



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Desarrollo del programa MDQ-22 para el cálculo de la capacidad resistente de pórticos de concreto armado, Huancayo 2022.

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

AUTORES:

Medrano Fabian, Jhonathan Kendy (ORCID: 0000-0003-0342-6034)

Quispe León, Ronald (ORCID: 0000-0002-5623-0820)

ASESOR:

Mg. Diaz Huiza, Luis Humberto (ORCID: 0000-0003-1304-5008)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA – PERÚ

2022

Dedicatoria

De: Medrano Fabian, Jhonathan Kendy

A mis padres Edgar y Sara por ese gran apoyo y dedicación para lograr este anhelado objetivo. También quiero agradecer a mis hermanos y familiares quienes me dieron la confianza y su soporte en los momentos difíciles.

De: Quispe León, Ronald

A Dios, mi padre que se encuentra en el cielo, familiares y amigos en general, por el apoyo incondicional que me dieron en el transcurso de mi formación.

Agradecimientos

De: Medrano Fabian, Jhonathan Kendy

Primeramente, agradecer a Dios por acompañarme y cuidarme en el trajinar de la vida. Asimismo, quiero agradecer al Mg. Luis Humberto Diaz Huiza, por su soporte para encaminar y afianzar esta investigación, de igual forma a los ingenieros Paolo Renzo De la Calle Vega, Yrbin Huarcaya Quispe, Ivan Pedro Huarcaya Quispe, Leonid Grabel Mateo, Jose Miguel Salazar Mezas, a mis familiares y amigos quienes me apoyaron en mi formación personal y profesional.

De: Quispe León, Ronald

Agradecer a Dios por guiarme en mi formación personal y profesional. Asimismo, quiero agradecer al Mg. Luis Humberto Diaz Huiza, por su apoyo para lograr esta investigación, de igual manera a mis familiares y amigos quienes fueron un soporte importante para lograr un objetivo más en mi vida.

Índice de contenidos

Dedicatoria	ii
Agradecimientos.....	iii
Índice de contenidos	iv
Índice de Tablas	v
Índice de gráficos y figuras.....	vi
RESUMEN	viii
ABSTRACT	ix
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO.....	5
III. METODOLOGÍA.....	24
3.1. Tipo y diseño de investigación	24
3.2. Variables y Operacionalización	25
3.3. Población, muestra y muestreo.....	26
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	26
3.5. Procedimiento	28
3.6. Método de análisis de datos.....	28
3.7. Aspectos éticos	29
IV. RESULTADOS.....	30
V. DISCUSIÓN	50
VI. CONCLUSIONES	55
VII. RECOMENDACIONES.....	57
REFERENCIAS.....	59
ANEXOS	62

Índice de Tablas

Tabla 1. Rangos de validez.....	27
Tabla 2. Validez por juicio de expertos.....	27
Tabla 3: Resumen de normas.	27
Tabla 4. Procedimiento para el cálculo de la curva de capacidad resistente.	28
Tabla 5. Características de las columnas.....	31
Tabla 6. Características de las vigas.....	32
Tabla 7. Fuerzas internas máximas (subprograma “gravedad”).....	34
Tabla 8. Fuerzas internas máximas (Etabs V18).....	37
Tabla 9. Propiedades de la columna C1 (subprograma “momento”).....	38
Tabla 10. Propiedades de la columna C1 (Etabs V18).....	39
Tabla 11. Propiedades de la viga V1 (subprograma “momento”).....	41
Tabla 12. Propiedades de la viga V1 (Etabs V18).....	43
Tabla 13. Propiedades de los pórticos acoplados (MDQ-22).	45
Tabla 14. Propiedades de los pórticos acoplados (Etabs V18).	46
Tabla 15. Variación de fuerzas axiales máximas, MDQ-22 vs Etabs V18.....	47
Tabla 16. Variación de fuerzas cortantes máximas, MDQ-22 vs Etabs V18.	47
Tabla 17. Variación de momentos flectores máximos, MDQ-22 vs Etabs V18. ...	47
Tabla 18. Variación de la ductilidad, columnas del pórtico de 4 pisos.....	48
Tabla 19. Variación de la ductilidad, vigas del pórtico de 4 pisos.....	49
Tabla 20. Variación de la capacidad de los pórticos de concreto armado.....	49
Tabla 21. Propiedades de la columna C1 (programa “mocurva1”).....	51
Tabla 22. Propiedades de las vigas V1 (Programa “mocurva1”).....	52

