desempeños de cada pórtico no reforzado y reforzado con la configuración 1 y la configuración 2 ante los sismos de cada lugar distinto serán comparados para obtener las conclusiones del caso.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo General

El objetivo general es demostrar que con un correcto diseño y configuración de CFRP, al reforzar un pórtico de concreto armado, se puede lograr un reforzamiento manteniendo un buen desempeño inelástico. De tal manera se obtendrá un

comportamiento sísmico adecuado de la estructura ante mayores solicitaciones que no fueron concebidas al inicio del diseño.

2.2 Objetivos específicos

- Analizar el dimensionamiento de diferentes pórticos bajo el análisis pushover, incluyendo cargas verticales.
- Obtención de los diagramas de momento curvatura de las distintas secciones, con y sin incluir CFRP.
- Análisis comparativo entre los dos tipos de configuraciones de reforzamiento de los pórticos (con y sin reforzar en el momento negativo).
- Determinar cómo la CFRP afecta a la ductilidad y resistencia de los pórticos bajo las configuraciones establecidas.

3. JUSTIFICACIÓN Y ALCANCE

El mundo crece a ritmo exponencial, y son los avances en la tecnología quienes cumplen un papel importante. Gracias a ello se logró obtener el CFRP (Carbon fiber reinforced polymer) el cual es un material muy usado en distintas industrias, una de ellas es la de la construcción. Su uso es apropiado y recomendable para el reforzamiento de pórticos; puesto que, a diferencia de otros métodos de reforzamiento, no significa una variación considerable en las dimensiones de la estructura, aunque el costo pueda resultar mayor. Reforzar una estructura conlleva una gran responsabilidad, pues aparte del favorecimiento hacia el medioambiente y la sostenibilidad del planeta al reutilizar un edificio, son las vidas de los ocupantes lo más importante.

Luego de un movimiento sísmico de gravedad es común observar los daños en las estructuras; así como cuando se reemplaza la carga de diseño por una que la supere considerablemente, es necesario realizar un refuerzo que mejore la situación del edificio, de lo contrario, repercutirá negativamente en las vidas de los ocupantes. Entre las opciones de reforzamiento se encuentra el plástico reforzado con fibra de carbono (CFRP), el cual es un material cuyas propiedades mecánicas y físicas benefician considerablemente al comportamiento de un pórtico. Entre sus características se contemplan que no presenta plasticidad, el límite de rotura coincide con el límite elástico, posee una baja densidad, elevada resistencia a las altas temperaturas (a temperaturas del orden de los 1500–2000 °C presenta un incremento de sus prestaciones), un coeficiente de dilatación térmica lineal prácticamente nulo, buena conductividad eléctrica y térmica; sin embargo, el coste es considerablemente alto y es un motivo por el que se debe evaluar las opciones de reforzamiento, para de alguna forma conseguir el método apropiado.

Un pórtico puede comportarse de distintas formas dependiendo de las solicitaciones por el que se ve afectado, asimismo de ellas depende el diseño de la estructura. Sin embargo, cuando es sobre esforzada sufre deformaciones que inicialmente no han sido contempladas en el diseño; puesto que, se sobrepasa la carga máxima aceptada. Es en este punto en donde el refuerzo con el plástico reforzado con fibra de carbono actúa en las vigas, específicamente en los momentos negativos y positivos, para de esta mejorar el rendimiento de la estructura.

El proyecto está enfocado en encontrar la mejor disposición de la fibra de carbono en un pórtico, pues esto mejoraría el comportamiento y además sería un ahorro monetario. La investigación en la especialidad de estructuras, aparte de exigente, es interesante y es motivo de estar atento a cualquier circunstancia e independiente de qué tipo de estructura y dónde está ubicada. Este tema permitirá que la reutilización de edificios no sea solo una alternativa, sino una solución precisa y certera en cuanto al aumento de cargas en una edificación cualquiera.

GA
GZ

En ese sentido, la tesis abarcará los temas de diseño de concreto armado, diagramas de momento curvatura en los elementos, curvas de capacidad que se convertirán en espectros de capacidad que se obtendrán mediante las herramientas del programa SAP2000, espectros de demanda de tres países distintos para el cálculo de desplazamientos inelásticos y, por ende, según el SEAOC, calcular el rendimiento de la estructura.

La tesis se limitará a calcular el rendimiento de pórticos de concreto armado, para medir el desplazamiento inelástico máximo hallado por métodos no lineales como el que el programa SAP2000 nos permite emplear. En ese sentido, se comparará los casos de reforzamiento con CFRP de una misma estructura, así como sin el reforzamiento con CFRP. No obstante, éstos solo son pórticos en un plano, no se analizarán en 3D.

4. METODOLOGÍA Y PLAN DE TRABAJO:

- Se idearán cuatro pórticos de cierto número de tramos y número de pisos, aleatorios para darle una mayor dispersión a los resultados.
- Se estimarán los anchos de muros y columnas para que respeten la deriva de 6% según sea el caso, obteniendo así dos casos de pórticos con sistema de columnas, uno con sistema de muros y otro con sistema dual.
- Se incluyen las cargas y los casos de cargas, combos y espectros de respuesta de diseño según los parámetros de sitio establecidos.
- Obtención de los diagramas de momento flector para el diseño de las secciones de concreto armado según las normas.
- Incremento de sobrecarga que obligará a las secciones a un reforzamiento con CFRP para resistir las nuevas solicitaciones, por ende, un diseño de secciones de concreto armado con CFRP.
- Cálculo de los diagramas de momento-curvatura de todas las secciones para la posterior ubicación de rótulas plásticas en las estructuras.
- Obtención de curvas de capacidad mediante el análisis pushover proporcionado por el programa SAP2000.
- Conversión de las curvas de capacidad en espectros de capacidad para permitir el cálculo de desplazamientos inelásticos ante los espectros de demanda de tres países distintos.
- Según la tabla del SEAOC se obtendrá el rendimiento de todos los pórticos en los distintos casos (sin reforzar, configuración 1 y configuración).
- Comparación de rendimientos y análisis de los mismos para obtener conclusiones acerca de cómo reforzar según el sistema que se emplee en términos de ductilidad y resistencia.

NOTA
Extensión máxima: 100 páginas.

VB°

Dr. Nicola Tarque
Director de Investigación



Contenido

Capítulo 1 PRESENTACIÓN	15
1.1. INTRODUCCIÓN	15
1.2. OBJETIVOS	16
1.2.1. Objetivo General	16
1.2.2. Objetivos específicos.....	16
1.3. HIPÓTESIS DE TRABAJO	16
Capítulo 2 MARCO TEÓRICO	18
2.1. ANTECEDENTES	18
2.2. CONCEPTOS BÁSICOS.....	22
2.2.1. RESISTENCIA.....	22
2.2.2. RIGIDEZ.....	24
2.2.3. DUCTILIDAD.....	25
2.3. DIAGRAMA DE MOMENTO-CURVATURA.....	29
2.4. ANÁLISIS NO-LINEAL PUSHOVER.....	31
2.5. CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA	32
2.5.1. CONVERSIÓN DE CURVA DE CAPACIDAD A ESPECTRO DE CAPACIDAD	33
2.5.2. DESPLAZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	34
Capítulo 3 MARCO NORMATIVO	36
3.1. NORMA ACI 318 S-14	36
3.1.1. MÉTODO DE ANÁLISIS	36
3.1.2. MÓDULO DE ELASTICIDAD	36
3.1.3. DISPOSICIÓN DE LA CARGA VIVA	36
3.1.4. RESISTENCIA REQUERIDA.....	36
3.2. GUÍA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE REFUERZO EXTERNO DE LÁMINAS DE FRP PARA CONCRETO ARMADO (ACI-440.2R-08)	37
3.2.1. MATERIALES	38
3.2.2. RECOMENDACIONES Y REQUERIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN	39
3.2.3. RECOMENDACIONES DE DISEÑO	39
3.3. NORMA E.060.....	42
3.3.1. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS.....	42
3.4. NORMA E.030.....	43

3.5.1.	ESTADOS DE DESEMPEÑO	43
Capítulo 4	METODOLOGÍA	45
4.1.	CONSIDERACIONES GENERALES	45
4.1.1.	DISPOSICIÓN DE LA FIBRA DE CARBONO EN LAS VIGAS	45
4.1.2.	DIAGRAMAS DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES	46
4.2.	DESCRIPCIÓN DE PÓRTICOS	48
4.3.	DISEÑO DE CONCRETO ARMADO DE LOS PÓRTICOS	51
4.4.	DIMENSIONAMIENTO DE FIBRA DE CARBONO	51
4.5.	OBTENCIÓN DE DIAGRAMAS DE MOMENTO-CURVATURA	52
4.6.	REGISTRO DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS EN EL PROGRAMA SAP2000	55
4.7.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	55
4.8.	RENDIMIENTO DE LA ESTRUCTURA	55
Capítulo 5	RESULTADOS Y ANÁLISIS DE PÓRTICOS REFORZADOS Y NO REFORZADOS	57
5.1.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS PÓRTICOS	57
5.1.1.	COLUMNAS Y MUROS	57
5.1.2.	VIGAS	60
5.2.	METRADO DE CARGAS	61
5.3.	DIAGRAMAS DE MOMENTO CURVATURA	62
5.4.	CURVA Y ESPECTRO DE CAPACIDAD DEL ANÁLISIS PUSHOVER	65
5.4.1.	CURVA DE CAPACIDAD, ESPECTRO DE CAPACIDAD Y SECTORIZACIÓN SEGÚN SEAOE EN PÓRTICOS SIN REFORZAR	66
5.4.2.	CURVA DE CAPACIDAD, ESPECTRO DE CAPACIDAD Y SECTORIZACIÓN SEGÚN SEAOE EN PÓRTICOS CON REFORZAMIENTO CONFIGURACIÓN 1	68
5.4.3.	CURVA DE CAPACIDAD, ESPECTRO DE CAPACIDAD Y SECTORIZACIÓN SEGÚN SEAOE CON REFORZAMIENTO CONFIGURACIÓN 2	70
5.5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	73
5.5.1.	ESPECTROS DE DEMANDA	73
5.5.2.	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE PÓRTICOS CON SISTEMA DE COLUMNAS	74
5.5.3.	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE PÓRTICOS CON SISTEMA DE MUROS	78
5.5.4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE PÓRTICOS CON SISTEMA DUAL	82
Capítulo 6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	86
6.1.	CONCLUSIONES	86

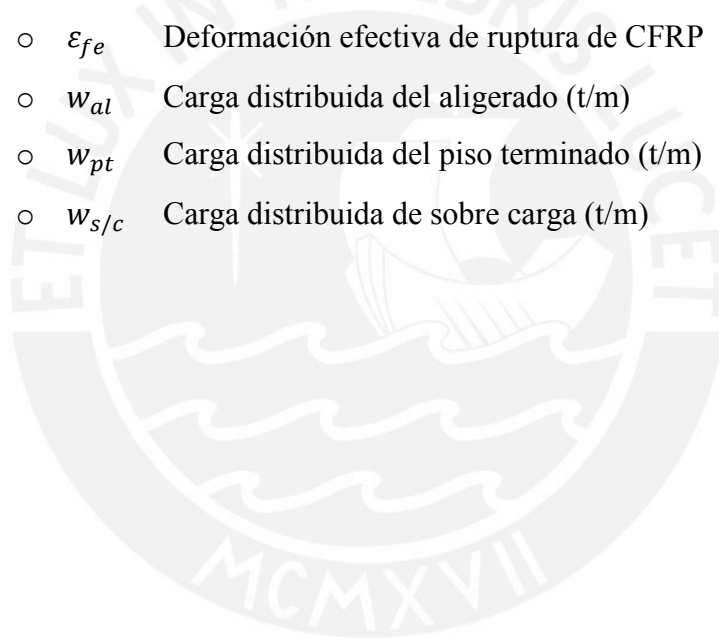
6.2. RECOMENDACIONES	87
Capítulo 7 BIBLIOGRAFÍA.....	88



GLOSARIO

- A_s Acero de refuerzo
- T Periodo
- Z Zonificación
- U Uso de la Edificación
- S Tipo de Suelo
- R Factor de reducción
- N_t Número de tramos de viga en un pórtico
- A_f Área de CFRP
- N_p Número de pisos
- H Altura de entrepiso
- L Longitud de Viga
- N_t Número de tramos (N_t)
- A_{col} Ancho de columna
- CM Carga muerta
- CV Carga viva
- A_{piso} Área de un piso de un pórtico
- W Peso de un pórtico
- F_{SISMO} Fuerza del sismo
- S_a Seudo aceleración
- F_i Fuerzas distribuidas debido al sismo
- P_i Peso estimado de cada piso
- f_f Esfuerzo de la fibra de carbono
- ΔM_u Variación de momento debido al aumento de cargas
- \emptyset Factor
- γ Peso específico del concreto
- h_{alig} Altura del aligerado
- w_{pp} Carga distribuida del peso propio de la viga
- L_n Luz libre de viga
- w_{al} Carga distribuida del aligerado

- w_{pt} Carga distribuida del piso terminado
- $w_{s/c}$ Carga distribuida de sobre carga
- f_y Esfuerzo de fluencia del acero
- ϕ Curvatura de sección
- ε_f Deformación Unitaria de la fibra de carbono
- E_f Módulo de elasticidad de la fibra de carbono
- ε_{fd} Deformación de la lámina de CFRP para la desunión
- f'_c Resistencia nominal del concreto
- n Número de capas de CFRP
- T_f Espesor de una capa de CFRP
- ε_{fe} Deformación efectiva de ruptura de CFRP
- w_{al} Carga distribuida del aligerado (t/m)
- w_{pt} Carga distribuida del piso terminado (t/m)
- $w_{s/c}$ Carga distribuida de sobre carga (t/m)



Capítulo 1 PRESENTACIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

El mundo crece a ritmo exponencial y son los avances en la tecnología los que cumplen un papel importante. Gracias a ello se logró obtener el CFRP (Carbon fiber reinforced polymer), el cual es un material muy usado en distintas industrias; una de ellas es la de la construcción. Su uso es apropiado y recomendable para el reforzamiento de pórticos de concreto armado, puesto que, a diferencia de otros métodos de reforzamiento, no genera una variación considerable en las dimensiones de los elementos de la estructura, aunque el costo pueda resultar mayor.

Luego de un movimiento sísmico fuerte es común observar los daños en las estructuras, así como cuando se reemplaza la carga de diseño por una que la supere considerablemente, es necesario realizar un refuerzo que mejore la situación del edificio, de lo contrario, repercutirá negativamente en las vidas de los ocupantes. Entre las opciones de reforzamiento se encuentra el polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP), el cual es un material cuyas propiedades mecánicas y físicas incrementan la resistencia de una estructura. Entre sus características se contemplan que no presenta plasticidad, el límite de rotura coincide con el límite elástico, posee una baja densidad, elevada resistencia a las altas temperaturas (1500–2000 °C), un coeficiente de dilatación térmica lineal prácticamente nulo, buena conductividad eléctrica y térmica; sin embargo, el costo de CFRP es considerablemente alto y es un motivo por el que se debe evaluar otras opciones para conseguir el método de reforzamiento apropiado.

Un pórtico de concreto armado puede comportarse de distintas formas dependiendo de las solicitaciones por el que se ve afectado. Sin embargo, cuando es sobre esforzada, sufre deformaciones que inicialmente no han sido contempladas en el diseño, puesto que sobrepasa la carga con la que fue diseñada. Es en este punto en donde el refuerzo con CFRP actúa en las vigas, específicamente en los momentos negativos y positivos, para de esta forma evitar el colapso general de la edificación.

La presente investigación está enfocada en encontrar la mejor disposición de la fibra de carbono en un pórtico, pues esto mejorará el rendimiento y, además, significaría

un ahorro económico. Las conclusiones permitirán al lector determinar en qué tipo de pórtico de concreto armado (de columnas, muros o dual) reforzaría de la forma clásica, en la zona de momentos positivos y negativos, o reforzarlo con una nueva forma que sería solo en la zona de momentos positivos.

1.2. OBJETIVOS

La propuesta de esta sección es delimitar la presente tesis en un solo objetivo, pero que necesita de ciertos pasos o procedimientos definidos como objetivos específicos.

1.2.1. Objetivo General

El objetivo general es demostrar que con un correcto diseño y configuración de CFRP, al reforzar un pórtico de concreto armado, se puede lograr un reforzamiento manteniendo un buen desempeño inelástico. De tal manera se obtendrá un comportamiento sísmico adecuado de la estructura ante mayores solicitaciones que no fueron concebidas al inicio del diseño.

1.2.2. Objetivos específicos

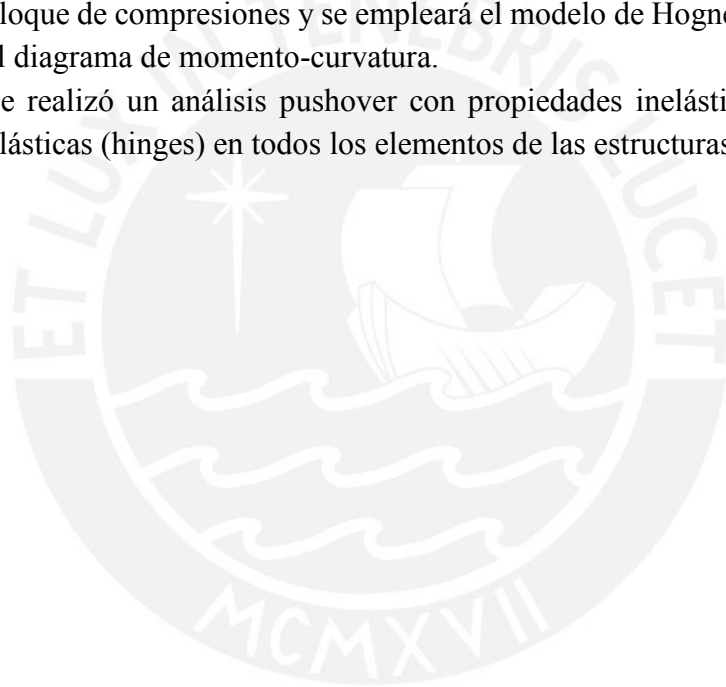
- Analizar el dimensionamiento de diferentes pórticos bajo el análisis pushover, incluyendo cargas verticales.
- Obtención de los diagramas de momento curvatura de las distintas secciones, con y sin incluir CFRP.
- Análisis comparativo entre los dos tipos de configuraciones de reforzamiento de los pórticos (con y sin reforzar en la zona de momentos negativos de las vigas).
- Determinar cómo el CFRP afecta a la ductilidad y resistencia de los pórticos bajo las configuraciones establecidas.

1.3. HIPÓTESIS DE TRABAJO

Los siguientes puntos muestran las consideraciones que se tomarán en el presente trabajo de tesis:

- Las solicitaciones para la presente tesis serán la carga viva, carga muerta y sismo.
- El reforzamiento se deberá a un aumento en la sobrecarga, de 0.25 a 0.35 toneladas por metro.

- Todos los elementos tendrán un único espesor de 0.40 metros para que la estructura pueda alcanzar la rigidez suficiente sin necesidad de aumentar la longitud de las placas.
- Los pórticos se pre-dimensionarán con una deriva de 6%, pues es un valor comúnmente alcanzado por el tipo de pórticos que se diseñarán.
- El reforzamiento con CFRP se realizará solo en las vigas de los pórticos.
- Las columnas serán intencionalmente sobredimensionadas, pues los elementos a reforzar en cada pórtico serán solo las vigas. Es así como, al variar el diseño de las vigas (debido a un reforzamiento en ellas), se obtendrá un rendimiento de estructura distinto en cada caso de reforzamiento y también un rendimiento para la estructura sin reforzar.
- El diseño de las secciones de concreto armado se realizarán considerando el bloque de compresiones y se empleará el modelo de Hognestad para calcular el diagrama de momento-curvatura.
- Se realizó un análisis pushover con propiedades inelásticas en las rótulas plásticas (hinges) en todos los elementos de las estructuras.



Capítulo 2 MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

Actualmente se ha extendido la necesidad de mejorar el rendimiento de las estructuras en base a la disminución de costos en las operaciones. Con esta finalidad, el reforzamiento con Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP por sus siglas en inglés) surgió con una alternativa eficiente en diversas industrias como la naval, aérea, automotriz, construcción e incluso en los deportes.

La historia comienza en 1879 cuando Thomas Edison experimento con filamentos de carbono para la creación de la bombilla. Posteriormente, la empresa química Union Carbide entendía la capacidad y versatilidad de este material y es por eso que aproximadamente en 1950 empezaron a experimentar con hilos de moléculas de carbono en tejido al notar la alta resistencia a la tracción.

Luego, ya en 1963, el ministerio de defensa del Reino Unido patentó un sistema con el que se fabricaba la fibra de carbono. (Mackenzie, 2011)

Es en 1981 cuando es noticia el uso de este compuesto. Sus primeros usos dentro de este marco surgieron hace ya más de 30 años por parte de la compañía McLaren, lo incluyó en el modelamiento de un Formula-1 Figura 2.1.