Índice de gráficos y figuras

<i>Figura 1.</i> Estructura condicional simple.....	10
<i>Figura 2.</i> Estructura condicional doble.	10
<i>Figura 3.</i> Estructura de condición múltiple IF/ELSEIF/ELSE/END.	11
<i>Figura 4.</i> Estructura de condición múltiple SWITCH/CASE.....	11
<i>Figura 5.</i> Estructura repetitiva FOR.....	12
<i>Figura 6.</i> Estructura repetitiva WHILE.	13
<i>Figura 7.</i> Comando plot (x,y).	14
<i>Figura 8.</i> Comando grid on.....	14
<i>Figura 9.</i> Comandos de etiqueta.	15
<i>Figura 10:</i> Capacidad resistente de una estructura.....	16
<i>Figura 11:</i> Diagrama momento-curvatura para una sección de concreto armado.17	
<i>Figura 12:</i> Curvatura de una sección de concreto.....	17
<i>Figura 13:</i> Modelo elasto plasto y diagrama momento curvatura.....	19
<i>Figura 14:</i> Estados de trabajo de un elemento.....	19
<i>Figura 15:</i> Curva de capacidad resistente y bilinealización.....	20
<i>Figura 16.</i> Curva de capacidad y niveles de desempeño sísmico.....	21
<i>Figura 17:</i> . Objetivos de desempeño sísmico según la importancia del edificio... 22	
<i>Figura 18.</i> Representación del rango elástico (OA), el inelástico (AB).....	23
<i>Figura 19:</i> Criterio de áreas iguales para determinar el punto de fluencia.	23
<i>Figura 20:</i> . Vista en planta de la edificación en estudio.	30
<i>Figura 21.</i> Vista en elevación del pórtico típico.	31
<i>Figura 22</i> Sección de columna C1 y C2, modelo de 6 pisos.	32
<i>Figura 23.</i> Configuración en el plano del modelo de 1 piso.....	33
<i>Figura 24.</i> Configuración en el plano del modelo de 2 pisos.....	33
<i>Figura 25.</i> Configuración en el plano del modelo de 4 pisos.....	33
<i>Figura 26.</i> Configuración en el plano del modelo de 6 pisos.....	33
<i>Figura 27.</i> Pórtico acoplado de 1 piso dibujado por el programa “dibujoNudElem”.	35
<i>Figura 28.</i> Pórtico interior de 2 pisos dibujado por el programa “dibujoNudElem”.35	
<i>Figura 29.</i> Pórtico acoplado de 4 pisos dibujado por el programa “dibujoNudElem”.	36

Figura 30. Pórtico acoplado de 6 pisos dibujado por el programa “dibujoNudElem”.	36
.....	
<i>Figura 31.</i> Diagrama momento curvatura de columnas (MDQ-22).....	39
<i>Figura 32.</i> Diagrama momento curvatura de columnas (Etabs V18).....	40
<i>Figura 33.</i> Diagrama momento curvatura de vigas (MDQ-22).....	42
<i>Figura 34.</i> Diagrama momento curvatura de vigas (Etabs V18).....	43
<i>Figura 35.</i> Curvas de capacidad de los pórticos acoplados (MDQ-22).	44
<i>Figura 36.</i> Curva de capacidad de los pórticos acoplados (Etabs V18).	46
<i>Figura 37.</i> Momento curvatura de columnas C1 (mocurva1 VS MDQ-22).	51
<i>Figura 38.</i> Diagrama momento curvatura de vigas V1 (mocurva1 VS MDQ-22)..	52
<i>Figura 39.</i> Curvas de capacidad de pórticos acoplados (LEMA, y otros, 2019)...	53
<i>Figura 40.</i> Formaciones de rotulas plásticas en el pórtico simple de 6 pisos.	54

RESUMEN

El presente estudio tiene como título: “Desarrollo del programa MDQ-22 para el cálculo de la capacidad resistente de pórticos de concreto armado, Huancayo 2022”. El objetivo principal fue: Determinar la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22. La metodología de la investigación fue el método científico del tipo: Aplicada, de nivel explicativo y diseño descriptivo comparativo.

Para los pórticos acoplados de 1, 2, 4 y 6 pisos, utilizando el programa MDQ-22 se obtuvo como resultado una capacidad resistente de 76.50, 186.78, 285.40 y 415.80 T respectivamente. Por otro lado, con el software Etabs V18, se obtuvo valores de 83.93, 133.07, 195.00 y 340.69 T, encontrándose una variación de - 8.85, 40.36, 46.36 y 22.05 %.

La investigación muestra como conclusión que la capacidad de deformación lateral y de resistencia de los pórticos de concreto armado aumenta en proporción al número de pisos. Se confirma la hipótesis general que la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado, calculado con el programa MDQ-22, es mayor a 50 T.

El aporte de la presente investigación es el desarrollo de un programa de computación que construye, paso a paso, la curva de capacidad resistente de sistemas de pórticos de concreto armado de varios tramos y niveles, basado en la técnica empujón incremental Pushover y el modelo de plasticidad de Giberson para la simulación del daño en los elementos. De esta manera, se cubre el vacío teórico en la programación de la técnica Pushover y se optimiza el proceso de diseño basado en la filosofía de desempeño sísmico.

Palabras clave: Pórticos de concreto armado, Programa de computación, Curva de capacidad, Desempeño sísmico.

ABSTRACT

The present study is entitled: "Development of the MDQ-22 program for the calculation of the resistant capacity of reinforced concrete frames, Huancayo 2022". The main objective was: To determine the resistant capacity of reinforced concrete frames with the MDQ-22 program. The research methodology was the scientific method of the type: Applied, explanatory level and comparative descriptive design.

For the coupled frames of 1, 2, 4 and 6 floors, using the MDQ-22 program, a resistant capacity of 76.50, 186.78, 285.40 and 415.80 T respectively was obtained. On the other hand, with the Etabs V18 software, values of 83.93, 133.07, 195.00 and 340.69 T were obtained, finding a variation of -8.85, 40.36, 46.36 and 22.05 %.

The investigation shows as a conclusion that the lateral deformation capacity and the resistance of reinforced concrete frames increases in proportion to the number of floors. The general hypothesis that the resistant capacity of reinforced concrete frames, calculated with the MDQ-22 program, is greater than 50 T is confirmed.