Figura 2.1 McLaren develó el primer auto de fibra de carbono de Fórmula-1, el MP4/1 (Mackenzie, 2011)

Este mismo vehículo accidentalmente puso a prueba la resistencia de la fibra de carbono, cuando el conductor de la misma en una carrera perdió el control y sufrió un accidente del cual salió ileso debido al material con el que se construyó el vehículo, pues él mismo afirmó "Muchas personas en los paddock pensaron que

estaba muerto. Sé que hubo gente que estaba viendo la televisión que comenzó a llorar", cuenta a la BBC John Watson (piloto de Fórmula-1). (BBC Mundo, 2011)

Partiendo de McLaren, la compañía BMW ha iniciado la producción de automóviles (Figura 2.2). El motivo principal es usar un material lo suficientemente liviano como para reducir las emisiones de carbono y el consumo de combustible. (BBC Mundo, 2011)



Figura 2.2 Producción de CFRP en la compañía automotriz BMW (BBC Mundo, 2011)

En este mismo contexto, la fibra de carbono también revolucionó la industria aérea, pues existía una necesidad inmensa de disminuir el peso de las aeronaves; puesto que, a mayor peso, mayor es el costo para mantener el avión en el aire. (Bowler, 2014)

La elección del material es debido a su alta resistencia, "Este es un componente sobre el que recae el peso total de la fuerza que se produce cuando la aeronave vuela a 250 mph, y uno mismo es capaz de levantarla", le explica a la BBC Colin Sirett (director de investigaciones Airbus). Además, el costo de la producción de aviones disminuiría debido al uso de este material, puesto que, al ser un material liviano, aumentaría la demanda y la manufactura del producto. Un modelo de avión a base de fibra de carbono es el de la Figura 2.3 (Bowler, 2014)



Figura 2.3 Modelamiento de un avión a base de CFRP. (Bowler, 2014)

Así como en ambos casos propuestos, en el deporte y construcción ha calado como una alternativa eficiente. Especialmente en este último, las ventajas y beneficios de usar dicho material para reforzar estructuras existentes son, por ejemplo, una mejora en la resistencia de la edificación, posee una alta resistencia y rigidez en la dirección de la fibra con solo una fracción de peso a diferencia del metal, fácil manejo y transporte, puede ser usado en áreas de acceso limitado, puede ser enviado a distintas partes en rollos de fibras debido a que son capas de 1 a 1.5 mm de grosor, además, este compuesto exhibe excelentes propiedades de fatiga y creep. (Hollaway, 2011)

La Figura 2.4 muestra el esfuerzo típico que puede alcanzar el material CFRP y GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer), se puede observar que la fibra de carbono posee una mayor resistencia y lo convierte en un material importante para el reforzamiento de estructuras, aunque eso conlleva a una deformación de rotura temprana a comparación de GFRP. (Mustafa & Hassan, 2017)

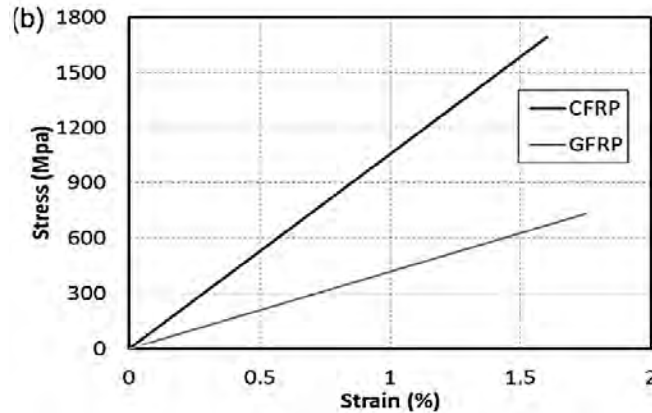


Figura 2.4 Curva de Esfuerzo vs deformación de CFRP y GFRP. (Mustafa & Hassan, 2017)

Sabiendo que mejora la resistencia de una edificación, es factible usar CFRP en estructuras existentes debido a que en algún momento de su vida útil las edificaciones no serán funcionales debido a estos principales motivos (Hollaway, 2011):

- Corrosión: Es el motivo principal de la degradación del uso de una estructura. Son afectadas por el ambiente que los rodea, así como procesos de congelamiento y descongelamiento que produce la pérdida de resistencia en las secciones de los miembros estructurales y posteriormente, la inutilización de la estructura.
- Fatiga: Este tipo de deterioro estructural puede provenir de ciclos de carga y descarga, cambios en las cargas para la cual fue diseñada la estructura, alteraciones en el mantenimiento, etc.
- Errores de diseño o en la construcción: Pobre gestión en el diseño o construcción de la edificación.

Entonces, debido a estas razones, se instala CFRP en las estructuras como reforzamiento externo para alargar el tiempo de servicio de una estructura. La instalación del CFRP se realiza pegando dicho material a un elemento estructural

mediante un Epoxy, el cual es una resina que posee propiedades mecánicas y químicas que lo convierte en el componente perfecto para CFRP.

Entre sus principales características se tiene que el elemento posee una altísima cohesión entre CFRP y concreto (incluso es el concreto quien falla primero debido al fenómeno de delaminación), bajo creep y alta resistencia ante cargas sostenidas. (Hollaway, 2011)

2.2. CONCEPTOS BÁSICOS

Para entender el desarrollo de la propuesta, es necesario manejar los siguientes términos y definiciones. Posteriormente, en el capítulo de metodología, se complementarán los conocimientos con la parte práctica; es decir, la aplicación de los temas propuestos.

2.2.1. RESISTENCIA

Para un correcto diseño de estructuras, dentro de la ingeniería, es necesario determinar la resistencia de una estructura; es decir, determinar cuál es la capacidad de la estructura para soportar determinadas sollicitaciones.

Es influenciada por las siguientes propiedades (Elnashai & Di Sarno, 2008):

a) LOS MATERIALES

Las propiedades de los materiales tales como densidad, módulo de Young (E) y resistencia influyen en la resistencia de toda la estructura.

b) LA SECCIÓN

Las propiedades de una sección cualquiera en un material cualquiera, que afecta a la resistencia, es el área de la sección (A) y el momento de inercia (I).

c) LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES

Los componentes estructurales influyen en una estructura debido a que depende de la orientación en la que se calcula la rigidez. Por ejemplo, al utilizar muros de concreto armado, la orientación varía considerablemente el momento de inercia y éste a la rigidez; asimismo, una columna no proporciona la suficiente resistencia y rigidez como la que genera un muro de concreto armado.

d) CONEXIÓN

Las conexiones entre elementos estructurales (viga-columna, columna-base, etc.) influyen debido al tipo de apoyo con el que se conectan. A este respecto, la transmisión de fuerzas y momentos serán distintos; por lo tanto, la resistencia varía.

En general, se entiende como resistencia de una estructura ante cualquier sollicitación o fuerza de sección ya sea determinada por la flexión, cortante, carga axial, torsión, etc. o la combinación de las ya mencionadas. (Ottazzi, 2016)

En la Figura 2.5 una fuerza F horizontal actúa sobre una estructura, esto origina un desplazamiento también horizontal δ . El resultado es representado en un gráfico de Cortante vs Desplazamiento lateral donde $V_{m\acute{a}x}$ representa la resistencia máxima, V_y la resistencia de fluencia y V_i una resistencia intermedia que depende del uso de la estructura. La pendiente K_0 representa la rigidez elástica de la estructura y en el eje x se encuentran todas las deformaciones δ que según la gráfica están relacionadas con las fuerzas V . En ese sentido, se definen los siguientes tipos de resistencia de acuerdo a la norma técnica peruana.

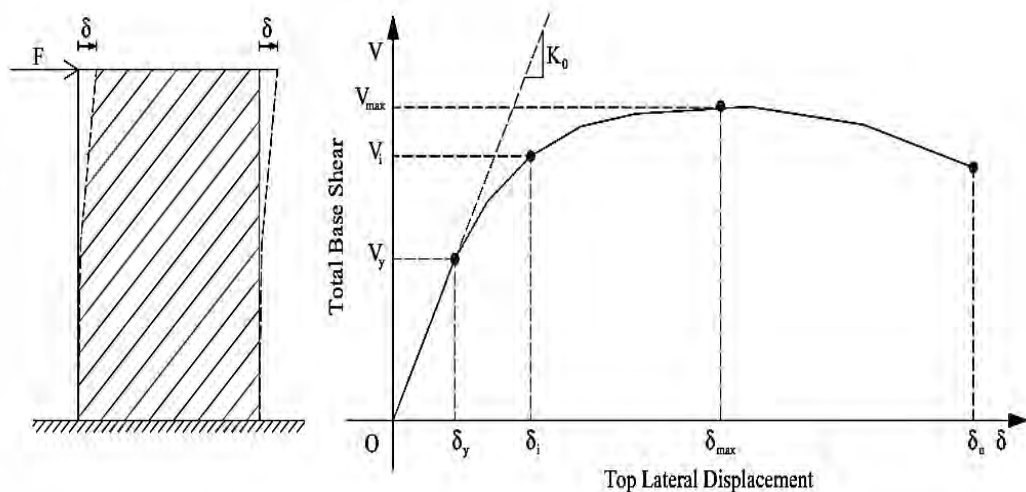


Figura 2.5 Gráfica de fuerza vs desplazamiento (Elnashai & Di Sarno, 2008)

2.2.1.1. RESISTENCIA REQUERIDA

Es la resistencia que se calcula para cada sección de concreto armado luego de aplicar las sollicitaciones amplificadas según la Norma

Peruana E.060 concreto Armado y la Norma ACI 318 14. Dichas amplificaciones provienen de factores de carga, cuya finalidad es brindar seguridad a la estructura. Esto permite que cuando exista algún aumento de carga la edificación pueda tener la capacidad de soportarla. Asimismo, las deformaciones bajo cargas de servicio no tendrán inconveniente alguno, pues están salvaguardadas por dichos factores de seguridad. (Park & Paulay, 1988)

2.2.1.2. RESISTENCIA NOMINAL

Es la resistencia que se obtiene para cada sección de concreto armado luego del diseño de la estructura; es decir, el diseño de acero para cada sección según lo estipulado por la Norma peruana E.060 concreto Armado y Norma ACI 318 14. Se determina en cada sección de acuerdo a las hipótesis establecidas.

2.2.1.3. RESISTENCIA DE DISEÑO

Es la resistencia de una sección que proviene luego de aplicarle a la resistencia nominal un factor de reducción (Φ) según la Norma peruana E.060 concreto Armado y Norma ACI 318 14. Con dicha resistencia se puede calcular el factor de seguridad para cada sección de concreto armado.

2.2.2. RIGIDEZ

La rigidez define la relación entre las cargas y las deformaciones y los componentes de una estructura. En líneas generales, la rigidez es la propiedad de una estructura de oponerse a la deformación.

En la Figura 2.6 una fuerza F horizontal actúa sobre una estructura, esto origina un desplazamiento también horizontal δ . El resultado es representado en un gráfico de Cortante vs Desplazamiento lateral donde K_0, K_s, K_t corresponden a los valores de las pendientes de la curva de respuesta en ciertos tramos. El primero K_0 representa a la rigidez inicial o rigidez elástica; el segundo K_s , la rigidez secante que se considera como la pendiente que proviene desde el punto de origen hasta el punto de análisis; el último, K_t la rigidez

tangente a un punto, que indica la variación de la rigidez de la estructura en cierta deformación.

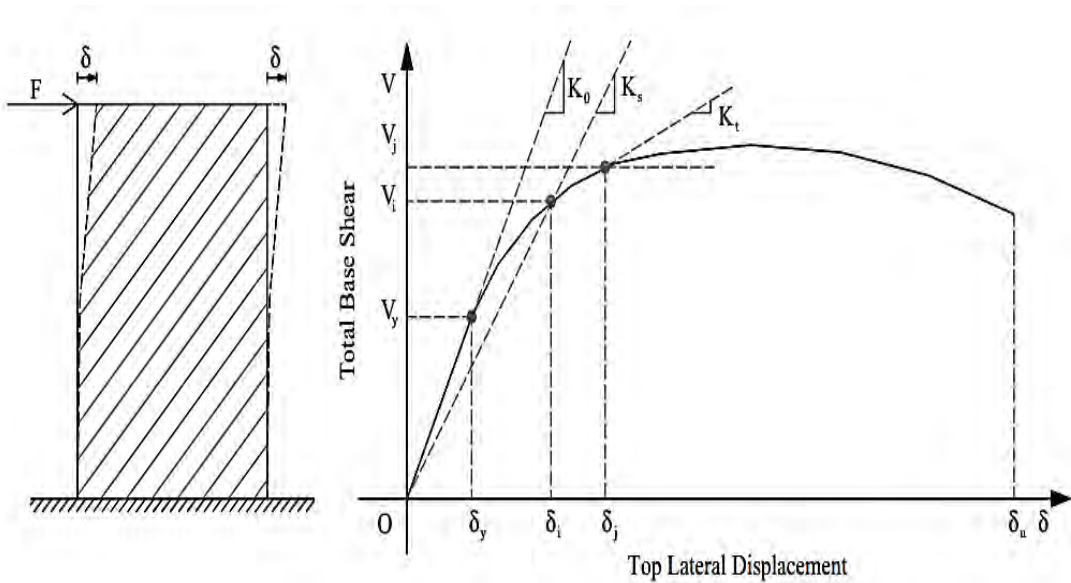


Figura 2.6 Curva de capacidad (Fuerza vs Desplazamiento) de una estructura. (Elnashai & Di Sarno, 2008)

La rigidez y la resistencia son influenciadas por las mismas propiedades mencionadas en la pág. 20 del presente trabajo (Elnashai & Di Sarno, 2008).

2.2.3. DUCTILIDAD

La ductilidad se define como la capacidad de una estructura de sobrepasar el rango elástico e incursar en el rango inelástico que implica una reducción de resistencia y rigidez en la estructura antes de llegar al colapso.

En la Figura 2.7 una fuerza F horizontal actúa sobre una estructura, esto origina un desplazamiento también horizontal δ . El resultado es representado en un gráfico de Cortante vs Desplazamiento lateral donde δ_y representa la deformación de fluencia, δ_i como la deformación a cierto punto en la gráfica, δ_{uA} como la deformación de falla frágil y δ_{uB} como la deformación de falla dúctil. En este sentido, la deformación de falla frágil siempre será menor que una deformación de falla dúctil; puesto que, según la definición de ductilidad, el elemento tendría mayor capacidad de incursionar en el rango inelástico.

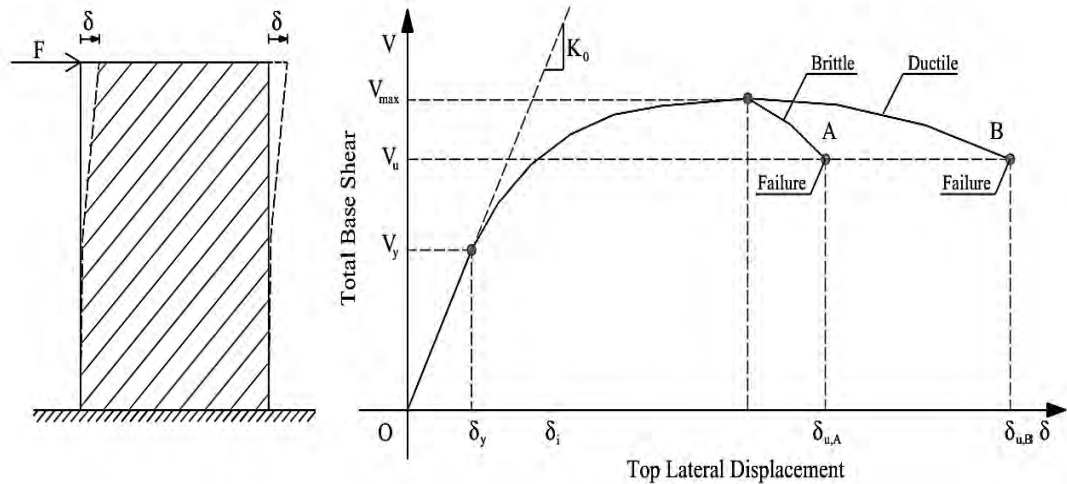


Figura 2.7 Ductilidad Estructural (Elnashai & Di Sarno, 2008)

La ductilidad, resistencia y rigidez son influenciadas por las mismas propiedades explicadas en la pág. 22, pero el caso de la ductilidad tiene ciertas particularidades explicadas a continuación (Elnashai & Di Sarno, 2008):

a) LOS MATERIALES

La ductilidad depende significativamente de las características de los materiales ante las deformaciones plásticas, pues en el caso del concreto simple y la albañilería no reforzada, estos materiales son muy frágiles; es decir, no soportan esfuerzos de tensión. De esta forma, una estructura puede resultar frágil si sus materiales no poseen la suficiente ductilidad.

b) LA SECCIÓN

La ductilidad de una sección comúnmente determina por la curvatura de la sección; a este respecto, se define la curvatura de la sección de un elemento con la siguiente expresión:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

Asimismo, la presencia de cargas axiales en un elemento también varía la ductilidad de curvatura de su sección, la Figura 2.8 muestra la variación de la ductilidad de acuerdo a las cargas aplicadas en una sección de concreto armado confinada y no confinada. En ese sentido, se puede

afirmar que una sección de concreto armado confinada permite una mayor ductilidad de curvatura, es decir, un elemento con dicha sección tendría la capacidad de desplazarse más a comparación de un elemento con las mismas dimensiones con la sección no confinada.

Por otro lado, hay otros factores que afectan la ductilidad de curvatura de una sección de concreto armado. La Tabla 2-1 muestra cuál es la respuesta de la ductilidad de curvatura de una sección ante las variaciones de ciertos parámetros. En ese sentido si ϵ_{cu} aumenta, entonces la ductilidad de curvatura incrementa; si f_c aumenta, la ductilidad de curvatura incrementa; si f_y disminuye, la ductilidad de curvatura incrementa.

Tabla 2-1 Variación de la ductilidad de curvatura en función de distintos parámetros en una sección de concreto armado. (Elnashai & Di Sarno, 2008)

Parámetros	Incremento de Ductilidad de curvatura
Deformación unitaria última del concreto (ϵ_{cu})	↑
Resistencia a compresión del concreto (f_c)	↑
Resistencia de fluencia del acero (f_y)	↓

Donde ↑ = incremento; ↓ = decremento

En resumen, las características de la sección y las cargas axiales aplicadas determinan la ductilidad de curvatura de una sección.

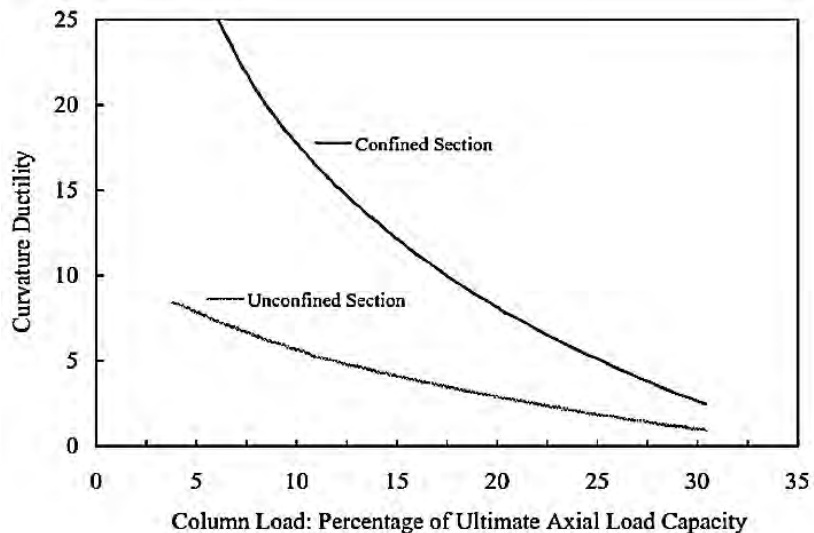


Figura 2.8 Variación de la ductilidad de curvatura de una sección de acuerdo a las cargas axiales y al confinamiento. (Elnashai & Di Sarno, 2008)

c) LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES

En este punto, la ductilidad está determinada por la ductilidad de rotación de un elemento. Representada por la siguiente expresión:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

Donde θ_y es la rotación de fluencia y θ_u es la rotación última. Estos valores están directamente relacionados con las deformaciones δ_y y δ_u explicados anteriormente.

d) CONEXIÓN

Las conexiones entre elementos estructurales (viga-columna, columna-base, etc.) influyen debido al tipo de apoyo y conexión utilizados. A este respecto, la transmisión de fuerzas y momentos serán distintas; por lo tanto, la ductilidad varía.

e) SISTEMA

Está determinado por la deformación de la estructura debido a las sollicitaciones que actúan sobre ella.

Entonces, la ductilidad se determina de acuerdo al tipo de elemento en estudio, para los fines de la presente tesis se hallará la ductilidad en las estructuras (pórticos) de acuerdo a los desplazamientos últimos y los desplazamientos de fluencia; asimismo, para las secciones de concreto armado se hallará mediante las curvaturas últimas y de fluencia respectivas de la sección en cuestión.

La Figura 2.9 presenta las formas en las que se expresa la ductilidad dependiendo del elemento.

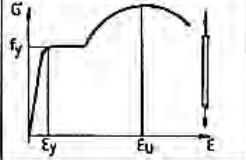
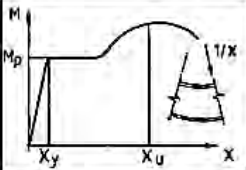
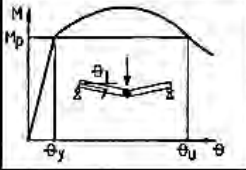
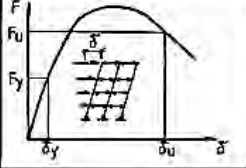
Ductility types	Schematic representation	Definition
Material (axial) ductility		$\mu_s = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
Cross-section (curvature) ductility		$\mu_x = \frac{\chi_u}{\chi_y}$
Member (rotation) ductility		$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
Structure (displacement) ductility		$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$

Figura 2.9 Tipos de ductilidad (Gioncu,2000)

En sistemas aporticados y de muros, la ductilidad será calculada usando el desplazamiento o deflexión total del nivel superior. De esta forma, se obtendría la ductilidad por desplazamiento que es de importancia para analizar el desempeño de cada sistema, asimismo, para los intereses de la presente tesis.

2.3. DIAGRAMA DE MOMENTO-CURVATURA

El momento y la curvatura en una sección de concreto armado (Figura 2.10) guardan una relación lineal sólo para momentos flectores menores al momento de agrietamiento (M_{cr}).