The contribution of this research is the development of a computer program that builds, step by step, the resistant capacity curve of reinforced concrete frame systems of various sections and levels, based on the Push over incremental thrust technique and the Gibersons plasticity model for simulating element damage. In this way, the theoretical gap of the programming of the Push over technique is covered and the design process based on the seismic performance methodology is optimized.

Keywords: Reinforced concrete frames, Computer program, Capacity curve, Seismic performance.

I. INTRODUCCIÓN

Muchas edificaciones en nuestro país son vulnerables a movimientos sísmicos, debido a que el Perú se encuentra en el cinturón circumpacífico donde mayormente se genera los sismos de origen tectónico. Los propietarios ignoran el beneficio económico que genera construir y administrar un proyecto que va de la mano con el reglamento nacional edificaciones; por lo que se ve que las personas nunca pierden la mala habilidad de edificar sus casas sin ninguna o escasa preparación técnica.

El método del análisis de la no linealidad de los materiales consiste en la secuencia de daño incremental de los elementos hasta llegar a la rotura. Según (AGUIAR, 2003) la inclinación a este método y su ventaja es lograr un mejor desempeño sísmico estructural y económico en el diseño de edificaciones.

El estudio de la no linealidad generalmente se basa en dos métodos. El análisis no lineal estático y análisis no lineal dinámico. El primero también es conocido como análisis Pushover, que está basado en la aplicación de un patrón de carga lateral sobre la estructura de manera incremental, provocando la deformación lateral con el daño progresivo de la estructura hasta que sufra o alcance el colapso. (POMA, 2018) refiere que el propósito del análisis Pushover es la determinación de la capacidad resistente de una estructura, contemplado sobre el diagrama curva de capacidad resistente, donde nos ayuda a diseñar edificios más económicos o minimizar la vulnerabilidad sísmica.

Se ha visto a nivel nacional que los programas como el Robot Structural, SAP 2000, SAFE o el Etabs presentan en idioma inglés su interfaz gráfica asimismo son versátiles y eficientes para el diseño, del cual nos hemos vuelto muy dependientes, por lo que es una limitante para la investigación y la enseñanza.

Se ha observado en la ciudad de Huancayo hay poca información respecto al análisis Pushover. Debido a la complejidad del método y falta de herramientas computacionales sencillas. En consecuencia, las edificaciones en Huancayo aún se diseñan con métodos lineales que de acuerdo a últimas investigaciones de (AGUIAR, y otros, 2000) están lejos de predecir la realidad.

El problema es la complejidad del análisis no lineal Pushover que determina la capacidad resistente de una estructura. En consecuencia, no podemos diseñar edificaciones más económicas o reducir la vulnerabilidad sísmica. Debido a la falta de un programa de computación para el desarrollo de la curva de capacidad resistente de pórticos concreto armado en la ciudad de Huancayo, 2022.

Por lo señalado anteriormente se plantea la siguiente formulación del **problema general**:

- ¿Cuánto es la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado, calculado con el programa MDQ-22, Huancayo 2022?

Así mismo se cuenta con los **problemas específicos**:

- ¿Qué valor tiene las fuerzas internas debido a cargas de gravedad en el pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22?
- ¿Cuánto es la ductilidad por curvatura en las columnas del pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22?
- ¿Cuánto es la ductilidad por curvatura en las vigas del pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22?

La **justificación practica** es que: En la ciudad de Huancayo se necesita construir edificios más económicos y reducir la vulnerabilidad sísmica de los existentes. El cálculo de vulnerabilidad de un edificio es complejo; en consecuencia, pocos profesionales se inclinan por esta especialización. Para evaluar la vulnerabilidad sísmica del edificio es necesario la construcción de diagramas curva de capacidad con el objeto de conocer la capacidad resistente de los edificios.

La **justificación social** es que: Se necesita evaluar la vulnerabilidad para reducir el riesgo sísmico de los edificios y así evitar la pérdida de vidas humanas. Se requiere elaborar planes de contingencia y prevención de desastres coherentes con el comportamiento real de las edificaciones durante el evento sísmico.

La **justificación teórica** es que: Se necesita dar a conocer la técnica Pushover para la construcción de la curva de capacidad resistente de una estructura

aportada de manera amigable y sencilla. Se requiere comparar la técnica Pushover con otras aún más avanzadas para su desarrollo y mejora. Se requiere enseñar en las aulas la técnica Pushover para la promoción de la investigación en la ingeniería antisísmica.

La **justificación tecnológica** es que: La presente investigación tiene el objeto de desarrollar un programa de computación que automatice la construcción de diagramas curva de capacidad de estructuras de concreto armado de manera amigable y sencilla, con salidas de información detalladas para la investigación y la enseñanza académica. El programa de computación y los resultados detallados ayudaran a profesionales y estudiantes que investiguen en el campo de la no linealidad física de los materiales.

Por lo cual se plantea como **objetivo general**:

- Determinar la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22, Huancayo 2022.

En tal sentido se cuenta con los **objetivos específicos**:

- Calcular las fuerzas internas máximas debido a cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22.
- Estimar la ductilidad por curvatura en las columnas del pórtico de concreto armado con el programa MDQ-22
- Estimar la ductilidad por curvatura en las vigas del pórtico de concreto armado con el programa MDQ-22.

Se plantea como **Hipótesis General**:

- La capacidad resistente de los pórticos de concreto armado, calculado con el programa MDQ-22, es mayor a 50 T, Huancayo 2022.

Así mismo se cuenta con las **hipótesis específicas**:

- Las fuerzas internas máximas debido a cargas de gravedad en el pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22, es menor de 100

T para el axial, menor de 15 T para el cortante y menor de 15 Tm para el momento flector.

- La ductilidad por curvatura en las columnas del pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22, es menor de 20.
- La ductilidad por curvatura en las vigas de los pórticos de concreto armado calculado con el programa MDQ-22, es menor de 20.

II. MARCO TEÓRICO

Ha sido necesario obtener información de varias fuentes, tanto como a nivel internacional y asimismo a nivel nacional para poder realizar este capítulo, el cual nos ayudó a fundamentar el sustento y credibilidad al tema de investigación.

En el ámbito Internacional; (GONZÁLES, 2018), realizo su tesis de maestría titulado: *Análisis estático no lineal (Pushover) de estructura aporticada de hormigón armado con sismo resistente colombiana (nsr – 10)*, en la facultad de ciencias técnicas de la Universidad Politécnica de Valencia en España, tuvo como objetivo determinar el desempeño sísmico en la estructura con el análisis no lineal Pushover. Fue un estudio básico de nivel descriptivo, por lo cual los instrumentos fueron los softwares de computación. La muestra fue una estructura aporticada de concreto armado, tiene como resultado que las rotulas plásticas en general ocurren en los primeros niveles, lo que nos lleva a programar el reforzamiento de la estructura. La investigación concluye que los avances actuales en el análisis no lineal, como la evaluación del desempeño por el método Pushover, permite incorporarlos a las oficinas de evaluación y diseño estructural. Este método tiene la gran ventaja de entregar mucha más información respecto a los métodos tradicionales, como los daños locales, su progresión hasta alcanzar la rotura y el desempeño global del edificio.

(SÁNCHEZ, 2018), realizo su tesis de título profesional: *Automatización del diagrama de interacción de columnas de hormigón armado mediante el uso de Matlab, en la facultad de ciencias técnicas de la Universidad Estatal del Sur de Manabí, Ecuador*, cuyo objetivo ha sido mediante el uso del Matlab la automatización de diagrama de interacción de columnas de hormigón. Ha sido un estudio tipo aplicada y de nivel explicativo, por lo cual los instrumentos fueron los códigos de diseño y el programa Matlab. La muestra fue una sección de columna rectangular de concreto armado, tiene como resultado se construyeron los diagramas de interacción de las columnas mostrando las cargas máximas a compresión y los momentos resistentes que soportan. La investigación concluye que los resultados de las curvas de interacción nominal y por capacidad en comparación entre SAP2000 y el aplicativo diseñado fueron satisfactoriamente

iguales eso quiere decir que el aplicativo está bien diseñado por lo tanto es confiable.

(RODRIGUEZ, 2015), realizo el artículo científico: *Diagramas momento-curvatura para secciones de hormigón armado. Determinación del valor de ductilidad local de una sección de hormigón armado. Empleo del programa Matlab en aplicaciones estructurales a nivel seccional*, en la Universidad Politécnica de Madrid, España, cuyo objetivo establecer el valor de la ductilidad a nivel seccional, asimismo el valor de la curvatura que están asociados al momento flector que fue resultado de la primera plastificación de la armadura y al momento último de la sección. Fue un estudio tipo aplicada y de nivel explicativo, por lo cual los instrumentos fueron los códigos de diseño y el programa Matlab. Donde las muestras fueron secciones rectangulares de vigas de concreto armado, tiene como resultado la curvatura elástica, la curvatura ultima y la Ductilidad a flexión de las secciones de vigas rectangulares. El proyecto de investigación llega a la conclusión de que programas como Matlab facilitan a comprender los resultados, facilita a realizar cálculos iterativos característicos de problemas de no linealidad, asimismo es de gran apoyo en la construcción de los diagramas de momento - curvatura.

En el ámbito nacional; (POMA, 2018), realizo la tesis de maestría: *Software Educativo para la automatización del Análisis no lineal estático Pushover en estructuras de concreto armado*, en la escuela de post grado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, su objetivo fue desarrollar de manera automática en estructuras de concreto armado el análisis estático no lineal Pushover por medio del lenguaje de programación del Visual Basic Excel. Fue una investigación tipo aplicada y de nivel explicativo, por lo que los instrumentos han sido los códigos de diseño y el programa Visual Basic Excel. La muestra fueron pórticos de 1, 2 y 3 pisos de concreto armado, tiene como resultado las curvas de capacidad resistente en 3 modelos distintos para el acero de refuerzo. En conclusión, se utilizó los métodos de análisis matricial de estructuras para desarrollar el código de programación del programa AMAP2D V1.1, el cual este programa se constituyó con un instrumento de aprendizaje para los profesionales y los estudiantes de ingeniería civil. La validación de este programa ha sido

comparada con ejemplos de aplicación y resultados analíticos con el programa del SAP2000v15, donde la incidencia de diseño del elemento estructural es despreciable teniendo pocas variaciones en los resultados.