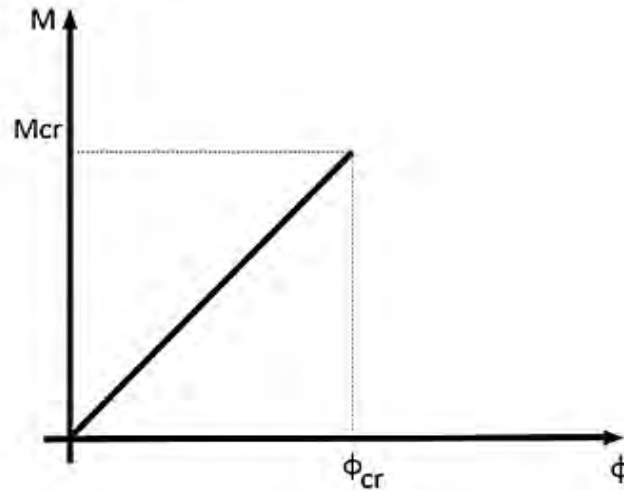


Figura 2.10 Diagrama de momento curvatura de una sección sin reforzar. Fuente: Propia

Luego del agrietamiento, la Figura 2.11 ilustra que la relación continúa prácticamente lineal, pero con otra pendiente hasta que se produce la fluencia del acero o el agotamiento del concreto. Si primero se produce la fluencia del acero la

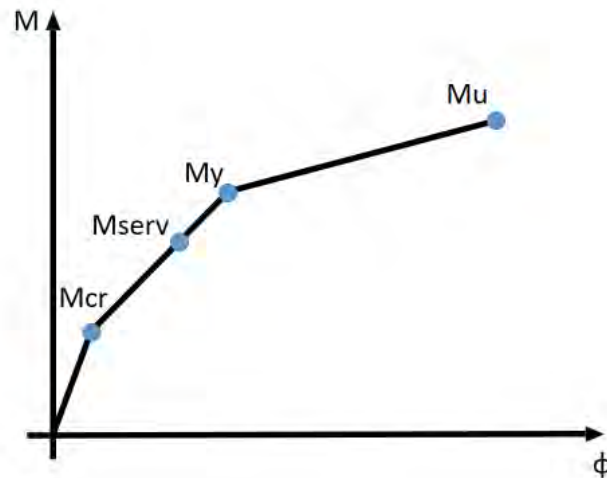


Figura 2.11 Diagrama de momento-curvatura de una sección reforzada. Fuente: Propia

sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcanza su máximo esfuerzo primero y finalmente su máxima deformación (Ottazzi, 2016).

a) Agrietamiento

En esta etapa, el concreto terminó de actuar en tracción y a partir de este instante empezará a trabajar junto con el acero. Representado en el punto M_{cr} de la Figura 2.11 que sería el momento de agrietamiento de la sección en tracción.

b) Fluencia

En este instante el acero más alejado del área de compresión empieza a fluir. Representado en el punto M_y de la Figura 2.11 que sería el momento de fluencia de la sección.

c) Rotura

Finalmente, la sección llegó a su etapa última en compresión y se produce la rotura. Representado en el punto M_u de la Figura 2.11 que sería el momento último de la sección.

2.4. ANÁLISIS NO-LINEAL PUSHOVER

La finalidad del análisis no-lineal estático o también llamado “pushover” es proveer información sobre el comportamiento de las estructuras haciendo uso de algoritmos no lineales y brindando información que no podrían ser proporcionadas mediante métodos convencionales estáticos o dinámicos.

Los resultados son obtenidos mediante las características de los materiales, la capacidad de cada elemento para deformarse, la geometría de la estructura y las fuerzas que se producen dentro de la misma (Proaño, 2011).

Entre los resultados necesarios para los fines de la presente tesis haciendo uso del análisis “pushover” tenemos:

- a) Máxima resistencia al cortante basal de la estructura
- b) Mecanismo de colapso de la estructura
- c) Desplazamiento monotónico máximo del último nivel
- d) Ductilidad de la estructura

El procedimiento de análisis es simplemente cargar a la estructura con fuerzas horizontales incrementales con una variación lineal desde el primer piso hasta el último piso, de esta forma se garantiza un desplazamiento monotónico que a la larga proporcionará el mecanismo de colapso y las rótulas plásticas que se van generando en la estructura el cual se detiene cuando se obtiene el primer colapso en una de las rótulas.

Estas fuerzas horizontales simularán la acción de un sismo en la estructura, el resultado será un análisis adecuado para los fines de la presente tesis. En este sentido, cabe recalcar que el análisis “pushover” resulta mucho más útil en estructuras de periodos cortos, ya que en estructuras de períodos largos es resultado puede ser muy inexacto, pues el modo fundamental de la estructura variaría.

2.5. CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

Representada por la curva de capacidad, es el resultado final de la evaluación no-lineal de una estructura usando métodos variados como el “pushover”. Nos muestra el comportamiento de la estructura de acuerdo al desplazamiento y a la cortante basal que se van generando.

La Figura 2.12 se muestra una curva de capacidad que normalmente representa al primer modo de vibración que vendría a ser el modo fundamental de las estructuras a estudiar en el presente texto, ya que los periodos son cortos.

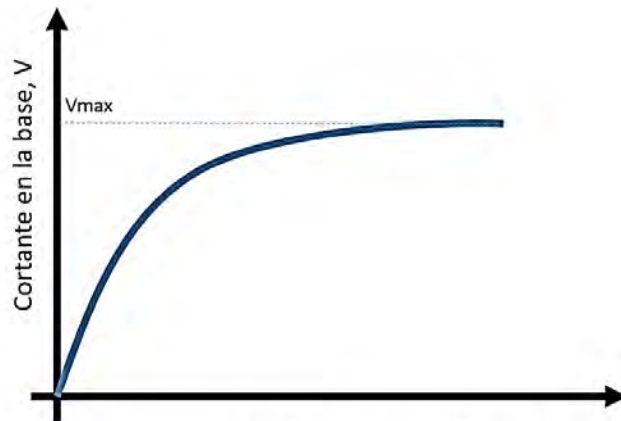


Figura 2.12 Curva de capacidad de una estructura. Fuente: Propia

Las fuerzas horizontales consideradas para el análisis no influyen en el resultado final que sería la curva de capacidad, tan solo permite hallarlo; puesto que, la estructura responde a cualquier fuerza, pero el requisito es que tengan una relación lineal en triángulo invertido con la finalidad de obtener una deformación en la estructura sin forzar de sobre manera a los primeros niveles; es decir, que desde el primer nivel hasta el techo las fuerzas sean crecientes de forma lineal.

2.5.1. CONVERSIÓN DE CURVA DE CAPACIDAD A ESPECTRO DE CAPACIDAD

De acuerdo a lo planteado anteriormente, una curva de capacidad está representada por una gráfica de V vs D . Sin embargo, para que sea posible una comparación entre gráficas de los pórticos, favorecería usar espectros de capacidad, que vendrían a ser Espectros de Respuesta Aceleración-Desplazamiento (Sa vs Sd).

Con dicha curva se podrá estimar la aceleración de una edificación ante un desplazamiento establecido por un sismo o alguna fuerza externa que afecte a la estructura.

Se usarán el vector de desplazamientos “ ϕ ”, en el que cada uno de sus valores representa el desplazamiento de cada masa puntual, para convertir la curva de capacidad a un espectro de capacidad.

En ese sentido, será necesario hallar la masa efectiva y el factor de participación de las estructuras en cuestión. La masa participante y la masa generalizada permitirán hallar los espectros de capacidad mediante las fórmulas.

La masa participante proviene del producto del vector de desplazamientos de la estructura por la masa de cada piso. Asimismo, la masa generalizada es el mismo producto, pero multiplicado una vez más por el vector de desplazamientos.

$$\text{Fórmula 2-1: Masa Participante:} \quad L^* = \sum M_i \cdot \phi_i \text{ ton. s}^2/m$$

$$\text{Fórmula 2-2: Masa Generalizada:} \quad M^* = \sum M_i \cdot \phi_i^2 \text{ ton. s}^2/m$$

$$\text{Fórmula 2-3: Factor de Participación:} \quad L^*/M^*$$

$$\text{Fórmula 2-4: Fórmula 2-5: Masa Efectiva:} \quad L^{*2}/M^*$$

Por lo tanto, con dichos resultados se podrá hallar las aceleraciones espectrales versus los desplazamientos espectrales, los cuales se refieren a la acción del último piso de las estructuras. Las fórmulas muestran la conversión de una curva de capacidad a un espectro de capacidad.

Fórmula 2-6
$$: Sa = \frac{V}{\frac{L^*2}{M^*}} (g)$$

Fórmula 2-7:
$$Sd = \frac{D}{\frac{L^*}{M^*}} (m)$$

Entonces, luego de calcular los puntos más importantes, la Figura 2.13 ilustra el resultado de variar los modificar los datos de una curva de capacidad para convertirla en un espectro de capacidad.

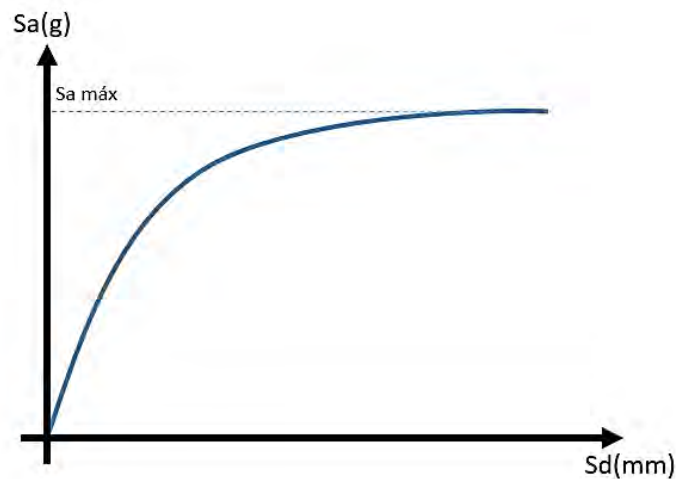


Figura 2.13 Espectro de capacidad estimado de una estructura. Fuente: Propia

Es así como se podrá estimar la aceleración de una edificación ante un desplazamiento establecido por un sismo, pero considerando el desplazamiento solo en el último piso.

2.5.2. DESPLAZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

El procedimiento de análisis para hallar el desplazamiento de una estructura parte de su curva de capacidad, el cual es el resultado de un análisis no lineal, en este caso el usado es el análisis pushover. Luego, se convierte dicha curva en un espectro de capacidad el cual podrá ser colocado en una misma gráfica de curva de demanda, escalada a Sa vs Sd . Para el método se usará una aproximación de desplazamiento.

La Figura 2.14 ilustra la forma de determinar un desplazamiento inelástico según la propuesta del ATC40. Consiste en prolongar la pendiente elástica del espectro de capacidad de una estructura e intersecarla con el espectro de respuesta elástica de un sismo, la intersección, que es un desplazamiento elástico, podrá considerarse como un desplazamiento inelástico de la estructura.

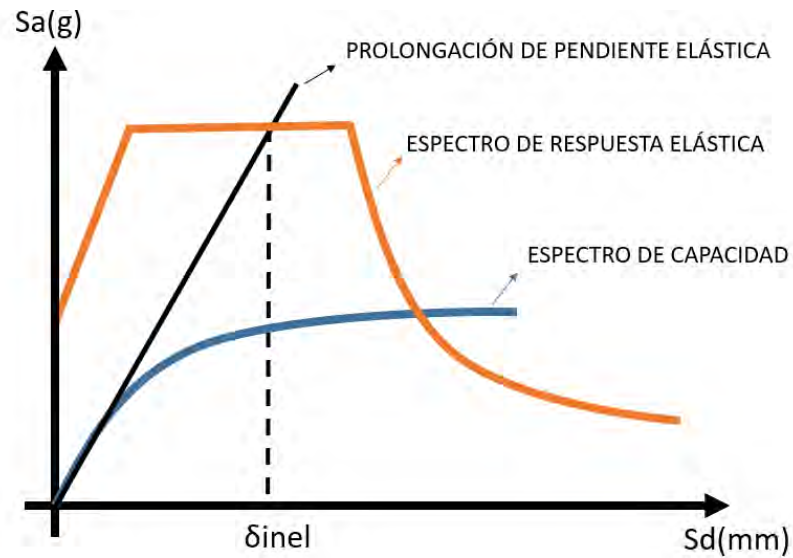


Figura 2.14 Estimado de desplazamiento inelástico según el ATC40 Fuente: Propia

Capítulo 3 MARCO NORMATIVO

3.1. NORMA ACI 318 S-14

Dicha norma proviene de los Estados Unidos, pero es usada en diversos países en donde la adaptan a sus reglamentos. El uso de elementos estructurales reforzados con fibra de carbono dispone de parámetros de diseño establecido en la Norma ACI 318 S-14, dichas normas constituyen reglamentos para establecer los requisitos mínimos para el diseño y construcción del concreto estructural, así como para la aceptación del diseño y construcción de estructuras de concreto por parte de la autoridad competente o de sus representantes.

Dentro de las consideraciones generales bajo la norma ACI 318 S-14, en la presente tesis se tomará en cuenta lo siguiente.

3.1.1. MÉTODO DE ANÁLISIS

Todas las estructuras deben diseñarse de acuerdo a las cargas amplificadas según la norma. Por otro lado, cualquier muro de concreto reforzado será considerado como un elemento integral.

3.1.2. MÓDULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad proviene de la pendiente de la secante trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión de $0.45f_c$. El módulo de elasticidad depende directamente del módulo de elasticidad del agregado y de la pasta, es por ello que este valor puede variar entre un 120 a 80 por ciento del valor especificado.

3.1.3. DISPOSICIÓN DE LA CARGA VIVA

Se considera carga viva a aquellas que no son estáticas, es decir, aquellas que cambian o cambiarán de lugar.

3.1.4. RESISTENCIA REQUERIDA

Se conoce como resistencia requerida a aquella que sea mayor o igual al efecto de las fuerzas generadas por las cargas amplificadas. El factor de amplificación de cada carga se debe al grado de precisión de la carga y a las variaciones que ésta puede sufrir durante la vida útil de la edificación. Es por ello que normalmente el factor de amplificación de las cargas muertas es

menor a comparación de las cargas vivas, ya que la carga muerta posee mayor precisión y además son menos variables.

El reglamento proporciona combinaciones de carga, pero el diseñador debe analizar qué casos de carga aplicar (cargas por sismo, viento, agua, etc.). Es por ello, que queda a criterio seleccionar las combinaciones de carga correspondientes.

3.2. GUÍA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE REFUERZO EXTERNO DE LÁMINAS DE FRP PARA CONCRETO ARMADO (ACI-440.2R-08)

El American Concrete Institute (ACI por sus siglas en inglés) tiene entre sus guías la ACI-440.2R-08 la cual acepta la FRP como una alternativa para el reforzamiento de estructuras tradicionales. En base a ello, éste documento es una guía para cuando sea necesario reforzar una estructura con FRP. Asimismo, ofrece información general en la historia y uso de FRP. El propósito es proporcionar información suficiente en base al conocimiento obtenido de los datos experimentales y de procesos de análisis.

Para los intereses del presente documento es necesario recalcar que las características del FRP a usar están estrechamente relacionadas a las características ambientales de la zona de instalación; es decir, características como la humedad, exposición a los rayos UV, temperatura, impacto, creep, fatiga y durabilidad.

La Tabla 3-1 muestra los factores de reducción que sufriría el material debido a las características del medio ambiente. Ésta depende de la exposición que sufrirá el material ya instalado, así como del tipo de FRP que se usará. Como era de esperarse, la exposición de la viga de un edificio en una ciudad es distinta a la de un puente en una carretera.

Tabla 3-1 Coeficiente de reducción

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

3.2.1. MATERIALES

Los materiales utilizados para la instalación de FRP en un elemento son las siguientes:

- Resinas: La principal para el uso de FRP sería el Epoxy, pues es compatible con los substratos del concreto, crea la suficiente adherencia debido a sus propiedades mecánicas de adhesión para unirlo FRP con el concreto, resistente a los efectos del medio ambiente y fácilmente trabajable.
- Fibras: Ya sea en vidrio, arámida o carbono están reforzadas usando FRP. Las fibras dan a las FRP su resistencia y rigidez.
- Revestimiento de Protección: Existe una variedad de revestimientos, el uso es básicamente para cubrir FRP luego de la adhesión y pueda protegerlo del medioambiente, de la luz ultravioleta, de acciones mecánicas externas, del fuego, resistencia química, abrasión, etc.

Las propiedades físicas de los FRP son:

- Densidad: Es un material liviano, es por ello que resulta ser un elemento de fácil transporte e instalación.
- Coeficiente de expansión térmica: El coeficiente varía dependiendo de si es tratado longitudinalmente o transversalmente.
- Efectos de Temperaturas Altas: Afecta contundentemente a las propiedades mecánicas del material, reduce la resistencia y la rigidez. El elemento pierde la capacidad de recibir esfuerzos de la estructura. Disminuye considerablemente el módulo de elasticidad dependiendo del tipo de resina que se usó.

Las propiedades mecánicas de los FRP son las siguientes:

- Alta resistencia a la tracción en la dirección de la fibra.
- Alta rigidez en la dirección de la fibra.
- Alta resistencia a la fatiga.
- Alta resistencia al creep.

La capacidad del material en tracción directa unidireccional es alta comparada con otros materiales como el metal.

3.2.2. RECOMENDACIONES Y REQUERIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

Las consideraciones establecidas para la instalación del material FRP parten desde un adecuado transporte; es decir que cada material este protegido durante el viaje, pues los materiales son corrosivos. Asimismo, los materiales deben estar almacenados cuidadosamente para evitar pérdidas y contaminaciones. De la misma forma, para manipular el material debe ser hecho exclusivamente por una persona capacitada y con la protección adecuada.

3.2.3. RECOMENDACIONES DE DISEÑO

Entre las propiedades del material explicadas previamente una muy importante es el valor de la resistencia a la tracción; puesto que, es la característica más importante por la cual se utiliza como material de reforzamiento de estructuras.

El valor de la resistencia a la tracción dependerá de las condiciones de exposición también mencionadas en la Tabla 3-1 la cual está representada por la variable “CE” dependerá de las condiciones de exposición.

A continuación, se presentarán las fórmulas que permitirán el diseño con CFRP, para ello se detalla la nomenclatura correspondiente:

n_c = Número de capas de CFRP

b_f = Ancho de Capa de CFRP

t_f = Espesor por capa de CFRP sección compuesta

A_f = Área de refuerzo de CFRP

f_{fu} = Resistencia de tensión última típica de ensayo

ϵ_{fu} = Deformación unitaria típica de ensayo

E_f = Módulo de elasticidad de laminad de FRP típicas de ensayo

C_E = Factor de Reducción por exposición al medio ambiente

$f_{fu'}$ = Resistencia de tensión última de diseño

$\epsilon_{fu'}$ = Deformación unitaria de ruptura de diseño

ϵ_u = Deformación última del concreto

ϵ_t = Deformación del acero

ϵ_{bi} = Deformación del concreto antes de la instalación de CFRP

Las siguientes fórmulas explican cómo se calcula dicha resistencia:

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

$$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu}^* \quad (2)$$

Por lo tanto, definimos el módulo de elasticidad según la ley de Hooke reconociendo que el valor no dependerá de las condiciones de exposición del material:

$$E_f = \frac{\varepsilon_{fu}}{f_{fu}} \quad (3)$$

3.2.3.1. RESISTENCIA NOMINAL DEL CONCRETO CON CFRP

La resistencia del concreto reforzado con CFRP estará determinada por varios tipos de falla del concreto como lo son la fluencia del acero seguido de la ruptura de CFRP, fluencia el acero seguido de la ruptura del concreto o por delaminación de CFRP. Delaminación es el resultado de una falla en la zona de transferencia entre el concreto y las láminas de CFRP.

Posteriormente, mediante un equilibrio de fuerzas en la sección reforzada, se obtendrá la resistencia a la cual dicha sección estará siendo exigida.

Por lo tanto, para determinar la resistencia de una sección reforzada se debe tener en cuenta las deformaciones que presentan las secciones para que de esta forma se eviten las fallas mencionadas. La siguiente **Fórmula 3-4** presenta la deformación de falla de CFRP para evitar la delaminación:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f T_f}} \leq 0.9\varepsilon_{fu} \quad (4)$$

Asimismo, hallar una deformación efectiva máxima de ruptura nos permitirá conocer hasta qué punto puede llegar a deformarse la lámina sin llegar a la ruptura de la misma. La siguiente ecuación ilustra la relación mencionada:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad (5)$$

Suponiendo un comportamiento perfectamente elástico, la fibra de carbono junto con la sección de concreto presentarán un esfuerzo máximo que evitará todo tipo de falla y cuya deformación estará regido por la siguiente fórmula:

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

El factor de reducción de resistencia es importante determinar, pues al reforzar una sección de concreto armado disminuye considerablemente su ductilidad. Ésta reducción puede ser manejada, entonces, para mantener una adecuada ductilidad se debe tener en cuenta la deformación del acero al estado límite último. Por lo tanto, una sección de concreto armado reforzado con CFRP, pero con acero sin pre esforzar logra una adecuada ductilidad si la deformación del acero en la etapa en cualquiera de los tipos de falla es al menos 0.005.

$$\phi = \begin{cases} 0.9 & \text{para } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\varepsilon_t - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_t < 0.005 \\ 0.65 & \text{para } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (7)$$

3.3. NORMA E.060

La Norma E.060 plantea una serie de requisitos y exigencias mínimas para el análisis y diseño de las estructuras de concreto armado, pre-esforzado y simple.

3.3.1. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS

En los elementos de una estructura de concreto armado ,según la Norma E.060, se permitirá redistribuir los momentos amplificados (M_u), que provienen de asumir un comportamiento elástico de la estructura, en la zona de máximo momento negativo y positivo.

El monto que se puede redistribuir no debe superar el valor de $1000\varepsilon_t$ (en porcentaje), siendo ε_t la deformación unitaria en tracción del acero más alejado del borde de compresión de la sección cuando ésta alcance M_n .

3.4. NORMA E.030

La Norma E.030 presenta lineamientos que debe cumplir una estructura en base a la peligrosidad sísmica. En ese sentido, el diseño sísmo resistente afirma que las edificaciones pueden incursar en el rango inelástico ante sismos severos, con ciertas consecuencias que serán explicadas más adelante.

La norma está referida a zonas de distinto peligro sísmico o vulnerabilidad sísmica, ya que el riesgo sísmico que esto representa afectarán las edificaciones. Asimismo, la deriva generada por un supuesto sismo en el diseño permitirá determinar si existirán niveles con alta peligrosidad para ser diseñados desde el inicio mismo del proyecto.

3.4.1. ESTADOS DE DESEMPEÑO

Para calificar una edificación, la norma E.030 muestra niveles en los que se encontrará una edificación luego de un sismo para describir el comportamiento de sus elementos estructurales y no estructurales. Para ello, se considerará la propuesta del comité visión 2000(SEAOC,1995) como la forma de determinar el desempeño proporcionado de una edificación. Dicha propuesta define cuatro niveles de desempeño en las cuales están determinadas las características principales de una edificación que se ubique en algún nivel en específico.

La Tabla 3-2 muestra qué tan aceptable es el comportamiento de una edificación de acuerdo al SEAOC.