(NONTOL, 2016), realizo su tesis de maestría: *Aplicaciones multimedia para el curso de mecánica estructural, en la Pontificia Universidad Católica del Perú*, cuyo objetivo es proporcionar instrumentos a manera de aplicativos escritos en el programa Matlab, en la cual faciliten la enseñanza en el curso de mecánica estructural por el profesor y ayude al aprendizaje del estudiante. Fue un estudio tipo aplicada y de nivel explicativo, por lo cual los instrumentos fueron los códigos de diseño y el programa Matlab. Tiene como resultado diversas aplicaciones que ayudan al dictado del curso de resistencia de materiales. En conclusión, con en el programa Matlab, se puede conseguir gráficos y resultados numéricos que llegan a facilitar los conceptos de la ingeniería estructural, asimismo se puede desarrollar herramientas de fácil uso y didácticos. También se puede decir que no hay la necesidad de instalar Matlab para la aplicación de archivos ejecutables complicados. Esto es de gran ayuda porque permite al público en general al acceso de los programas.

(Chang, 2015), realizo su tesis de maestría: *Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzado sometidas a flexión, en la Pontificia Universidad Católica del Perú*, cuyo objetivo es el estudio de relación de concreto armado pre esforzado bajo flexión monotónica y momento curvatura de elementos de concreto armado. Fue un estudio tipo aplicada y de nivel explicativo, donde los instrumentos fueron los códigos de diseño y el programa Visual Basic Excel. La muestra fueron las secciones de columnas y vigas de concreto armado, tiene como resultado los diagramas momento curvatura con diversos modelos constitutivos del material. La investigación concluye que la interfaz del programa accede la construcción de diagramas de momento - curvatura de la forma sencilla y con licencia independiente. La precisión de la hoja de cálculo ha sido validada con estudios analíticos de varios autores y con el programa de Section Designer, asimismo el usuario puede acceder a esta hoja de cálculo de manera clara. No es posible

analizar todos los posibles elementos de las vigas ya que las hojas de cálculo tienen sus limitaciones.

En lo teórico tenemos:

PROGRAMA DE COMPUTACIÓN

Algoritmos de Programación

EL lenguaje de programación es el lenguaje de reglas gramaticales muy definidas donde se proporciona al programador las capacidades de programar una serie de instrucciones (Tusa y San Martin, 2015). Un lenguaje de programación es un conjunto de reglas gramaticales o vocabularios donde instruye a un computador a desarrollar una actividad específica. En la cual, es un sistema de rotación para describir las instrucciones de forma clara tanto para el programador y la máquina. Los lenguajes de programación se caracteriza su eficacia, expresividad, capacidad de sustento, legibilidad, confianza, facilidad y rendimiento. El cual existen ventajas de programación que son los siguientes:

- Amplía la capacidad de originar software.
- Mejorar la destreza para desarrollar algoritmos.
- Fortalece la utilidad de lenguajes de programación.
- Acrecienta el vocabulario.
- Accede a elegir mejor el lenguaje a utilizar para diferentes tareas.
- Facilita aprender los nuevos lenguajes de programación.

Estructuras de Control

Las estructuras de control nos permiten variar la ejecución de las instrucciones del programa, según (Tusa y San Martin, 2015). Las estructuras de control es parte elemental para cualquier lenguaje de programación. A falta de ellas, las instrucciones de los programas podrían realizarse en la línea que estas están escritas (línea secuencial). Las estructuras de control facultan a modificar a esta línea. Se tiene dos categorías sobre las estructuras de control: las Condicionales o Bifurcaciones y Bucles o repeticiones.

Condicionales o Bifurcaciones

Las condicionales o bifurcaciones son las estructuras donde nos facultan llevar determinadas operaciones, acuerdo a una validez de la sentencia, según (Tusa y San Martin, 2015). Las estructuras de control condicionales o bifurcaciones admiten ejecutar distintos conjuntos de las instrucciones, a función de que se compruebe o no una determinada condición. (p.33).

Estos son los tipos de las estructuras condicionales o bifurcaciones:

- Estructura de Condición Simple
- Estructura de Condición Doble
- Estructura de Condición Múltiple

Estructura condicional simple IF/END

Una condicional simple es la estructura de control que ejecuta una serie de líneas de código si es cierta una expresión booleana (Tusa y San Martin, 2015). Si verificamos la condición, se elabora una cadena de instrucciones y enseguida seguir adelante. Si la condición no cumple, no se efectúan dichas instrucciones y seguir adelante. La estructura de condición simple simboliza con esquema de flujo en la Figura 1, presentando al costado la sintaxis de la estructura en MATLAB. (p.34).

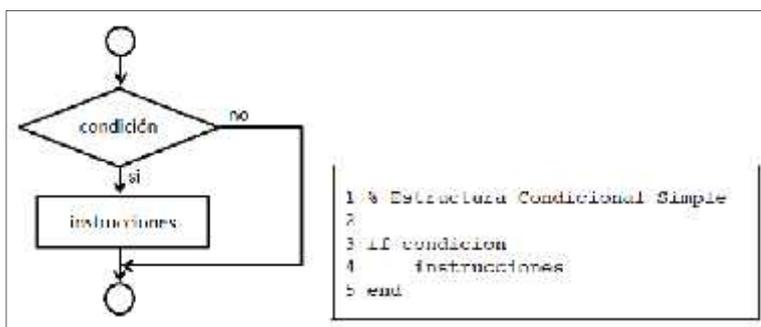


Figura 1. Estructura condicional simple.