Tabla 3-2 Desempeño sísmico de una estructura según el SEAOC. Fuente: Propia

		OPERACIONAL	FUNCIONAL	RESGUARDO DE VIDA	CERCA AL COLAPSO
NIVEL DE PELIGRO SÍSMICO	SISMO FRECUENTE	○	✗	✗	✗
	SISMO OCASIONAL	✓	○	✗	✗
	SISMO RARO	✓	✓	○	✗
	SISMO MUY RARO	✓	✓	✓	○

- Aceptable ✓
- Mínimo Aceptable ○
- Inaceptable ✗

Por lo tanto, en resumen, una edificación cuyo comportamiento es el mínimo aceptable ante:

- Sismo frecuente la estructura debe permanecer en el rango elástico, es decir, todas las instalaciones seguirán prestando servicios.
- Sismo ocasional la edificación sufre agrietamientos leves y moderados en sus elementos estructurales. Todas las instalaciones seguirán prestando servicios.
- Sismo raro la estructura pierde rigidez y resistencia, el daño es moderado. El sistema permanece funcional. Algunas instalaciones permanecerán estables.
- Sismo muy raro la edificación sufre daños severos, tanto estructurales, como no estructurales. Una reparación no es económicamente viable.

Capítulo 4 METODOLOGÍA

En el siguiente capítulo se detallará el procedimiento para el reforzamiento de los pórticos de concreto armado con CFRP dependiendo de las configuraciones de instalación establecidas.

4.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Como se menciona desde el principio de esta tesis, la configuración del reforzamiento de un pórtico con CFRP determinará si el comportamiento del pórtico es adecuado en términos de ductilidad y resistencia, es decir, que los resultados de dichos valores sean aceptables según los lineamientos de la norma E.030.

4.1.1. DISPOSICIÓN DE LA FIBRA DE CARBONO EN LAS VIGAS

Para el estudio se utilizarán 2 tipos de configuraciones de CFRP, teniendo en cuenta los lineamientos que proporciona la guía del ACI 318-14 para el pre dimensionamiento de la fibra de carbono. A partir de ahora se reconocerá como configuración 1 y configuración 2 a las siguientes disposiciones:

Configuración 1

La Figura 4.1 muestra la instalación de las láminas de fibra de carbono con cierta configuración, la zona de momentos negativos y positivos son cubiertos con 1 lámina de CFRP. En los ejes 1 y 2 se encuentran las columnas de ancho A_{col} , se refuerzan los momentos negativos y positivos de la viga, de peralte H y longitud aproximadamente igual a L , con A_f (Área de CFRP).

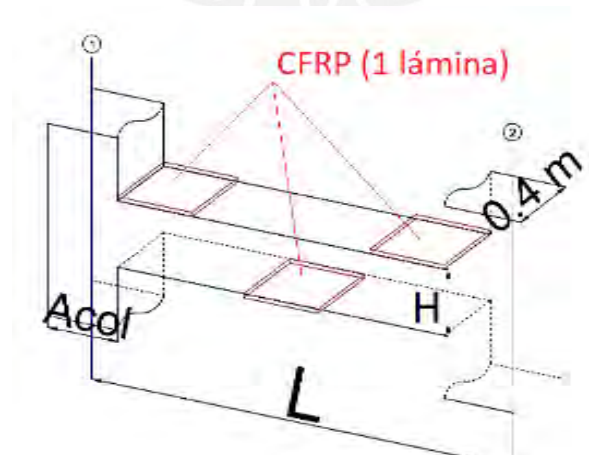


Figura 4.1 Configuración 1 de instalación de fibra de carbono. Fuente: Propia

Configuración 2

La Figura 4.2 muestra la instalación de las láminas de fibra de carbono con cierta configuración, solo la zona de momentos positivos es cubierta con 2 láminas de CFRP (una sobre otra). En los ejes 1 y 2 se encuentran las columnas de ancho A_{col} , se refuerza solo el momento positivo de la viga con dos capas de CFRP, de peralte H y longitud aproximadamente igual a L , con A_f (Área de CFRP).

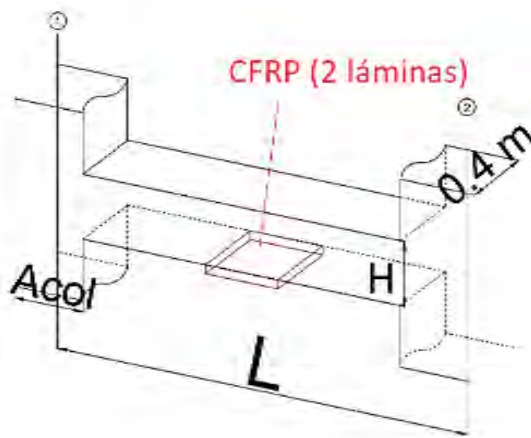


Figura 4.2 Configuración 2 de instalación de fibra de carbono. Fuente: Propia

4.1.2. DIAGRAMAS DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

Se presentan los diagramas de esfuerzo-deformación de los materiales presentes para el diseño de las secciones de concreto armado con y sin refuerzo de CFRP.

Donde:

$$f_c = \text{Resistencia del concreto} \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$f_c'' = \text{Resistencia máxima del concreto} \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$\varepsilon_o = \text{Deformación de concreto en el esfuerzo máximo} \left(\frac{mm}{mm} \right)$$

$$\varepsilon_c = \text{Deformación del concreto} \left(\frac{mm}{mm} \right)$$

$$E_c = \text{Módulo de elasticidad del concreto} \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$f_s = \text{Resistencia del acero} \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$f_y = \text{Esfuerzo de fluencia del acero} \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$\epsilon_s = \text{Deformación del acero} \left(\frac{mm}{mm} \right)$$

$$\epsilon_s = \text{Deformación de fluencia del acero} \left(\frac{mm}{mm} \right)$$

4.1.2.1. CONCRETO

La Figura 4.3 se muestra el modelo idealizado de Hognestad para el bloque de compresiones del concreto. Dicho modelo será usado para el diseño de los elementos de las estructuras.

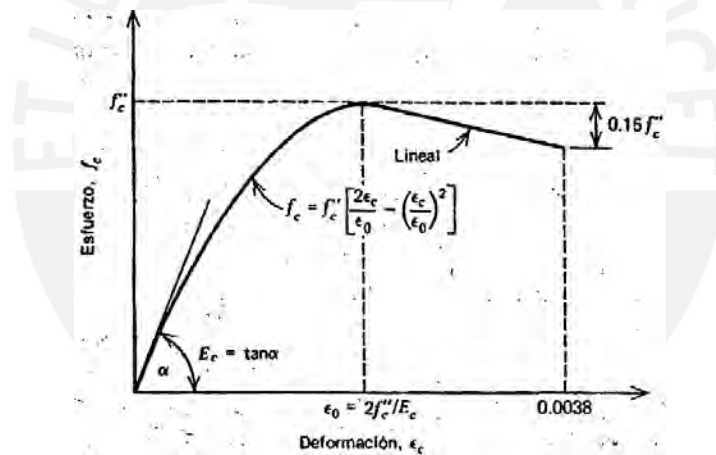


Figura 4.3 Curva idealizada de esfuerzo-deformación para el concreto en compresión uniaxial (Park & Paulay, 1988)

4.1.2.2. ACERO

La Figura 4.4 muestra el diagrama de esfuerzo-deformación del acero el cual será elastoplástico.

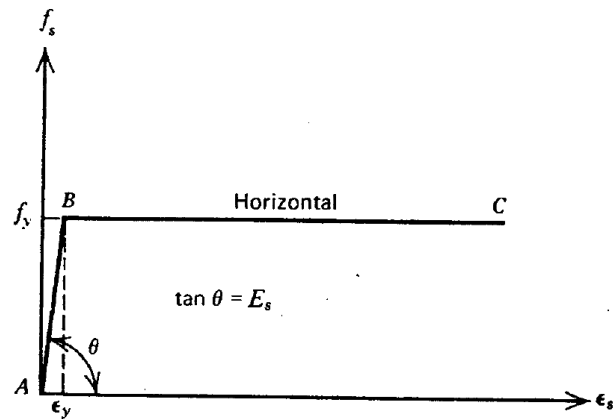


Figura 4.4 Aproximación elástica perfectamente plástica de la curva de esfuerzo deformación para el acero en tracción (Park & Paulay, 1988)

4.1.2.3. CFRP

La Figura 4.5 presenta el diagrama de esfuerzo-deformación de CFRP en el que se observa que el comportamiento es lineal cuando se tracciona. No se considerará el comportamiento a compresión.

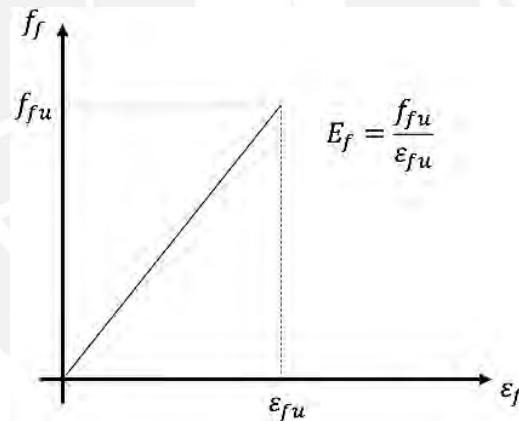


Figura 4.5 Diagrama de esfuerzo-deformación de CFRP en tracción (Guía ACI 440.08)

4.2. DESCRIPCIÓN DE PÓRTICOS

En primer lugar, el dimensionamiento de los pórticos será variable. Son 4 pórticos con diferentes dimensiones, distinto número de pisos (N_p), longitud de viga, ancho de columna (A_{col}). La ubicación será en la costa peruana, es decir zona 4.

El espesor de los pórticos será un valor predeterminado, el cual será usado en todos los pórticos, éste será 0.4 m. La altura de entrepisos será la misma para todos, con base empotrada.

La Figura 4.6 muestra ejemplos de pórticos a evaluar, no están escalados. El criterio para escoger las dimensiones de los pórticos es generar una dispersión de resultados generando diferentes estructuraciones en las cuales se pueden obtener edificios bajos, medianos y altos con sistemas estructurales de columnas, muros y mixtos(duales) cada uno con un uso distinto.

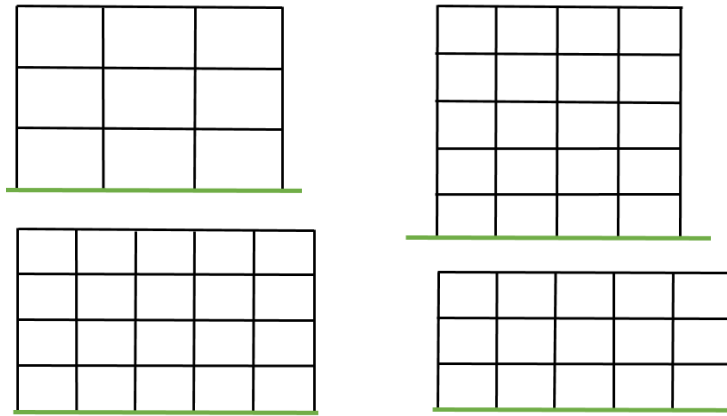


Figura 4.6 Ejemplos de pórticos a evaluar no escalados. Fuente: Propia

Posteriormente se mostrará un cuadro con las dimensiones exactas, así como elevaciones de las mismas.

El resultado será un pórtico dimensionado en el programa. Se iniciará con un ancho de columna igual a 0.4 m.

A partir de los parámetros de sitio y los requisitos generales de la edificación (según lo estipula la Norma Técnica de Edificación E.030 para el diseño sismo resistente), se obtendrá la aceleración del suelo, con ello se podrá estimar la fuerza de sismo que actuaría en la estructura.

Por lo tanto, la Tabla 4-1 presenta los valores de los parámetros de sitio y requisitos generales estipulados para los fines de la presente tesis. Cabe resaltar que el $R=7$ será

usado en todos los casos, pues de esta forma exigiremos la misma ductilidad a todas las estructuras.

T	0.1*Np	Período estimado
Z	0.45g	Costa Peruana
U	1	Edificación de Uso Común
C	2.5*Tp/T < 2.5	
S	1	Suelo Bueno
R	7	

Tabla 4-1 Parámetros de sitio establecidos. Fuente: Propia

- El siguiente paso es hallar el peso total de la estructura con el área presentada en la Figura 4.7:

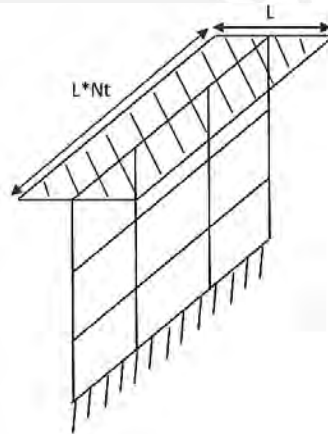


Figura 4.7 Área de aplicación de 1 t/m para el cálculo somero del peso del pódico. Fuente: Propia

- Área del piso

$$(A_{\text{piso}}) = (L) \cdot (L \cdot N_t) \quad (8)$$

- Peso por unidad de área

$$1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = (\text{CM} + \% \text{CV}) \quad (9)$$

- Peso total

$$(W) = A_{\text{piso}} \cdot N_p \cdot 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (10)$$

- Luego de calcular el peso de la estructura, el siguiente paso será determinar la fuerza de sismo que actuará sobre la estructura:

$$V = S_a \cdot M = ZUCS \cdot P/R \quad (11)$$

$$F_i = \frac{P_i \cdot H}{\sum P_i \cdot H} * V \quad (12)$$

- El Ancho de columna (Acol) debe ir variando hasta que cada estructura cumpla con la deriva establecida.

Por lo tanto, se obtendrá el dimensionamiento de cada pódico; posteriormente, se itera para obtener el ancho de columna adecuado para cada pódico.

4.3. DISEÑO DE CONCRETO ARMADO DE LOS PÓDICOS

Se diseñó cada sección de concreto armado de acuerdo a la norma E.060. Se obtendrán los diagramas de momento flector considerando la carga viva, carga muerta y sismo de forma independiente. Se utilizaron tres combinaciones de carga según la norma E.060.

$$1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$$

$$1.25 \cdot (CM + CV) \pm S$$

$$0.9 \cdot CM - S$$

Donde:

$CM = Carga Muerta$

$CV = Carga Viva$

$S = Sismo$

4.4. DIMENSIONAMIENTO DE FIBRA DE CARBONO

Se considerará una carga extra en cada pódico, lo que originará un ΔMu que hará necesario un reforzamiento con fibra de carbono (CFRP).

Por lo tanto, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$A_f = \frac{\Delta M_u}{\phi * f_f * 0.9 * H} \text{ (cm}^2\text{)} \quad (13)$$

Se obtendrá un estimado de área de CFRP (número de capas).

Donde:

ϕ = *Factor de Reducción de resistencia* (revisar la Ecuación 7)

A_f = *Área de la sección transversal de la fibra*

ΔM_u = *Diferencia entre la capacidad última que resiste la viga con y sin CFRP*

f_f = *Esfuerzo de CFRP*

H = *Peralte de la sección*

Posteriormente, para determinar el número de capas en la sección se hace uso de la siguiente ecuación:

$$n_c = \frac{A_f}{b_f * t_r} \quad (14)$$

Donde:

n_c = *Número de capas de CFRP*

b_f = *Base de la sección (cm)*

t_r = *Espesor por capa de CFRP (cm)*

4.5. OBTENCIÓN DE DIAGRAMAS DE MOMENTO-CURVATURA

Siguiendo el análisis, se procede a calcular el diagrama de momento curvatura de cada sección (Revisar Anexos) de cada sección que tienen los pórticos. Se calculó el diagrama de momento curvatura de cada sección de concreto armado sin reforzar, reforzado en la zona de momentos positivos y reforzado en la zona de momentos negativos. En las figuras se muestran las posibles secciones.

Sin reforzamiento de CFRP presentado, Figura 4.8

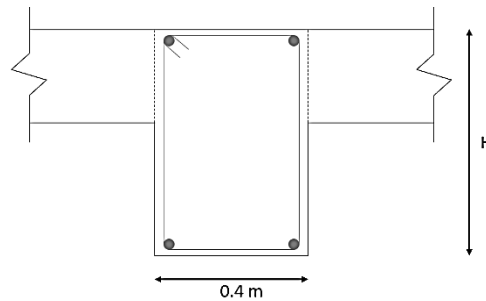


Figura 4.8 Sección de viga sin reforzamiento con CFRP.
Fuente: Propia

Con reforzamiento de CFRP en los momentos positivos, Figura 4.9

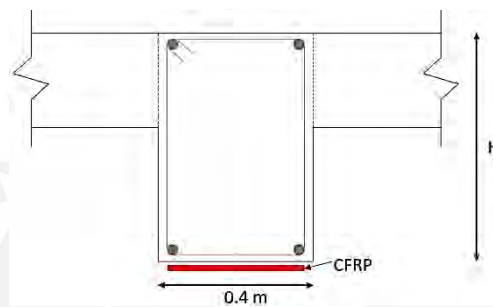


Figura 4.9 Sección de Viga con reforzamiento de CFRP en los momentos positivos. Fuente: Propia

Con reforzamiento de CFRP en los momentos negativos, Figura 4.10

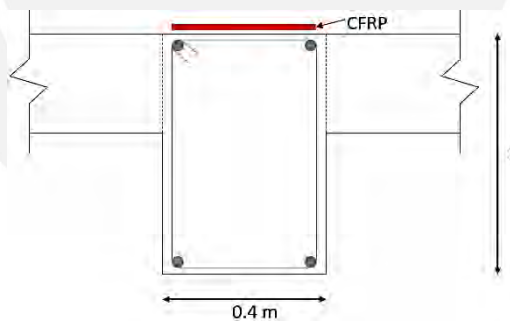


Figura 4.10 Sección de viga con reforzamiento de CFRP en los momentos negativos. Fuente: Propia

Los resultados son diagramas de momento curvatura las cuáles se cargan en parejas para ordenadamente subirlos al programa sap2000, la Figura 4.11 muestra el resultado del análisis, representado por los ejes de momento flector en toneladas por metro y la curvatura de la sección.

Los puntos a resaltar en la curva son los de agrietamiento M_{cr} , fluencia M_y y rotura M_n . Dichos puntos obtenidos y sus curvaturas son $(M_n; \phi_n) / (M_y; \phi_y) / (M_{cr}; \phi_{cr})$.

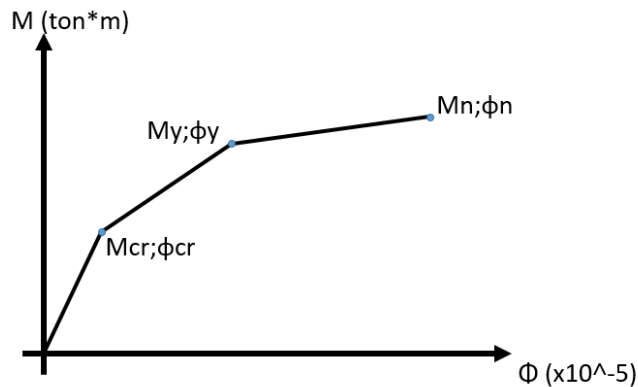


Figura 4.11 Diagrama de momento-curvatura. Fuente: Propia

Para identificar las rótulas plásticas es necesario convertir la gráfica de momento-curvatura a una gráfica de momento-giro, esto se logra mediante la longitud de rótula plástica. La Tabla 4-2 muestra las ecuaciones para calcular la longitud de rótula plástica en cada elemento de las estructuras.

Tabla 4-2 Longitudes de rótulas según el elemento estructural (Asmat, 2016)

ELEMENTO	ECUACIÓN APROXIMADA
Vigas	$((0.25 + 0.1 \cdot (\frac{z}{d})) \cdot d$
Columnas	$((0.35 + 0.1 \cdot (\frac{z}{d})) \cdot d$
Muros	$((0.15 + 0.1 \cdot (\frac{z}{d})) \cdot d$
Muros largos	$((0.25 + 0.1 \cdot (\frac{z}{d})) \cdot d$

Donde:

$z =$ Distancia desde la sección crítica o cambio de curvatura

$d =$ Peralte efectivo en una sección

Con estos datos se podrán asignar las rótulas plásticas a los elementos en el programa Sap2000.

4.6. REGISTRO DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS EN EL PROGRAMA SAP2000

Los resultados hallados hasta este punto permiten encontrar las curvas de capacidad de cada pórtico. Los diagramas de momento curvatura de las secciones analizadas permiten determinar el mecanismo de colapso de las estructuras.

El mecanismo de rótulas en las vigas consiste en asignar las rótulas plásticas a una distancia de 5%, 50% y 95% con respecto a la cara de la columna, cada una de ellas con el diagrama de momento-curvatura que le corresponde. El mecanismo de rótulas en las columnas consiste en asignar las rótulas plásticas a una distancia del 5%, 50% y 95% con respecto al piso, cada una de ellas con el diagrama de momento-curvatura que le corresponde. El mecanismo de rótulas en los muros consiste en asignar las rótulas plásticas a una distancia del 5% con respecto al piso, con el diagrama de momento-curvatura que le corresponde.

4.7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Para éste análisis se debe registrar y especificar un tipo de carga llamado AENL en el programa SAP2000 en el que se entiende que será una carga incremental que permitirá a la estructura tener un desplazamiento incremental controlado. Entonces, haciendo uso del mecanismo de colapso de las rótulas plásticas, registrará el desempeño de la edificación representado por una gráfica de fuerza cortante basal vs desplazamiento. Ésta carga usará las cargas de gravedad de la estructura; así como la carga PUSHOVER que proviene de cargas horizontales inventadas determinar el resultado el cual es llamado curva de capacidad. Posteriormente, se corre el programa activando todos los casos de carga y se obtendrá la curva de capacidad de la estructura correspondiente.

4.8. RENDIMIENTO DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo a la propuesta ATC40 y al comité VISIÓN del SEAOC se podrá determinar el rendimiento de las estructuras considerando el desplazamiento inelástico otorgado por la propuesta ATC40.

La Figura 4.12 ilustra el caso en el que el punto δ_{inel} gráficamente demuestra el rendimiento de la estructura, para este caso el resultado muestra que la estructura estará en el estado operativo durante el sismo representado por la respuesta elástica espectral, es decir, la estructura aún conserva su rigidez y resistencia, a pesar de haber sufrido grietas despreciables. Los servicios y demás elementos no estructurales aún seguirán en funcionamiento.

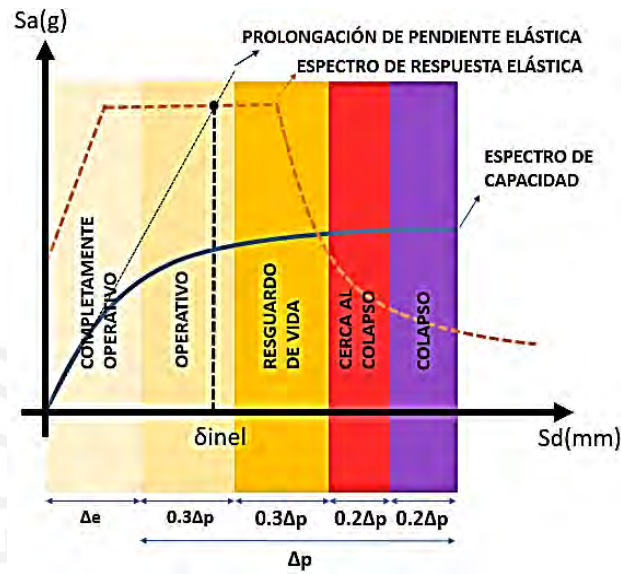


Figura 4.12 Rendimiento de una estructura. Fuente: Propia

Capítulo 5 RESULTADOS Y ANÁLISIS DE PÓRTICOS REFORZADOS Y NO REFORZADOS

En base a los procedimientos del capítulo de metodología, se procede a resolver casos de pórticos de distintos H , N_p , N_T y L . El primer y segundo pórtico llamados “PÓRTICO 1” y “PÓRTICO 2” respectivamente, se caracterizan por poseer un sistema estructural de columnas. Por otro lado, el tercer pórtico llamado “PÓRTICO 3” presenta un sistema estructural mixto. Por último, el cuarto pórtico llamado “PÓRTICO 4” presenta un sistema estructural de muros.

5.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS PÓRTICOS

5.1.1. COLUMNAS Y MUROS

La Tabla 5-1 muestra el resumen de las dimensiones de los pórticos con los que se hallarán las dimensiones de los elementos según la deriva establecida de 6 %. Por lo tanto, tenemos que el PÓRTICO 4 es el de mayor altura, mientras que el PÓRTICO 1 es el de menor altura. Todos los pórticos son regulares; es decir, son simétricos.

Tabla 5-1 Dimensiones de los pórticos. Fuente: Propia

	# PISOS	# TRAMOS	ALTURA DE ENTREPISO (m)	LARGO DE VIGA (m)	TIPO
PÓRTICO 1	2	3	3	6	REGULAR
PÓRTICO 2	3	3	3.5	8	REGULAR
PÓRTICO 3	4	3	4	5	REGULAR
PÓRTICO 4	5	8	3	5	REGULAR

La Figura 5.1 muestra el PÓRTICO 1 modelado en Sap2000, se puede observar que se considerará empotrado en la base, así como la simetría de la estructura.

Es importante acotar que el punto cero de los ejes X Y Z se encuentran en la esquina inferior izquierda. Esto último permite ubicar con facilidad los elementos estructurales ya que la estructura en conjunto está ubicada en una malla de puntos localizados por los ejes mencionados. Como último detalle, la estructura se encuentra ubicada en el plano XZ, es decir, en el eje Y no hay

dimensión alguna. Por lo tanto, este mismo procedimiento se realizará en los demás *PÓRTICOS 2,3 y 4*.

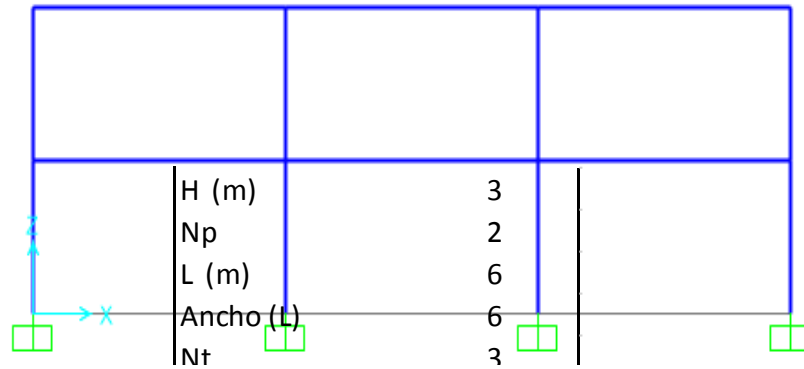


Figura 5.1 Pórtico 1 modelado en SAP2000. Fuente: Propia

En la Tabla 5-2 muestra los valores de *ZUCS/R* que permitirá encontrar los valores de las fuerzas de sismo que actuarán sobre las estructuras para luego tantear el valor ideal de los anchos de las columnas y que posteriormente cumplan con la derivada establecida. En ese sentido, los valores mostrados le pertenecen al *PÓRTICO 1*. Este mismo procedimiento se realizará en los demás *PÓRTICOS 2,3 y 4*.

T	0.2
Tp	0.4
C	5
Area (m ²)	108
P/A (t/m ²)	1
Pi (ton)	108
W(ton)	216
Z	0.45
U	1
C	2.5
S	1
R	7
ZUCS/R	0.161

Tabla 5-2 ZUCS/R del *PÓRTICO 1*. Fuente: Propia

La siguiente Tabla 5-3 muestra las fuerzas sísmicas distribuidas en cada uno de los pisos de menos a mayor, de forma triangular, los cuales permitirán hallar el ancho de las columnas.

ZUCS/R	0.16
F Sismo total (ton)	35
$\Sigma P_i * H_i$	972
Fza1 (ton)	11.7
Fza2 (ton)	23.3
Fza3 (ton)	0.0
Fza4 (ton)	0.0

Tabla 5-3 Fuerzas sísmicas de diseño. Fuente: Propia

La Figura 5.2 ilustra la forma en cómo se debe ubicar las fuerzas sísmicas creadas. Este mismo procedimiento se realizará en los demás *PÓRTICOS 2,3* y *4*.

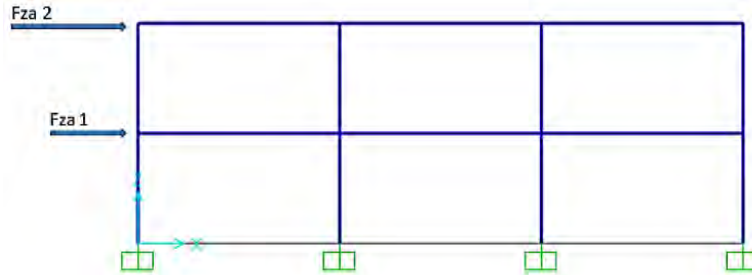


Figura 5.2 Fuerzas sísmicas de diseño distribuidas en el *PÓRTICO 1*. Fuente: Propia

Luego de calcular las fuerzas sísmicas, haciendo uso del programa SAP 2000, se modelan los pórticos y se aplican las fuerzas en cada pórtico. Se obtienen los desplazamientos laterales y se calcula la deriva de cada piso.

La Tabla 5-4 muestra las derivas del pórtico 1 probando con un cierto Ancho de columna (A_{col}), la idea es que el resultado de las derivas de entrepiso de todos los pisos sea menos a 6 % se repite el mismo procedimiento para los *PÓRTICOS 2,3* y *4*, los resultados de los anchos de columnas o muros, dependiendo del caso, se muestran en la Tabla 5-5.

Se puede observar que mientras más alta es la estructura, la exigencia de la deriva es que los elementos verticales, columnas, sean más robustas. Considerando que el espesor de 0.4 metros es invariable, la única manera es que crezca el ancho. Cabe resaltar que el *PÓRTICO 3* será considerado dual; es por ello que tiene un elemento monolítico de 4 metros de ancho y las demás son columnas de 0.7 metros de ancho.

Tabla 5-4 Tanteo de ancho de columnas con la deriva de entrepiso. Fuente: Propia

Portico1	Acol (m)		70
Piso	Desp.	Deriva	
1	0.0124	0.00413333	
2	0.0293	0.00563333	

Tabla 5-5 Anchos de columnas y muros en los 4 pórticos.
Fuente: Propia

	ANCHO DE COLUMNA (m)	ANCHO DE MURO (m)
PÓRTICO 1	0.7	-
PÓRTICO 2	1.2	-
PÓRTICO 3	0.7	4
PÓRTICO 4	-	1.7

5.1.2. VIGAS

El cálculo del peralte de las vigas es un procedimiento más sencillo, en la presente tesis, para simplificar el diseño, el peralte de las vigas será igual a 1/12 de la longitud de los tramos establecidos. Éste será un valor estándar con una aproximación aceptada.

La Tabla 5-6 se muestra el resumen de los peraltes de los pórticos. Entonces, queda claro que mientras más largo es el tramo en cuestión, el peralte es mayor, debido a que son directamente proporcionales.

Tabla 5-6 Dimensiones de viga en los 4 pórticos. Fuente: Propia

	USO	LUZ LIBRE DE VIGA Ln (m)	PERALTE DE VIGA (m)
PÓRTICO 1	Vivienda	5.3	0.50
PÓRTICO 2	Estacionamientos	6.8	0.70
PÓRTICO 3	Hotel	4.3	0.60
PÓRTICO 4	Oficina	3.3	0.45

Finalmente, luego de pre dimensionar las estructuras, la Figura 5.3 ilustra el resultado extruido de los pórticos en cuestión utilizando las herramientas del programa SAP2000. Se observa que los pórticos usan distintos sistemas como el dual, perteneciente al *PÓRTICO 3* el cual posee un solo muro que deberá resistir las exigencias sísmicas, pero que por el momento sí está cumpliendo con la deriva establecida.

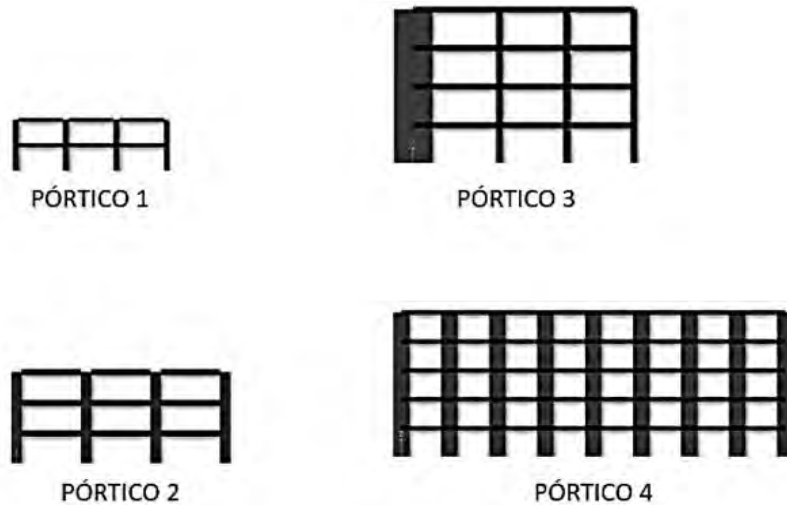


Figura 5.3 Pórticos extruidos. Fuente: Propia

5.2. METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas estará compuesto carga viva y carga muerta, ambas serán parte importante del diseño del concreto armado y del análisis no lineal. En ese sentido deben estar disponibles todas las cargas de gravedad como las de carga del aligerado w_{al} , carga del piso terminado w_{pt} y sobre carga $w_{s/c}$, este último considerado como la única carga viva para los intereses de la presente tesis.

La Tabla 5-7 y Tabla 5-8 presentan los valores de las cargas para dos casos de sobrecarga en el *PÓRTICO 1*, las cuales provienen de operaciones de multiplicación de factores como el espesor del pórtico, la longitud del aligerado, el cual es el mismo que la longitud de la viga que resultan con la unidad de toneladas por metro.

Cabe acotar que el valor de la carga del peso propio de la viga w_{pp} no fue contemplado debido a que el programa SAP2000 ya tiene registrado la carga de los elementos estructurales. En ese sentido, los valores de carga muerta y carga viva se suman por separado y se cargan al programa, sin considerar w_{pp} . Cabe resaltar que la sobrecarga aumentará lo que traerá como consecuencia un reforzamiento.

El valor inicial de sobrecarga será de 0.25 toneladas por metro, mientras que luego del cambio, motivo del reforzamiento, aumentará a 0.35 toneladas por metro. Entonces, esta variación de sobrecarga tendrá un efecto directo en los diagramas de momento. Este mismo procedimiento se realizará en los demás *PÓRTICOS 2,3 y 4*.

Tabla 5-7 Carga distribuida con sobrecarga de 0.25 toneladas por metro. Fuente: Propia

Carga Distr.					
CM	2.56				
wpp(viga)	2.4	0.4	0.5	0.48	
wal	0.35	5.6			1.96
wpt	0.1	6			0.6
CV					
ws/c	0.25	6			1.5

Tabla 5-8 Carga distribuida con sobrecarga de 0.35 toneladas por metro. Fuente: Propia

Carga Distr.					
CM	2.56				
wpp(viga)	2.4	0.4	0.5	0.48	
wal	0.35	5.6			1.96
wpt	0.1	6			0.6
CV					
ws/c	0.35	6			2.1

5.3. DIAGRAMAS DE MOMENTO CURVATURA

Los diagramas de momento curvatura son calculados de acuerdo al capítulo 2 de la presente tesis, asimismo, con la normativa correspondiente. Los resultados encontrados en esta sección serán vertidos en el programa SAP2000 para identificar a las rótulas plásticas. La Tabla 5-9 presenta los valores que se utilizarán para hallar los diagramas de esfuerzo-deformación y momento-curvatura de las secciones.

Tabla 5-9 Valores que se adoptarán para las variables

f'c =	210.00	kg/cm ²	bf =	40.00	cm
fy =	4,200.00	kg/cm ²	tf =	0.10	cm
Es =	2.00E+06	kg/cm ²	ffu =	10,000.00	kg/cm ²
Ec =	217,370.65	kg/cm ²	εfu =	0.0100	
εco =	0.002		Ef =	973,000.00	kg/cm ²
εcu =	0.004		CE =	0.85	
fr =	28.98	kg/cm ²	εbi =	65% εbs	0.000000
Es =	2000000	kg/cm ²	fy =	4200	kg/cm ²

El procedimiento de análisis de las vigas serán distintos a las de las columnas; es decir, una sección de columna tendrá mayor resistencia en su diagrama de momento curvatura con respecto a la resistencia implicada; sin embargo, en una viga a pesar de resistir menos, dicho elemento será más dúctil debido a que en las columnas existirá una carga axial que fragiliza a la sección y por ende al elemento. Por otro lado, tendremos las secciones reforzadas con fibra de carbono (CFRP) las cuales mejoran notablemente su resistencia; sin embargo, su ductilidad se ve comprometida. Más adelante se identificarán las rótulas plásticas y se podrá observar la diferencia de comportamiento de un pórtico reforzado y otro sin reforzar.

Cabe resaltar que un mismo elemento tendrá más de un diagrama de momento curvatura, pues a pesar de no variar la sección lo que sí varía es el reforzamiento. En la Figura 5.4 se puede observar el diagrama de momento curvatura de la **Sección 1-1** perteneciente al *PÓRTICO I* y el diagrama de momento curvatura de la sección de columna C-1.

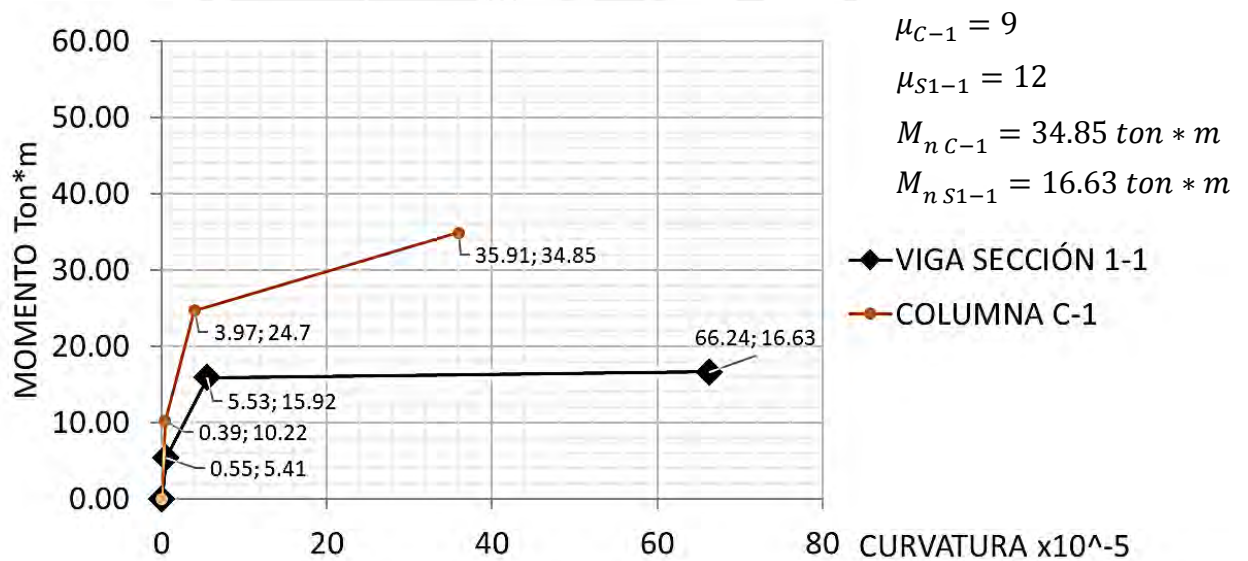


Figura 5.4 Diagrama de momento-curvatura de la sección de viga 1-1 y columna C-1. Fuente: Propia

Es necesario resaltar que el diagrama de momento curvatura hallado en la viga corresponde a un momento negativo en la Sección 1-1, puesto que, la sección no es simétrica y el diagrama de momento curvatura es distinto para el momento positivo

que para el momento negativo. Por otro lado, el diagrama de momento curvatura de la columna pertenece a una fuerza axial igual a cero sobre la sección.

Se puede observar la diferencia de ductilidades; así como la diferencia de resistencia y ductilidad de las secciones. No obstante, dicha sección de viga puede poseer una mayor resistencia, aunque no similar a la de una columna, dependiendo de los reforzamientos con acero y las dimensiones del concreto, si es reforzada con fibra de carbono (CFRP).

En la Figura 5.5 se ilustra la diferencia entre la sección de viga Sección 1-1 reforzada con fibra de carbono para el mismo momento negativo. El diagrama comprende ambas curvas en el que se puede notar que la sección mejora la resistencia al ser reforzada, pero este cambio implica un decremento importante de la ductilidad.

Por lo tanto, se afirma que reforzar una sección con fibra de carbono (CFRP) disminuye notablemente la ductilidad, pero mejora la resistencia. Cabe mencionar que el diagrama de momento curvatura de la sección reforzada corresponde al reforzamiento con una lámina de fibra de carbono (CFRP).

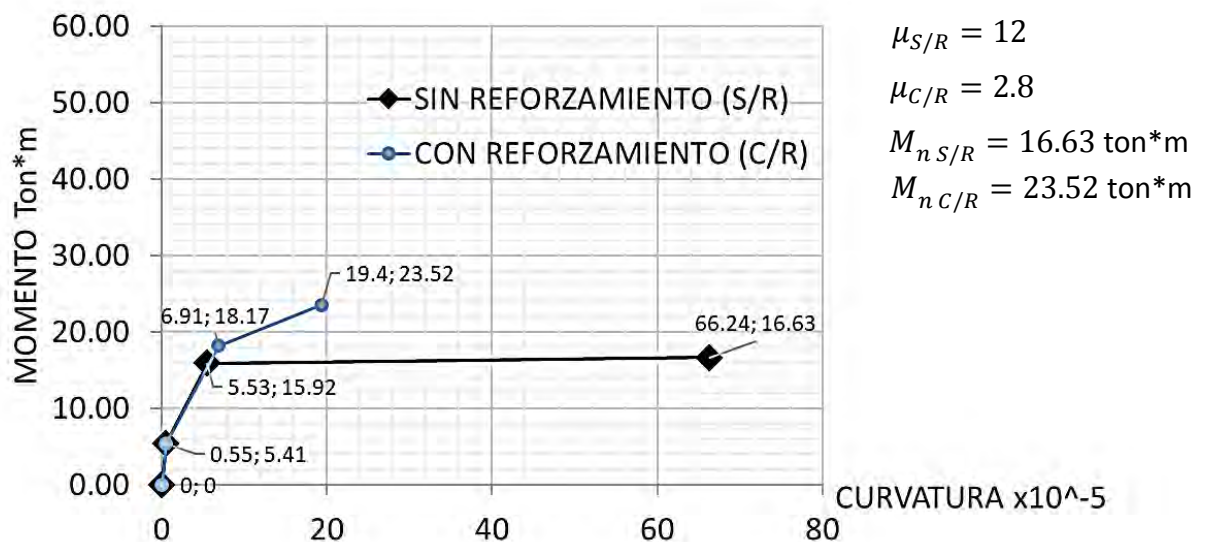


Figura 5.5 Sección de viga S 1-1 reforzado y sin reforzar con CFRP. Fuente: Propia

Para que el programa SAP2000 reconozca una rótula plástica, éste necesita de varios diagramas de momento curvatura los cuales se diferencian por la fuerza axial en ellas. Por ejemplo, en la Figura 5.6 se muestran diagramas de momento curvatura a distintas

fuerzas axiales las mismas que corresponden a la fuerza axial actuante en los pórticos reforzados y no reforzados.

Para aumentar la precisión del programa en reconocer una rótula plástica, se hallaron los diagramas de momento-curvatura para la fuerza axial actuante en los elementos verticales, para un 20% más con respecto a esa fuerza y un 20 % menos con respecto a la misma fuerza. De acuerdo a la ilustración se puede afirmar que la resistencia aumenta de forma considerable; sin embargo, ductilidad disminuye a medida que aumenta la fuerza axial en la sección, es decir, se fragiliza la sección. Donde P representa a la fuerza axial actuante en la estructura.