Fuente: Tusa y otros, (2015).

Estructura condicional doble IF/ELSE/END

Las estructuras condicionales dobles permiten elegir entre dos opciones o alternativas posibles en función del cumplimiento o no de una determinada condición (Tusa y San Martín, 2015). Si se verifica una determinada condición, se ejecuta una serie de instrucciones 1. Si la condición no se verifica, se ejecuta una serie de instrucciones 2. La estructura condicional doble se representa en el diagrama de flujo de la Figura 2, mostrando en el lado derecho la sintaxis de esta estructura en MATLAB. (p.36).

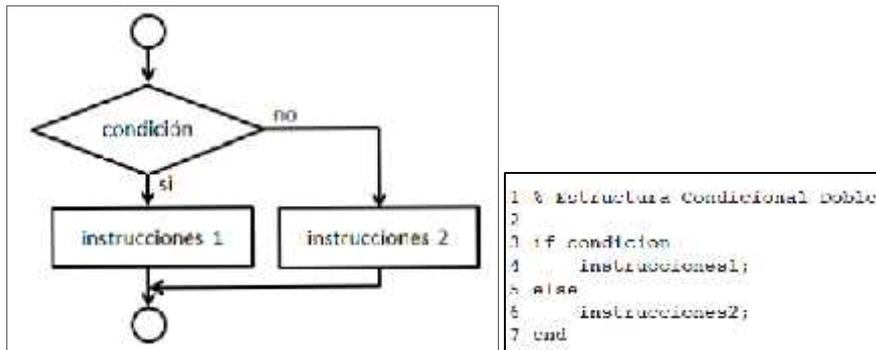


Figura 2. Estructura condicional doble.

Fuente: Tusa y otros, (2015).

Estructura Condicional Múltiple

Son aquellas que, al tener espacios anticipadamente concretos para la variable, nos accede tomar una ruta de decisión donde se halle una coincidencia entre los valores de variables y escenarios.

Estructura condicional múltiple IF/ELSEIF/ELSE/END

Si verificamos la condición 1, se realiza el elemento de instrucciones 1. Si no verificamos la condición 1, puesto que, si verificamos la condición 2, se elabora el elemento de instrucciones 2. Si no se ha hecho una verificación de ninguna de las condiciones anteriores, se elabora el elemento de instrucciones 3. Según (Tusa y San Martín, 2015) refiere que la estructura de condición múltiple simboliza en el esquema de flujo Figura 3, figurando abajo la sintaxis de la estructura en MATLAB.

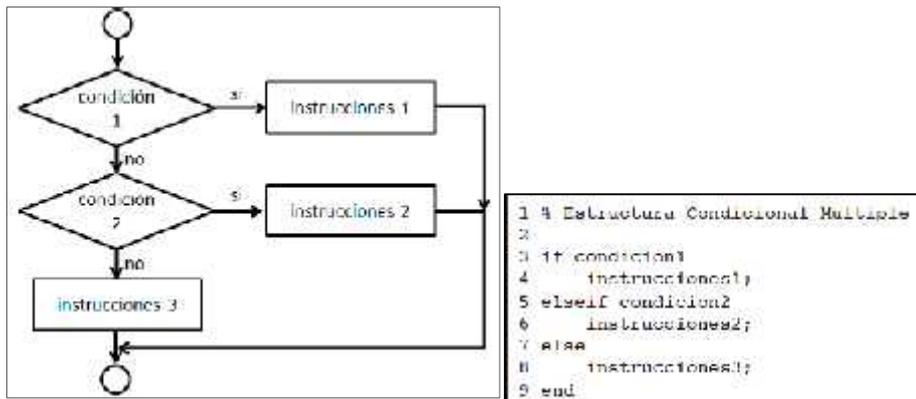


Figura 3. Estructura de condición múltiple IF/ELSEIF/ELSE/END.

Fuente: Tusa y otros, (2015).

Estructura condicional múltiple SWITCH/CASE

En el pronunciamiento (SWITCH/CASE), se relaciona el valor de la variable o el resultado de evaluar el enunciado, un conjunto de valores como caso 1, caso 2, ..., caso k, Según (Tusa y San Martín, 2015). Cuando concuerdan, se elabora el elemento de instrucciones que están agrupadas. Si el compilador no descubre la coincidencia, ejecuta el pronunciamiento (OTHERWISE), si es que está contemplado en el código. La estructura de condición múltiple (SWITCH/ CASE) se simboliza en el esquema de flujo de la Figura 4, publicando abajo la sintaxis de la estructura en MATLAB. (p.42)