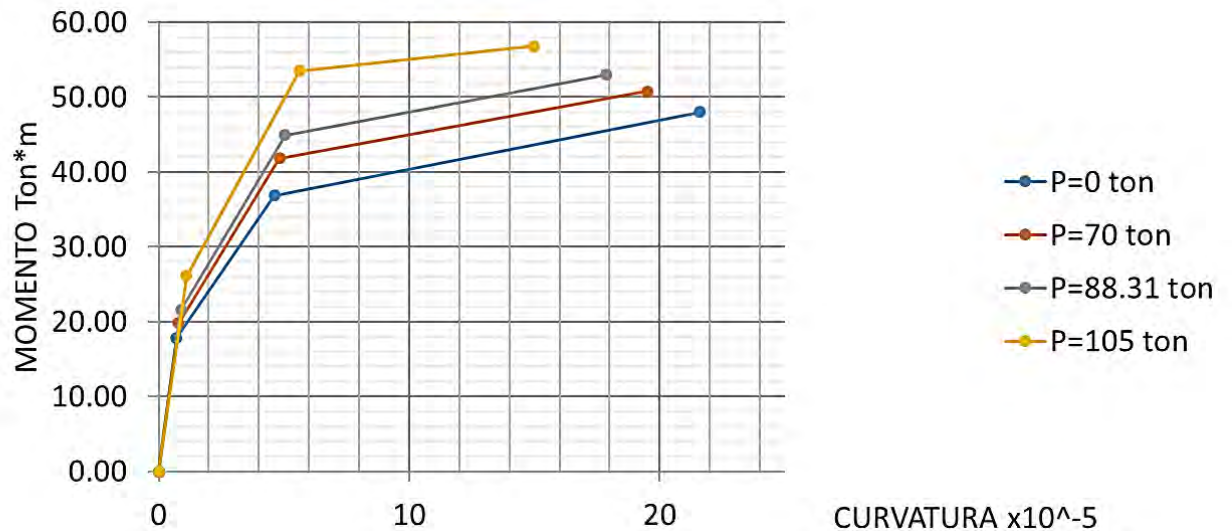


Figura 5.6 Diagramas de momento curvatura de la sección C-1 a distintas cargas axiales. Fuente: Propia

5.4. CURVA Y ESPECTRO DE CAPACIDAD DEL ANÁLISIS PUSHOVER

Se aplica el análisis pushover a las estructuras. Las rótulas plásticas asignadas en el programa Sap2000 irán mostrando el comportamiento de la estructura, mecanismo de colapso.

El resultado, llamado curva de capacidad, nos permitirá determinar los puntos de rendimiento de la estructura según el desplazamiento alcanzado. Para determinar dicho rendimiento se debe realizar una conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad. En las siguientes secciones se mostrarán los diagramas provenientes del programa SAP2000.

5.4.1. CURVA DE CAPACIDAD, ESPECTRO DE CAPACIDAD Y SECTORIZACIÓN SEGÚN SEAOC EN PÓRTICOS SIN REFORZAR

Luego de asignar las rótulas plásticas en los elementos, según los diagramas de momento curvatura de las secciones sin reforzar y con una sobrecarga igual a 0.25 toneladas por metro, se procede a incluirle el espectro correspondiente mencionado en la sección de metodología, junto con los parámetros de sitio establecidos y convenientes para el desarrollo.

En la Figura 5.7 se muestra la curva de capacidad del *PÓRTICO 1* donde el punto máximo de rotura presenta una resistencia de 82 toneladas fuerza.

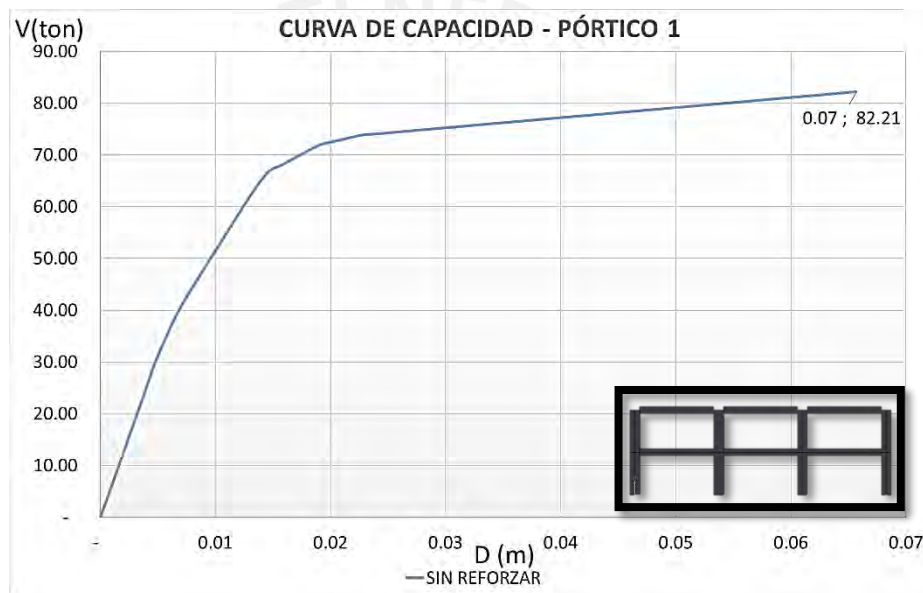


Figura 5.7 Curva de capacidad del PÓRTICO 1 sin reforzar. Fuente: Propia

Posteriormente, se convierte la curva de capacidad en espectro de capacidad, la Figura 5.8 ilustra el resultado de la conversión, en el que se muestra que con un desplazamiento en el último piso de aproximadamente 5.5 centímetros una de las secciones de la estructura alcanzará la etapa de colapso según el SEAOC.

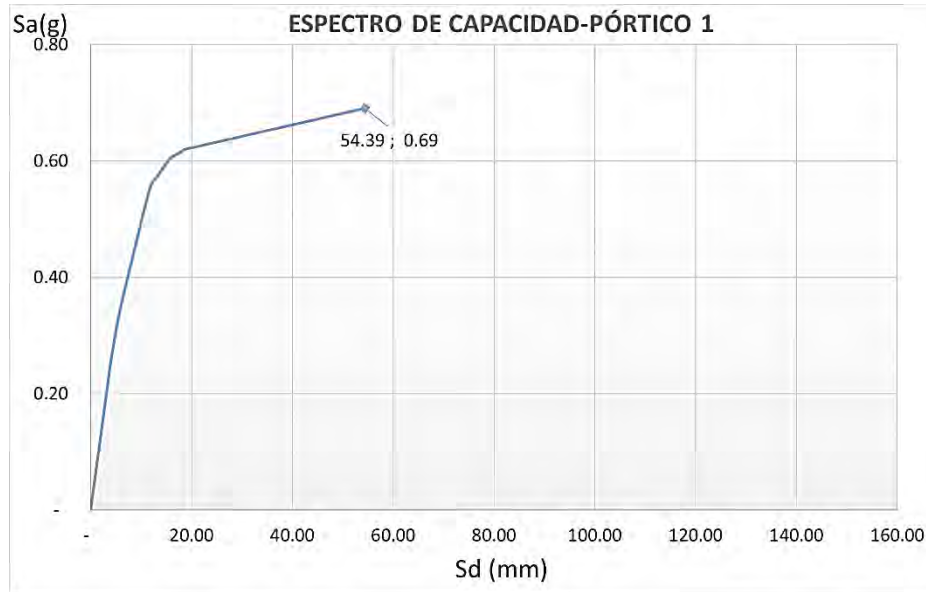


Figura 5.8 Espectro de capacidad del PÓRTICO 1 sin reforzar. Fuente: Propia

En la Figura 5.9 se muestra el mecanismo en el PÓRTICO 1, en el que se observa que la primera sección en llegar a la etapa de colapso se da en la columna, lo cual demuestra que las secciones de columna son el eslabón más débil de la estructura. Siendo *B* el estado completamente operativo, *IO* como funcional, *LS* resguardo de vida, *CP* cerca al colapso y *C* colapso.

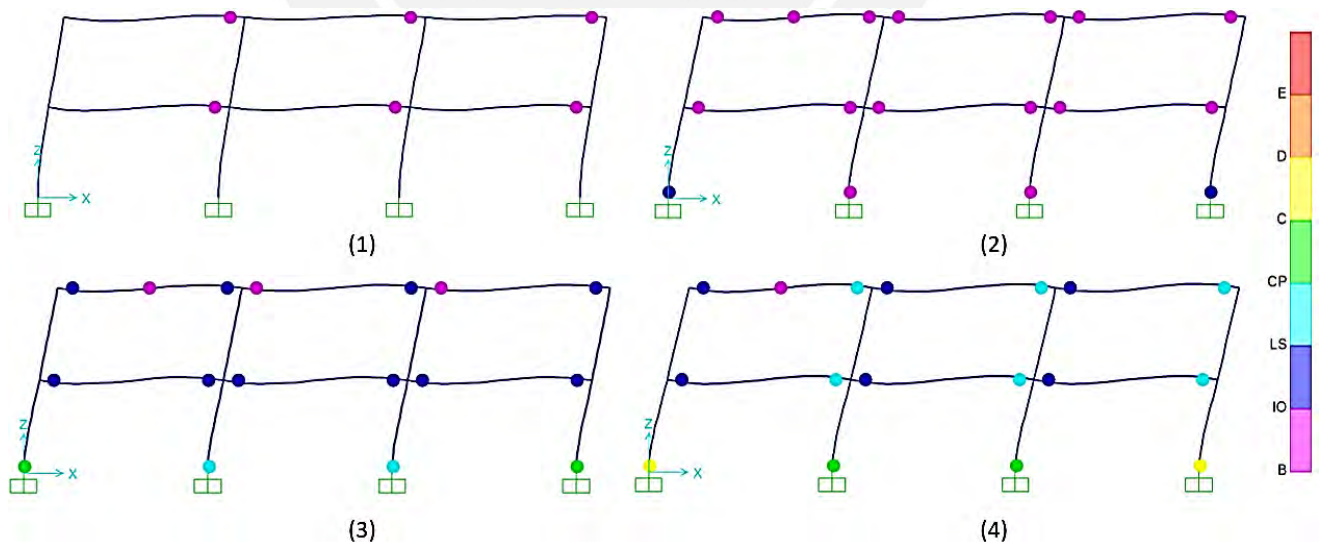


Figura 5.9 Secuencia de rotulación del PÓRTICO 1 sin reforzar. Fuente: Propia

La Tabla 5-10 muestra la ubicación de cada sector con el que se determinará el desempeño de la estructura luego de cruzar gráficos con algún Espectro de Demanda. Este mismo procedimiento se realizará en los demás *PÓRTICOS* 2,3 y 4 para el posterior análisis. Donde ΔP representa el recorrido inelástico de la estructura, C.O., completamente operativo; O., operativo; R.V., resguardo de vida; C.C., cerca al colapso; y C., Colapso.

Tabla 5-10 Ubicación de los sectores de desempeño del *PÓRTICO 1* sin reforzar. Fuente: Propia

		SA(g)	SD(mm)	ΔP (mm)	C.O.(mm)	O.(mm)	R.V.(mm)	C.C.(mm)	C.(mm)
SIN REFORZAR	Fluencia	0.55	8.00	46.39	8.00	21.92	35.83	45.11	54.39
	Rotura	0.69	54.39						

5.4.2. CURVA DE CAPACIDAD, ESPECTRO DE CAPACIDAD Y SECTORIZACIÓN SEGÚN SEAOC EN PÓRTICOS CON REFORZAMIENTO CONFIGURACIÓN 1

Con las rótulas plásticas ya establecidas, según los diagramas de momento curvatura de las secciones sin reforzar, con una sobrecarga igual a 0.35 toneladas por metro y reforzamiento con la **Configuración 1**, es decir, con una capa de refuerzo en los momentos positivos y negativos, se procede a incluirle el espectro correspondiente mencionado en la sección de metodología, junto con los parámetros de sitio establecidos y convenientes para el desarrollo.

En la Figura 5.10 se muestra la curva de capacidad del *PÓRTICO 1* donde el punto máximo de rotura presenta una resistencia de 86 toneladas fuerza. En la que se puede comentar que mejora la resistencia en 4 toneladas con respecto a la estructura sin reforzar; sin embargo, la ductilidad disminuye casi a la mitad, esto afectará a la sectorización en la que los valores serán menores a diferencia de la estructura sin reforzar.

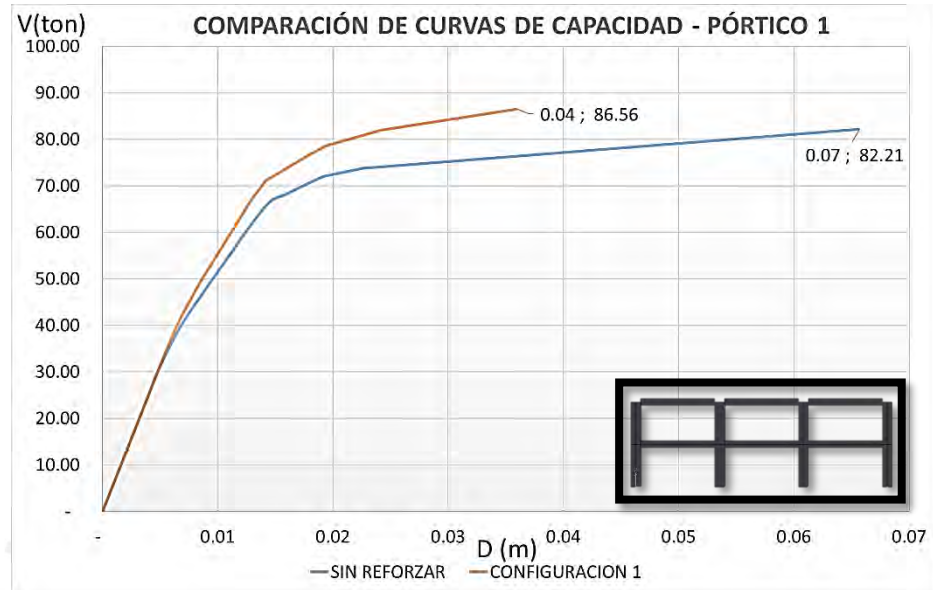


Figura 5.10 Comparación de curvas de capacidad del PÓRTICO1. Fuente: Propia

Posteriormente, se convierte la curva de capacidad en espectro de capacidad, la Figura 5.11 ilustra el resultado de la conversión, en el que se observa que, con un desplazamiento en el último piso de aproximadamente 3 centímetros, una sección de la estructura alcanzará la etapa de colapso según el SEAOC.

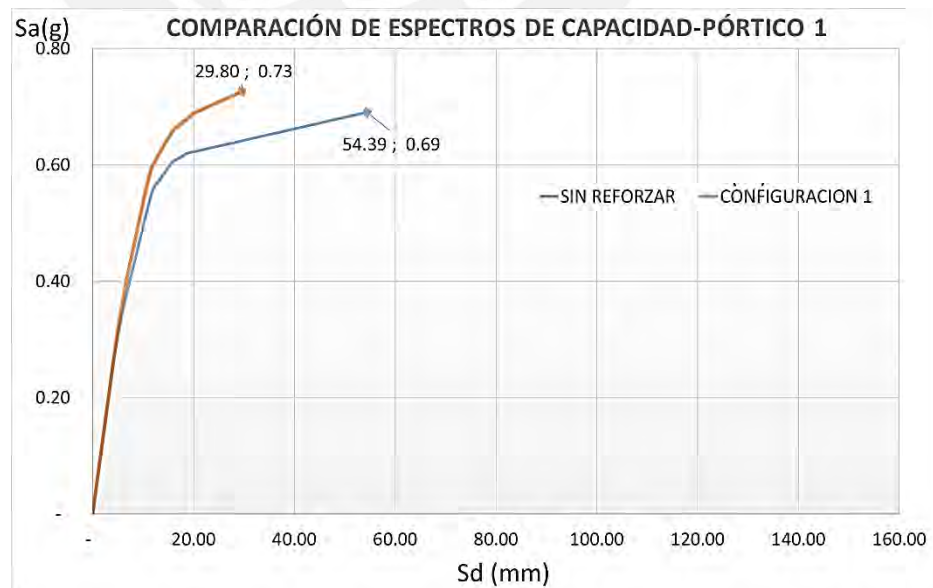


Figura 5.11 Comparación de espectros de capacidad del PÓRTICO1. Fuente: Propia

En la Figura 5.12 se muestra la aparición de las primeras rótulas plásticas en el PÓRTICO 1, éste se da en la viga lo cual demuestra que es el eslabón más débil debido a que la sección se ha fragilizado por el reforzamiento con fibra de carbono CFRP. Siendo *B* el estado completamente operativo, *IO* como funcional, *LS* resguardo de vida, *CP* cerca al colapso y *C* colapso.

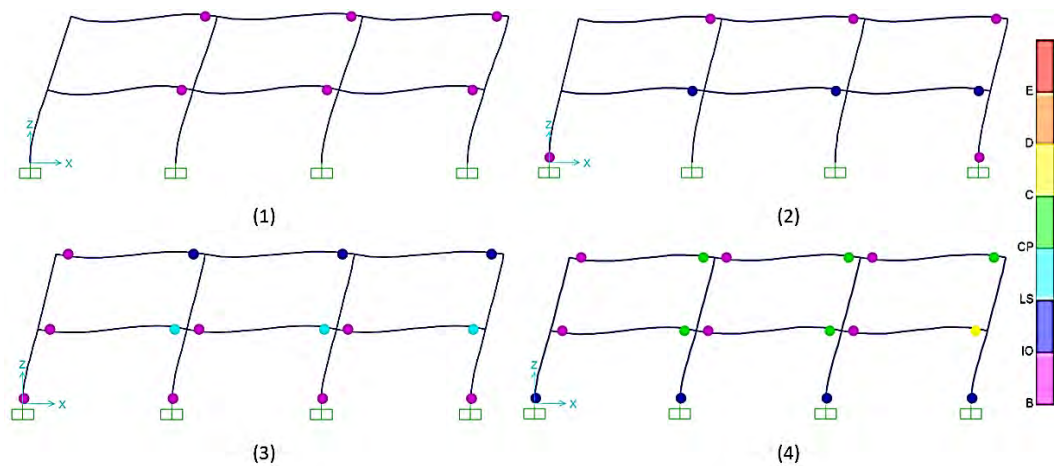


Figura 5.12 Secuencia de rotulación del PÓRTICO 1 reforzado con configuración 1. Fuente: Propia

La Tabla 5-11 muestra la ubicación de cada sector con el que se determinará el desempeño de la estructura luego de cruzar gráficos con algún Espectro de Demanda. A diferencia del pórtico sin reforzar, éste muestra que llegará antes al colapso si solo se considera el desplazamiento. Este mismo procedimiento se realizará en los demás PÓRTICOS 2,3 y 4 para el posterior análisis.

Tabla 5-11 Ubicación de los sectores de desempeño del PÓRTICO 1. Fuente: Propia

		SA(g)	SD(mm)	ΔP (mm)	C.O.(mm)	O.(mm)	R.V.(mm)	C.C.(mm)	C.(mm)
SIN REFORZAR	Fluencia	-	-	-	-	-	-	-	-
	Rotura	0.55	8.00	46.39	8.00	21.92	35.83	45.11	54.39
CONFIGURACIÓN 1	Fluencia	-	-	-	-	-	-	-	-
	Rotura	0.60	10.00	19.56	10.00	15.87	21.74	25.65	29.56

5.4.3. CURVA DE CAPACIDAD, ESPECTRO DE CAPACIDAD Y SECTORIZACIÓN SEGÚN SEAOC CON REFORZAMIENTO CONFIGURACIÓN 2

Con las rótulas plásticas ya establecidas, según los diagramas de momento curvatura de las secciones sin reforzar, con una sobrecarga igual a 0.35

toneladas por metro y reforzamiento con la **Configuración 2**, es decir, con una capa en los momentos positivos y negativos, se procede a incluirle el espectro correspondiente mencionado en la sección de metodología, junto con los parámetros de sitio establecidos y convenientes para el desarrollo.

En la Figura 5.13 se muestra la curva de capacidad del *PÓRTICO 1* donde el punto máximo de rotura presenta una resistencia de 83 toneladas fuerza. En la que se puede comentar la resistencia el prácticamente la misma que la de una estructura sin reforzar, asimismo el desplazamiento no varía.

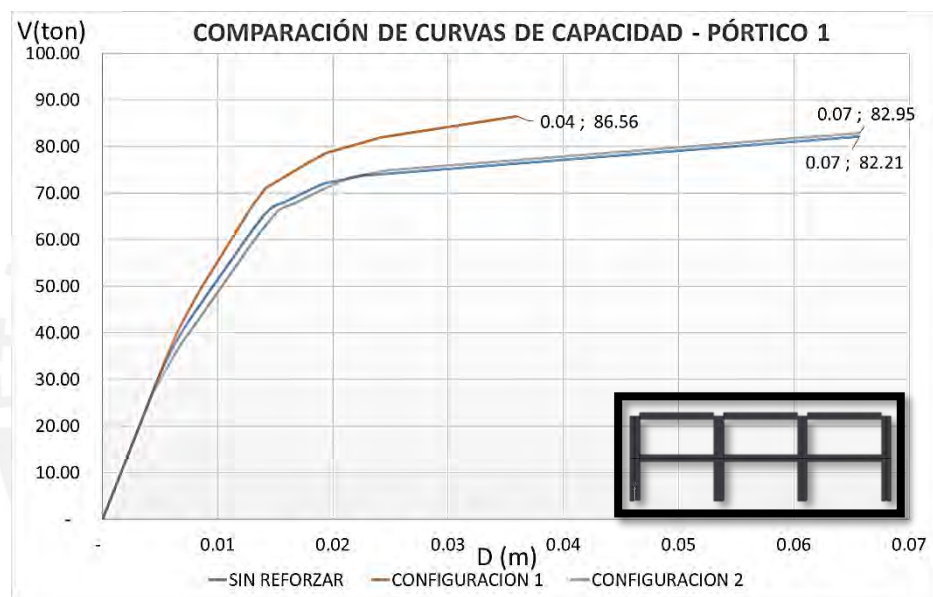


Figura 5.13 Comparación de curvas de capacidad del PÓRTICO1. Fuente: Propia

Posteriormente, se convierte la curva de capacidad en espectro de capacidad, la Figura 3.14 ilustra el resultado de la conversión, en el que se observa que, con un desplazamiento en el último piso de 5.5 cm la estructura mantiene el mismo comportamiento que el de una estructura sin reforzar.

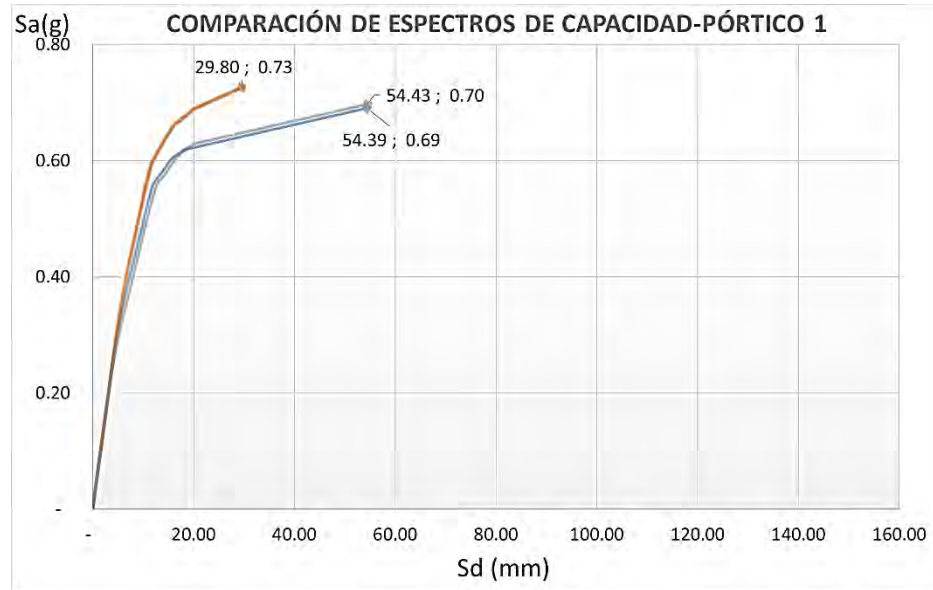


Figura 5.14 Comparación de espectros de capacidad del PÓRTICO 1. Fuente: Propia

En la Figura 5.15 se muestra la aparición de la primera rótula plástica en el PÓRTICO 1, éste se da en la columna lo cual demuestra que es el eslabón más débil. Siendo *B* el estado completamente operativo, *IO* como funcional, *LS* resguardo de vida, *CP* cerca al colapso y *C* colapso.

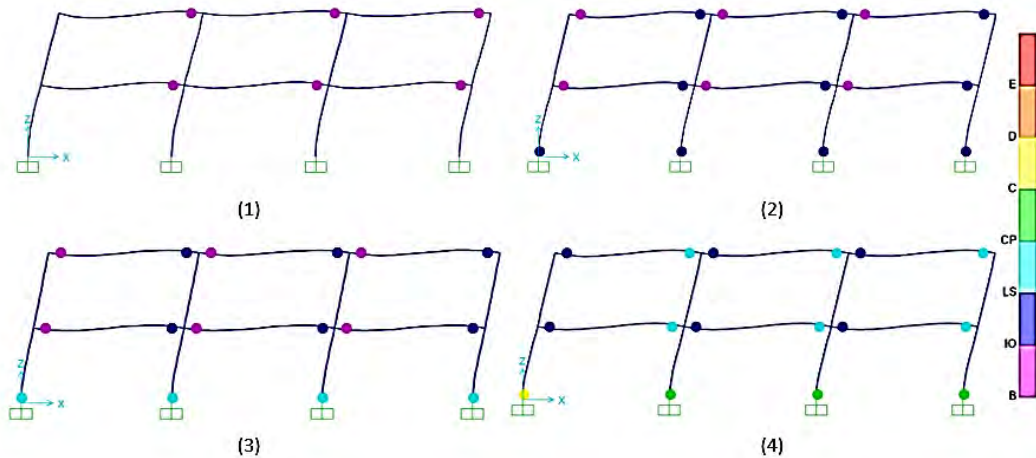


Figura 5.15 Secuencia de rotulación del PÓRTICO 1 reforzado con configuración 1. Fuente: Propia

La Tabla 5-12 muestra los valores de cada sector con el que se determinará el desempeño de la estructura luego de cruzar gráficos con algún Espectro de Demanda. Nuevamente, se reafirma que un pórtico de concreto armado reforzado con la **Configuración 2** tendrá un comportamiento similar al de un

pórtico sin reforzar. Éste mismo procedimiento se realizará en los demás
PÓRTICOS 2,3 y 4 para el posterior análisis.

Tabla 5-12 Ubicación de los sectores de desempeño del PÓRTICO 1. Fuente: Propia

		SA(g)	SD(mm)	ΔP (mm)	C.O.(mm)	O.(mm)	R.V.(mm)	C.C.(mm)	C.(mm)
SIN REFORZAR	Fluencia	0.55	8.00	46.39	8.00	21.92	35.83	45.11	54.39
	Rotura	0.69	54.39						
CONFIGURACIÓN 1	Fluencia	0.60	10.00	19.56	10.00	15.87	21.74	25.65	29.56
	Rotura	0.73	29.56						
CONFIGURACIÓN 2	Fluencia	0.55	9.00	45.42	9.00	22.63	36.25	45.34	54.42
	Rotura	0.70	54.42						

5.5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.5.1. ESPECTROS DE DEMANDA

Para determinar el desempeño de una estructura, debemos exponerla ante algún sismo. En ese sentido, en la Figura 5.16 se muestran gráficamente los sismos de 3 lugares distintos. Para los fines de la presente tesis se aproximaron y suavizaron las curvas con unas líneas de tendencia de ecuaciones polinómicas, proveniente de una herramienta de Excel.

El primero se trata del sismo en Pisco-Ica-Perú del 15 de agosto del 2007 con una magnitud de 7 en la escala de Richter y 7.9 de magnitud momento. Por otro lado, el otro terremoto es de Santiago de Chile-Chile del 27 de febrero del 2010 con una magnitud de 8.8 en la escala de Richter. Finalmente, tenemos el sismo de Japón con una magnitud de 9 en la escala de Richter.

Por lo tanto, someteremos de forma gráfica los pórticos para determinar el desplazamiento espectral y de esa forma encontrar el desempeño de cada una ante los sismos mencionados.

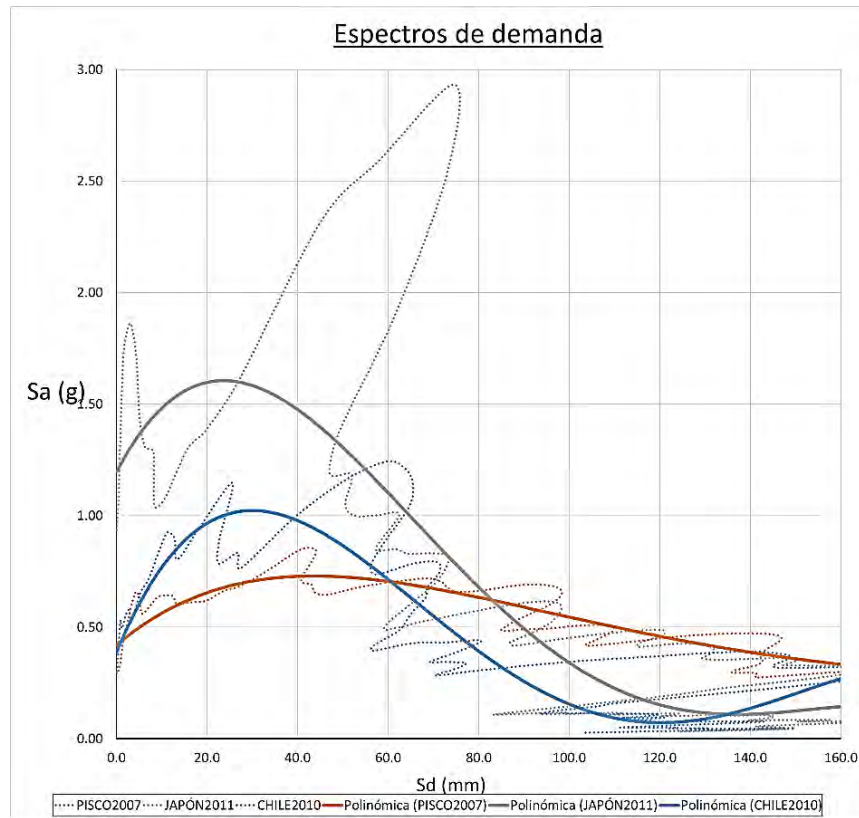


Figura 5.16 Espectros de demanda de sismos en PERÚ, CHILE Y JAPÓN. Fuente: Propia

5.5.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE PÓRTICOS CON SISTEMA DE COLUMNAS

En esta sección se concentrarán los resultados de las secciones con sistema de columnas. Las estructuras son el *PÓRTICO 1* y *PÓRTICO 2*, en los siguientes párrafos se mostrará el comportamiento de dichas estructuras y las incidencias del reforzamiento con fibra de carbono (CFRP).

La Figura 5.17 y la Figura 5.18 muestra los tres espectros de capacidad del *PÓRTICO 1* y *PÓRTICO 2* respectivamente, los cuales pertenecen a las estructuras sin reforzar, reforzadas con la **Configuración 1** y reforzadas con la **Configuración 2**. Se observa que la resistencia aumenta un 3 - 5% con la **Configuración 1**, pero disminuye la ductilidad en un 45 - 47%. Por otro lado,

con la **Configuración 2** el comportamiento es muy similar, no hay diferencias significativas.

Se puede determinar que las estructuras reforzadas mejoran de todas formas la resistencia del conjunto tal y como se hace normalmente, referida a la **Configuración 1** la resistencia se incrementa, pero disminuye la ductilidad; sin embargo, hay una diferencia significativa al reforzar con configuraciones distintas, puesto que, al dejar libre la zona de momentos negativos en la **Configuración 2** dichas secciones se rotarán permitiendo un mayor desplazamiento de la estructura, pero a su vez mantendrán la resistencia, ya que la estructura seguirá dependiendo de sus columnas y es por ello también que el comportamiento de la estructura es similar que sin reforzarla.

En cambio, al reforzar con la **Configuración 1** la estructura disminuye su ductilidad porque la estructura está dependiendo de las secciones de viga, pues éstas secciones reforzadas hay disminuido considerablemente su ductilidad sacrificándola para obtener una mayor resistencia.



Figura 5.17 Espectros de Capacidad del PÓRTICO 1 a distintos refuerzos. Fuente: Propia

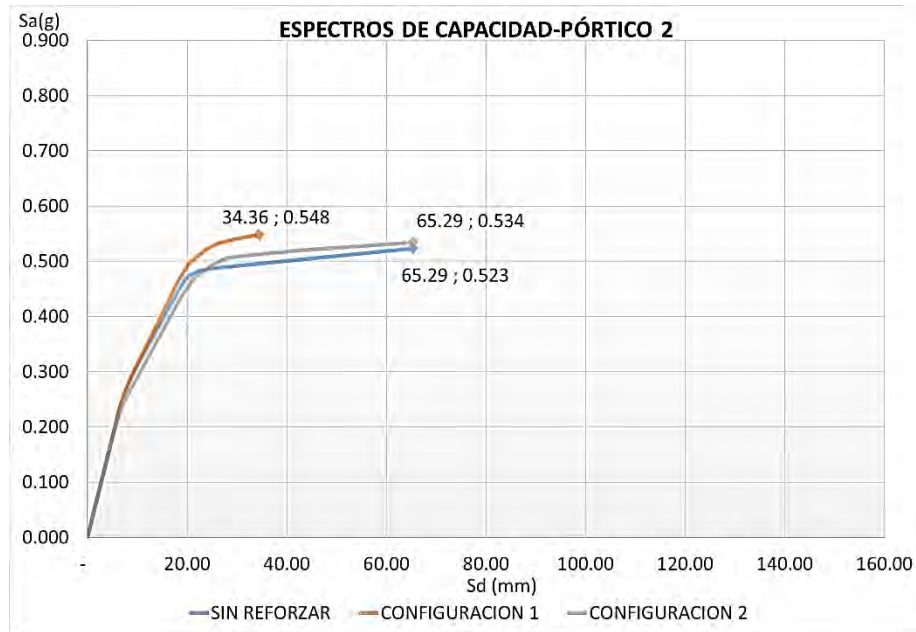


Figura 5.18 Espectros de Capacidad del PÓRTICO 2 a distintos refuerzos. Fuente: Propia

Asimismo, luego de someter a las estructuras a los Espectros de Demanda se obtuvo el gráfico mostrado en la Figura 5.19 y Figura 5.20, los cuales ilustran el rendimiento de las estructuras en sus tres casos, sin reforzar y reforzado con las dos configuraciones presentadas. Se puede apreciar que para determinar el desplazamiento de la estructura se prolongó la recta representada por la pendiente elástica.

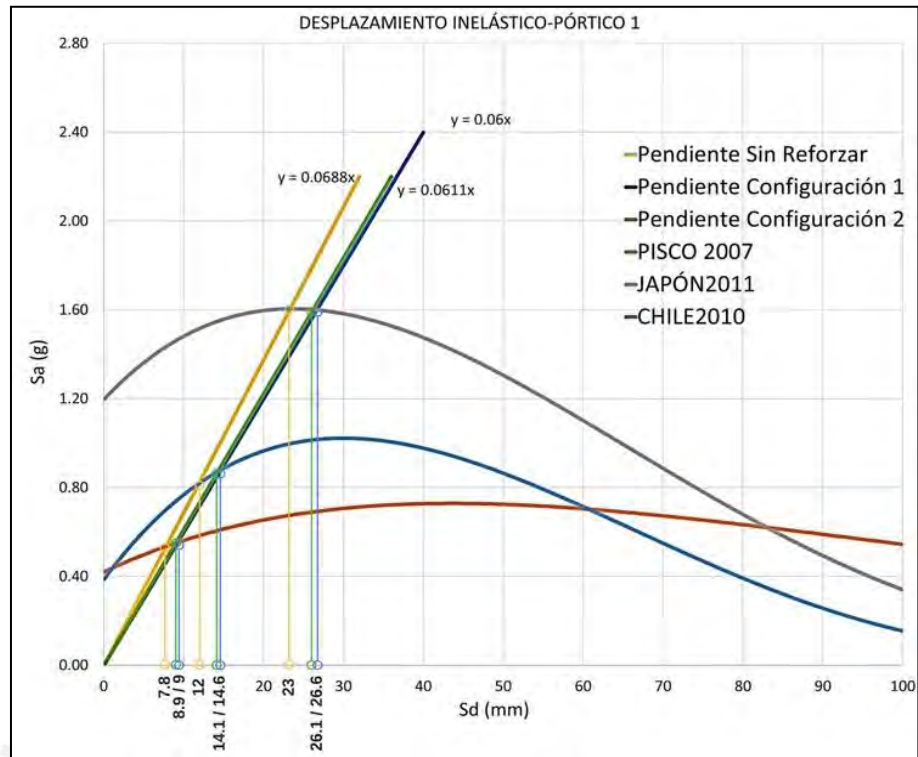


Figura 5.20 Desplazamiento inelástico aproximado del PÓRTICO 1 en sus 3 casos. Fuente: Propia

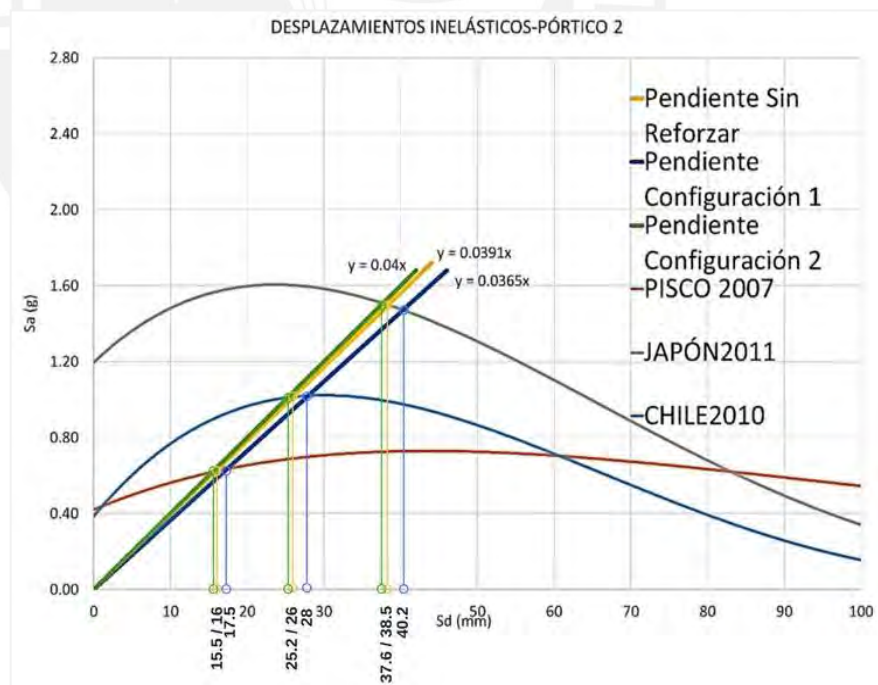


Figura 5.19 Desplazamiento inelástico aproximado del PÓRTICO 2 en sus 3 casos. Fuente: Propia

En la Tabla 5-13 y Tabla 5-14 se presentan los desplazamientos espectrales de las estructuras, así como el rendimiento de las mismas. El comportamiento del

PÓRTICO 1 mantiene se mantiene como mínimo funcional para los terremotos de Perú y Chile; sin embargo, durante el sismo de Japón se desplaza más la estructura, generando así que se encuentre en resguardo de vida para la estructura sin reforzar y con la **Configuración 2**, pero que para la **Configuración 1** el pórtico colapse. Se reafirma el punto en el que se determinó que el comportamiento de la estructura no varía para la **Configuración 2**.

El comportamiento del *PÓRTICO 2* mantiene se mantiene como funcional para el terremoto de Perú; sin embargo, durante los sismos de Chile se desplaza más la estructura, generando así que se encuentre cerca al colapso para la estructura con la **Configuración 1**, pero que para la estructura sin reforzar y con la **Configuración 2** el pórtico se encontrará cerca al colapso. Nuevamente se determinó que el comportamiento de la estructura no varía para la **Configuración 2**.

Por lo tanto, para edificaciones con columnas que sean sometidas a un reforzamiento con (CFRP) su ductilidad se verá afectada si es reforzada con la **Configuración 1**, mientras que con la **Configuración 2** se mantiene la ductilidad, así como la resistencia cuya variación es mínima.

Tabla 5-13 Rendimiento del Pórtico1 en distintos escenarios. Fuente: Propia

PÓRTICO 1	DESPLAZAMIENTO (mm)			RENDIMIENTO		
	PISCO2007	CHILE2010	JAPÓN2011	PISCO2007	CHILE2010	JAPÓN2011
SIN REFORZAR	7.80	12.00	23.00	C.O.	O.	R.V.
CONFIGURACIÓN 1	8.90	14.60	26.60	C.O.	O.	C
CONFIGURACIÓN 2	9.00	14.10	26.10	C.O.	O.	R.V.

Tabla 5-14 Rendimiento del Pórtico 2 en distintos escenarios. Fuente: Propia

PÓRTICO 2	DESPLAZAMIENTO(mm)			RENDIMIENTO		
	PISCO2007	CHILE2010	JAPÓN2011	PISCO2007	CHILE2010	JAPÓN2011
SIN REFORZAR	16.00	26.00	38.50	O.	O.	R.V.
CONFIGURACIÓN 1	17.50	28.00	40.20	O.	C.C.	C
CONFIGURACIÓN 2	15.50	25.20	37.60	O.	O.	R.V.

5.5.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE PÓRTICOS CON SISTEMA DE MUROS

En esta sección se concentrarán los resultados de las secciones con sistema de columnas. La estructura es el *PÓRTICO 4*, en los siguientes párrafos se mostrará

el comportamiento de dichas estructuras y las incidencias del reforzamiento con fibra de carbono (CFRP).

La Figura 5.21 muestra los tres espectros de capacidad del *PÓRTICO 4* la cual pertenece a la estructura sin reforzar, reforzada con la **Configuración 1** y reforzada con la **Configuración 2**.

Se puede determinar que las estructuras reforzadas mejoran de todas formas la resistencia del conjunto tal y como se hace normalmente, referida a la **Configuración 1**, la resistencia se incrementa, pero disminuye la ductilidad; sin embargo, hay una diferencia significativa al reforzar con configuraciones distintas, puesto que, al dejar libre la zona de momentos negativos en la **Configuración 2** dichas secciones de viga se rotarán permitiendo un mayor desplazamiento de la estructura, pero a su vez mejorarán ligeramente la resistencia, ya que la estructura seguirá dependiendo de sus muros y gracias al reforzamiento en momentos positivos de las vigas, ésta aumentará ligeramente la resistencia.

En cambio, al reforzar con la **Configuración 1** la estructura disminuye su ductilidad porque la estructura está dependiendo de las secciones de viga, pues éstas secciones reforzadas han disminuido considerablemente su ductilidad sacrificándola para obtener una mayor resistencia.

Por lo tanto, se observa que la resistencia aumenta un 5% con la **Configuración 1**, pero disminuye la ductilidad en un 20%. Entonces, con la **Configuración 2** el comportamiento es similar, pero se nota un leve aumento de resistencia, así como de ductilidad, aunque no significativos.

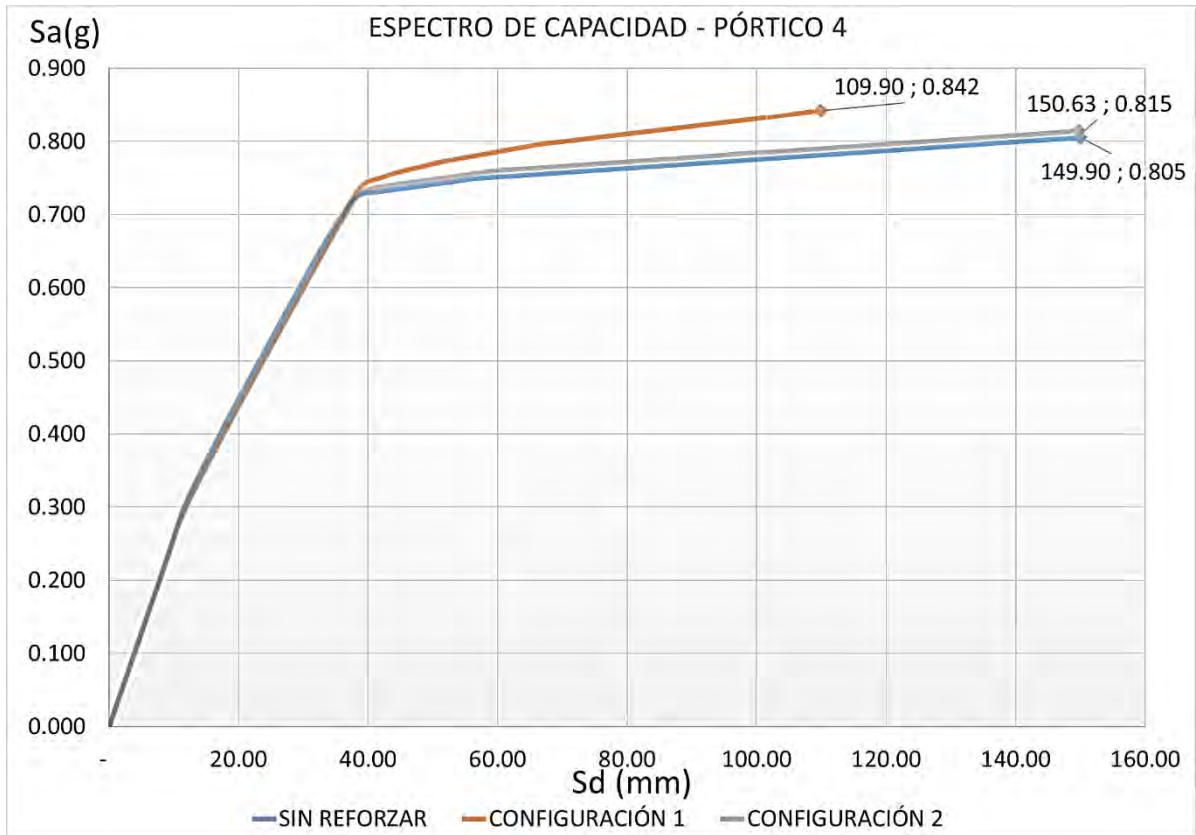


Figura 5.21 Espectros de Capacidad del PÓRTICO 4 a distintos refuerzos. Fuente: Propia

Asimismo, luego de someter a las estructuras a los Espectros de Demanda se obtuvo el gráfico mostrado en la Figura 5.22, el cual ilustra el rendimiento de la estructura en sus tres casos, sin reforzar y reforzado con las dos configuraciones presentadas. Se puede apreciar que para determinar el desplazamiento de la estructura se prolongó la recta representada por la pendiente elástica.