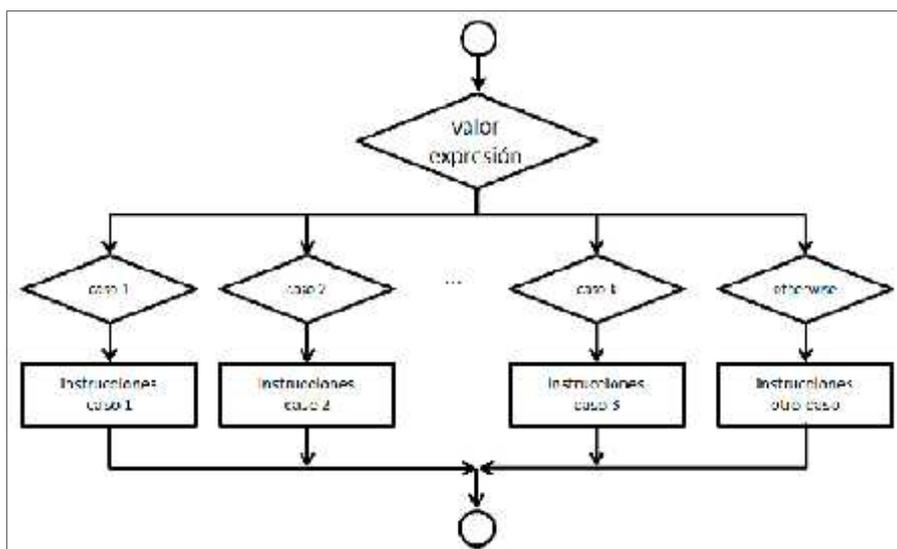


Figura 4. Estructura de condición múltiple SWITCH/CASE.

Fuente: Tusa y otros, (2015).

Bucles o repeticiones

Las estructuras repetitivas son aquellas que replican una o un conjunto de instrucciones “n” veces y depende de la variable de registro de ciclo. Quiere decir, que elaboran una o muchas instrucciones, un número de veces definidos (Tusa y San Martín, 2015). Los bucles o repeticiones facultan que se elabore periódicamente un conjunto de instrucciones, bien un número establecido de veces, o bien hasta que se pueda comprobar una determinada condición. Hay dos estructuras de Bucles o repeticiones:

- 1.- Estructura repetitiva Indexada (FOR)
- 2.- Estructura repetitiva de condición (WHILE)

A estas estructuras de repetición, están asociadas dos tipos de sentencias para la ruptura de ciclos de repetición: BREAK y CONTINUE.

Estructura repetitiva FOR

La estructura repetitiva indexada (FOR) se utiliza en situaciones en la cual se conoce la cantidad de veces que se quiere ejecutar el elemento de instrucciones (Tusa y San Martín, 2015). La estructura repetitiva indexada FOR realiza una cantidad finita de iteraciones. Este tipo de estructura se simboliza en el esquema de flujo en la Figura: 5, publicando al costado, la sintaxis de la estructura en MATLAB.

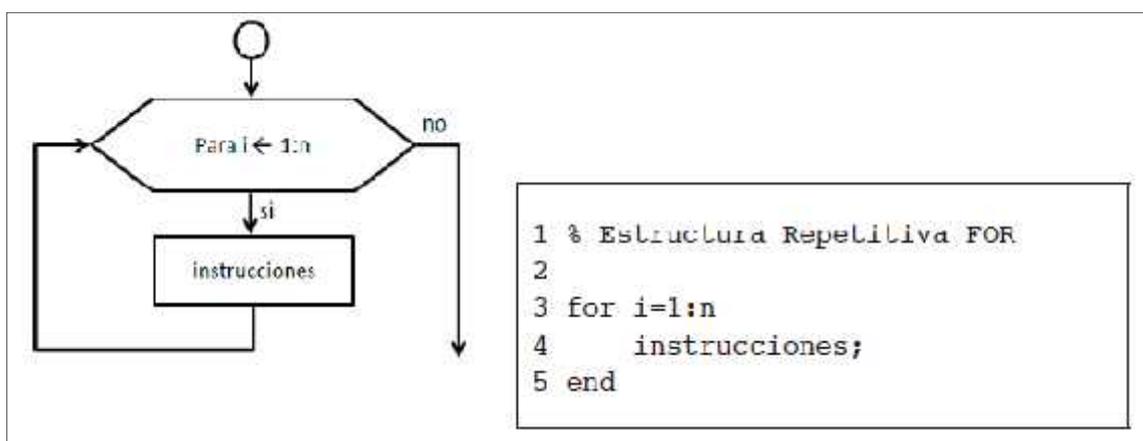


Figura 5. Estructura repetitiva FOR.

Fuente: Tusa y otros, (2015).

B. Estructura repetitiva WHILE

La estructura repetitiva condicional WHILE es aquella donde el cuerpo de bucle se repite según se cumpla una condición determinada (Tusa y San Martín, 2015). La estructura repetitiva o de bucle WHILE admite efectuar una repetición del mismo grupo de instrucciones, según se comprende que una determinada condición es verdadera. Si el efecto es falso, se detiene la elaboración del ciclo repetitiva condicional WHILE. La estructura se simboliza en el esquema de flujo en la Figura:6, señalando al costado la sintaxis de la estructura en MATLAB.

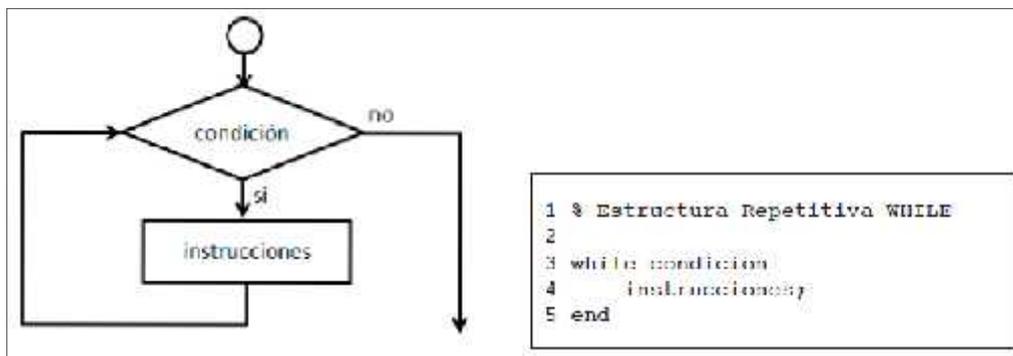


Figura 6. Estructura repetitiva WHILE.