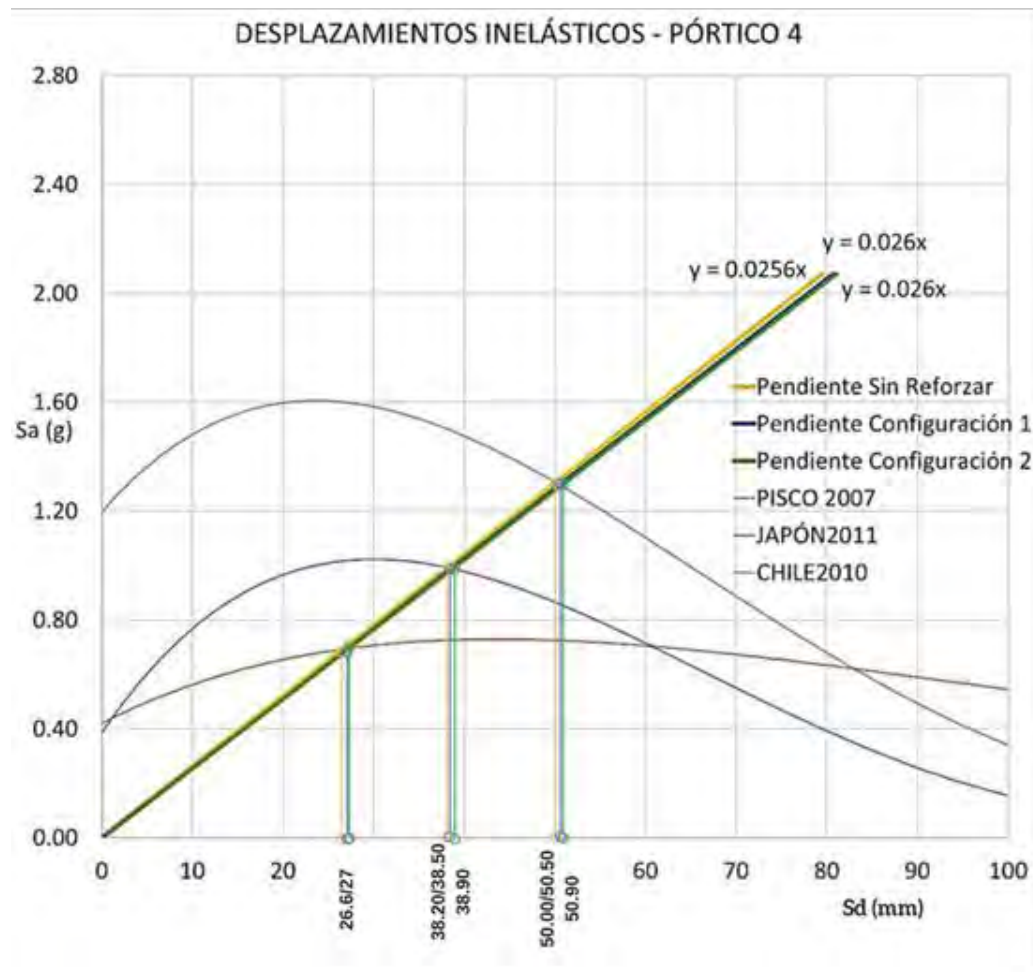


Figura 5.22 Desplazamiento inelástico aproximado del PÓRTICO 4 en sus 3 casos. Fuente: Propia

En la Tabla 5-15 se presentan los desplazamientos espectrales de la estructura, así como el rendimiento de la misma. El comportamiento del PÓRTICO 4 mantiene se mantiene como operativo para todos sus casos, aunque incursa en el rango inelástico desde el sismo peruano, la estructura tiene un buen comportamiento debido a que conserva su rigidez y los daños no serían considerables. Todas las instalaciones seguirían en funcionamiento.

Por lo tanto, una edificación con muros alarga levemente su ductilidad con la **Configuración 2**, mientras que para la **Configuración 1** la ductilidad decrece, aunque no severamente puesto que aún se mantiene operativa ante las sollicitaciones sísmicas.

Tabla 5-15 Rendimiento del Pórtico 2 en distintos escenarios. Fuente: Propia

PÓRTICO 4	DESPLAZAMIENTO(mm)			RENDIMIENTO		
	PISCO2007	CHILE2010	JAPÓN2011	PISCO2007	CHILE2010	JAPÓN2011
SIN REFORZAR	26.60	38.20	50.00	O.	O.	O.
CONFIGURACIÓN 1	27.00	38.50	50.50	O.	O.	O.
CONFIGURACIÓN 2	27.00	38.90	50.90	O.	O.	O.

5.5.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE PÓRTICOS CON SISTEMA DUAL

En esta sección se concentrarán los resultados de las secciones con sistema de columnas. La estructura es el *PÓRTICO 3*, en los siguientes párrafos se mostrará el comportamiento de dichas estructuras y las incidencias del reforzamiento con fibra de carbono (CFRP).

La Figura 5.23 muestra los tres espectros de capacidad del *PÓRTICO 3* la cual pertenece a la estructura sin reforzar, reforzada con la **Configuración 1** y reforzada con la **Configuración 2**. Se observa que la resistencia aumenta un 8% con la Configuración 1, pero disminuye la ductilidad en un 32%. Por otro lado, con la Configuración 2 la resistencia aumenta un 5%, asimismo la ductilidad aumenta en un 16%.

Se determina que la estructura reforzada mejora de todas formas la resistencia del conjunto tal y como se hace normalmente, referida a la **Configuración 1** la resistencia se incrementa, pero disminuye la ductilidad; sin embargo, hay una diferencia significativa al reforzar con configuraciones distintas, puesto que, al dejar libre la zona de momentos negativos en la **Configuración 2** dichas secciones se rotarán permitiendo un mayor desplazamiento de la estructura, a su vez, la resistencia mejora; puesto que, siendo el único muro un elemento monolítico, en la zona de columnas se va consumiendo la energía sísmica y es incluso en esa misma zona en donde ocurre la falla y por ende el punto de colapso de la estructura.

En cambio, al reforzar con la **Configuración 1** la estructura disminuye su ductilidad porque la estructura está dependiendo de las secciones de viga, pues éstas secciones reforzadas hay disminuido considerablemente su ductilidad sacrificándola para obtener una mayor resistencia.

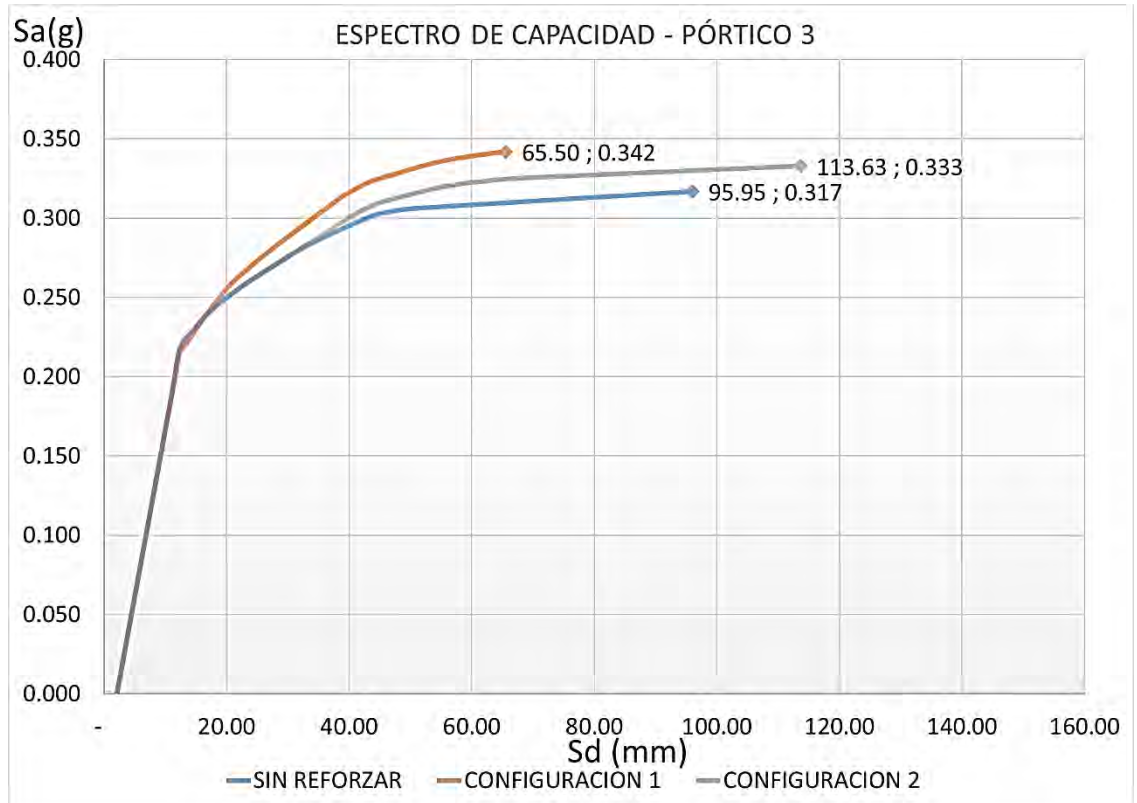


Figura 5.23 Espectros de Capacidad del PÓRTICO 3 a distintos refuerzos. Fuente: Propia

Asimismo, luego de someter a las estructuras a los Espectros de Demanda se obtuvo el gráfico mostrado en la Figura 5.24, el cual ilustra el rendimiento de la estructura en sus tres casos, sin reforzar y reforzado con las dos configuraciones

presentadas. Se puede apreciar que para determinar el desplazamiento de la estructura se prolongó la recta representada por la pendiente elástica.

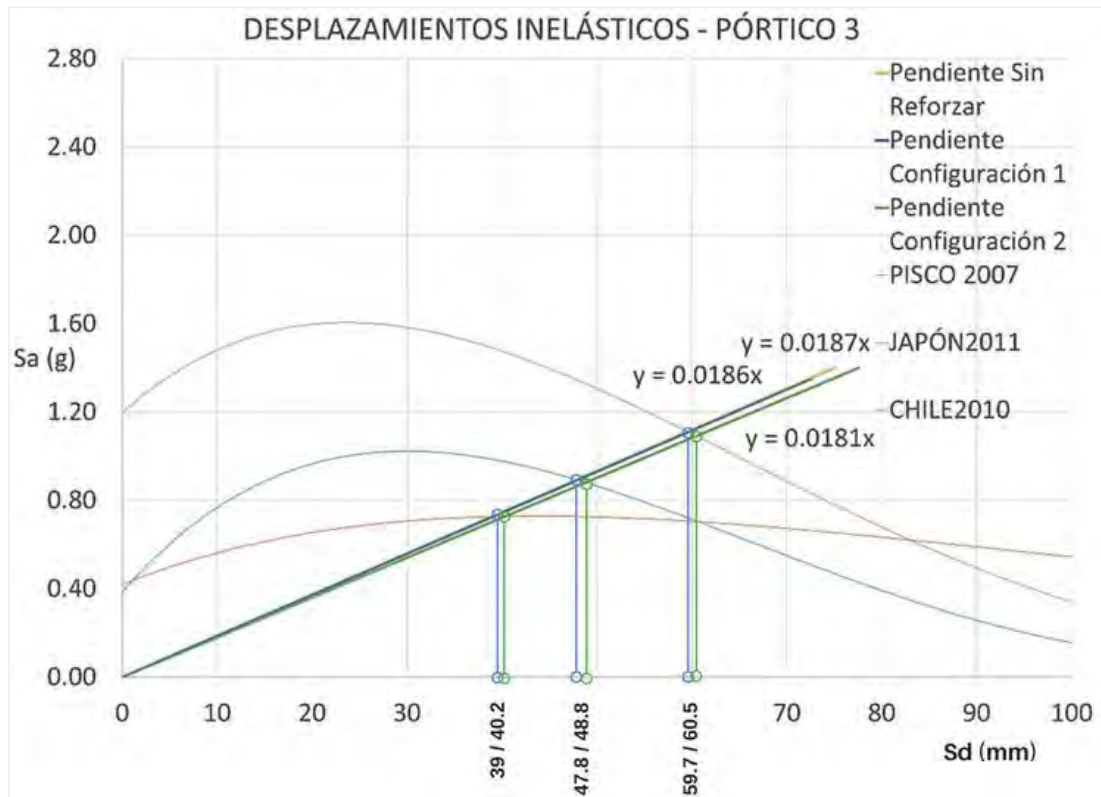


Figura 5.24 Desplazamiento inelástico aproximado del PÓRTICO 3 en sus 3 casos. Fuente: Propia

En la Tabla 5-16 se presentan los desplazamientos espectrales de la estructura, así como el rendimiento de la misma. El comportamiento del PÓRTICO 3 varía en los 3 casos (sin reforzar y reforzado con ambas configuraciones), pero es notable la mejora que es aplicada a la estructura al ser reforzada con la **Configuración 2**, ya que en la sollicitación sísmica más grande obtuvo un rendimiento de resguardo de vida a diferencia de los otros dos casos.

Por lo tanto, una edificación con un sistema dual mejora su ductilidad y resistencia con la **Configuración 2**, mientras que para la **Configuración 1** mejora su resistencia, pero la ductilidad decrece significativamente.

Tabla 5-16 Desplazamiento inelástico aproximado del PÓRTICO 3 en sus 3 casos. Fuente: Propia

PÓRTICO 3	DESPLAZAMIENTO (mm)			RENDIMIENTO		
	PISCO2007	CHILE2010	JAPÓN2011	PISCO2007	CHILE2010	JAPÓN2011
SIN REFORZAR	39.00	47.80	59.70	O.	R.V.	C.C.
CONFIGURACIÓN 1	39.00	47.80	59.70	R.V.	C.C.	C
CONFIGURACIÓN 2	40.20	48.80	60.50	O.	R.V.	R.V.



Capítulo 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

- El reforzamiento con la **Configuración 1** disminuye considerablemente la ductilidad en todos los pórticos. En porcentajes se refiere a un 20-47%; sin embargo, mejora la resistencia entre 3-7% lo cual indica que se está disminuyendo la ductilidad a cambio de un aumento de resistencia no tan considerable.
- El reforzamiento con la **Configuración 2** en pórticos con columnas demuestra un comportamiento parecido al de la misma estructura sin reforzar. La situación mejora cuando un pórtico con muros es reforzado con dicha configuración, aunque la mejora de resistencia horizontal y ductilidad en porcentajes es mínima. Por otro lado, el reforzamiento de una estructura con configuración 2 resulta mejor si es que es aplicado a una estructura con un sistema dual, puesto que, según los porcentajes, la mejora sí es significativa.
- Es importante mencionar que en estructuras simétricas es mucho más sencillo determinar el comportamiento. Asimismo, la información que brinda en cuanto a su comportamiento y respuesta sísmica son lo suficientemente claras como para ser trabajadas.
- Si se diese el caso de una estructura de 30 o más años de antigüedad con sistema de columnas, no convendría reforzarlo con la **Configuración 1**, pues en el primer caso hay un decremento de ductilidad significativo que terminaría por dañar la estructura cuya ductilidad es lo único que lo mantiene ya que la resistencia es pobre. En ese sentido, le convendría a ese tipo de estructuras que sean reforzadas con la **Configuración 2** o ser reforzada con muros para darle resistencia y ductilidad.
- En la actualidad los edificios en su mayoría son diseñados con un sistema de muros. Estos sí podrían ser diseñados con la configuración común que viene a ser la **Configuración 1**, ya que la reducción de la ductilidad solo es del 20% y el rendimiento es operativo según la tabla del SEAOC. A pesar de ello, los muros poseen un gran desempeño en cuanto a respuesta inelástica y rendimiento se refiere, puesto que, aun siendo considerado un elemento frágil en un sistema como el dual mejora el desempeño inelástico, siempre y cuando guarden una esbeltez aceptable para evitar el pandeo
- Un incremento de sobrecarga influye en el rendimiento de una estructura debido a que ésta significaría para la estructura un aumento de fuerza sísmica. Por otro lado, disminuiría la ductilidad, puesto que, queda demostrado que al aumentar la fuerza axial en una sección se pierde ductilidad en el elemento.

- El mejor escenario según los objetivos establecidos sucede en el reforzamiento de un sistema dual. En este caso, la estructura con la **Configuración 1** no es la mejor opción, puesto que con la **Configuración 2** tanto la resistencia como la ductilidad mejoran.
- Según la norma E.060, para poder realizar un reforzamiento en los momentos positivos es necesario redistribuir los momentos siempre y cuando la deformación del acero sea mayor a 0.0075. Asimismo, da un porcentaje máximo de redistribución los cuales no tienen efecto en los resultados de la presente tesis, pues se usaron métodos aproximados para hallar los momentos flectores. Sin embargo, considerar la redistribución de momentos con un tope de porcentajes pudo haber mejorado la ductilidad de la estructura pues la estructura consideraría más acero y ya no se rotaría tan rápido.
- De los resultados se puede inferir que, un material frágil genera un elemento frágil, como cuando se da el caso del reforzamiento de una sección de viga reforzada con CFRP el cual obliga a la sección disminuir su ductilidad y abrir paso a una alta resistencia. Sin embargo, un elemento frágil no necesariamente genera una estructura frágil; puesto que, considerando las solicitaciones sísmicas, se permitiría que otros elementos que son más dúctiles trabajen para la estructura mejorando así el desempeño como es el caso de no reforzar la zona de momentos negativos, la estructura tendría un mayor giro y por ende un mayor desplazamiento. Todo ello dependerá del tipo de sistema que se use, ya sea columnas, muros o dual.
- En un sistema de muros, las vigas no tienen tanta responsabilidad para las solicitaciones sísmicas, es por ello que su reforzamiento con CFRP no influiría considerablemente.
- Es necesario cuidar la ductilidad de los extremos de vigas y columnas, ya que estos afectan directamente la ductilidad de la estructura. Es recomendable darles capacidad de deformarse.

6.2. RECOMENDACIONES

- Como futuras líneas de investigación, sería recomendable combinar el reforzamiento de vigas con el de placas y columnas para analizar el rendimiento. Asimismo, analizar el comportamiento del reforzamiento en estructuras 3D.

Capítulo 7 BIBLIOGRAFÍA

- Alegre, G. (2017). *Estudio de la influencia en la resistencia y ductilidad de las fibras de carbono utilizadas como reforzamiento de vigas de concreto armado*. (Tesis de pregrado) PUCP, Lima.
- Asmat, C. (2016). *Disposiciones Sísmicas de Diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado*. (Tesis de maestría) PUCP, Lima.
- BBC Mundo. (12 de Setiembre de 2011). *BBC Mundo*. Obtenido de http://www.bbc.com/mundo/noticias/2011/09/110912_fibra_carbono_auto_bmw_il#page-top
- Bowler, T. (30 de Enero de 2014). *BBC Mundo*. Obtenido de http://www.bbc.com/mundo/noticias/2014/01/140129_tecnologia_aviones_fibra_carbono
- Burgos, M. (2007). *Estudio de la metodología "Diseño por Capacidad" en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la Norma Peruana E.060 como Alternativa de diseño*. Lima: UNI.
- Chopra, A., & Goel, R. (1999). Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum. *Earthquake Spectra*, 637-656.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2009) *Concreto Armado Norma E.060*. Lima.
- Elnashai, A. S., & Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals Of Earthquake Engineering*. England: JOHN WILEY & SONS, LTD.
- American Concrete Institute (2008) *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures ACI 440.2R-08*. U.S.A.
- Hollaway, L. (2011). *Service Life Stimulation and Extention of Civil Engineering Structures*. U.K.: Woodhead Publishing Limited.
- American Concrete Institute (2008) *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*.
- Mackenzie, I. (12 de Marzo de 2011). *BBC Mundo*. Obtenido de http://www.bbc.com/mundo/noticias/2011/03/110310_auto_fibra_carbono_pl
- Marsh, G. (s.f.). Materials for record breakers under sail. *Materials Today*, 17-19.
- Momoka, N., & Takashi, M. (2017). Analysis on nonlinear bending behaviors of CFRP beams by section partition method. *Procedia Engineering*, 171, 882-889.

- Mustafa, S. A., & Hassan, H. A. (2017). Behavior of concrete beams reinforced with hybrid steel and FRP composites. *HBRC Journal*, 1-9.
- Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. PUCP, Lima.
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Christchurch: Limusa.
- Proaño, L. (2011). *Comportamiento de vigas de concreto armado reforzadas externamente con platinas de fibra de carbono*. Lima: UNI.
- American Concrete Institute *Requisitos de Reglamento para concreto estructural y cementario ACI 318S-14*. (2014). U.S.A.
- Applied Technology Council *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. (1996). California
- Turkowska, P., Łukomska, M., Sulika, P., & Roszkowska, P. (2017). Fire Resistance of CFRP-strengthened Reinforced Concrete Beams. *Procedia Engineering*, 172, 1176 – 1183.
- V., G. (2000). Framed structures. Ductility and seismic. *Journal of Constructional Steel Research*, 55, 125–154.