Fuente: Tusa y otros, (2015).

Gráficos bidimensionales 2D

Los gráficos 2D en MATLAB se encuentran situadas básicamente a la representación de gráficos de matrices y vectores (Tusa y San Martín, 2015). Para realizar los gráficos de funciones de forma $y = f(x)$, de una variable con MATLAB, en primera instancia, se debe crear vectores de valores de la variable para luego diseñar la función correspondiente.

Comando plot (x, y)

El comando plot dibuja pares de los puntos (x, y) enlazados por unos segmentos x e y donde simbolizan los componentes de los vectores de x e y correspondientemente. El comando plot (x,y) brinda variadas posibilidades de forma y color si se escribe de esta forma plot (x, y, 'b--') así como se observa en Figura: 7.

Comando grid on

Si se desea que aparezca una cuadrícula sobre la gráfica de la función tal como aparece en la Figura 8.

Comandos de etiqueta

Existen diversas posibilidades para el etiquetado de las gráficas como se puede apreciar en la Figura 9.

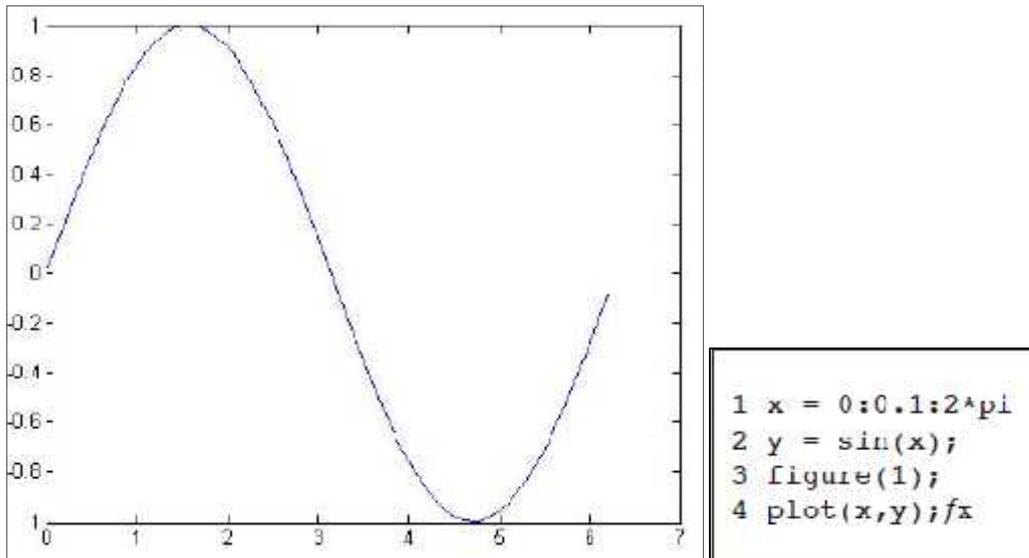


Figura 7. Comando plot (x,y).

Fuente: Tusa y otros, (2015).

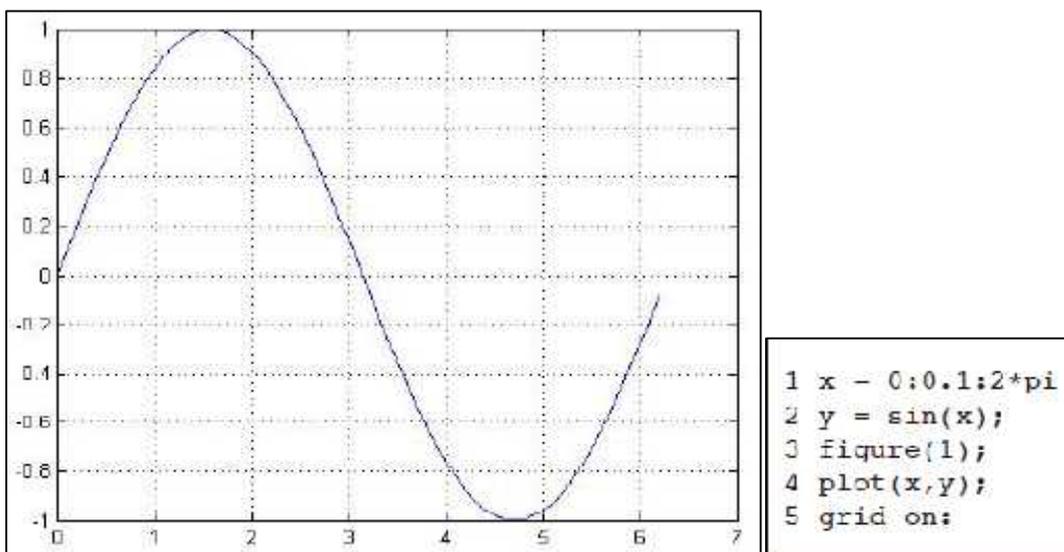


Figura 8. Comando grid on.

Fuente: Tusa y otros, (2015).

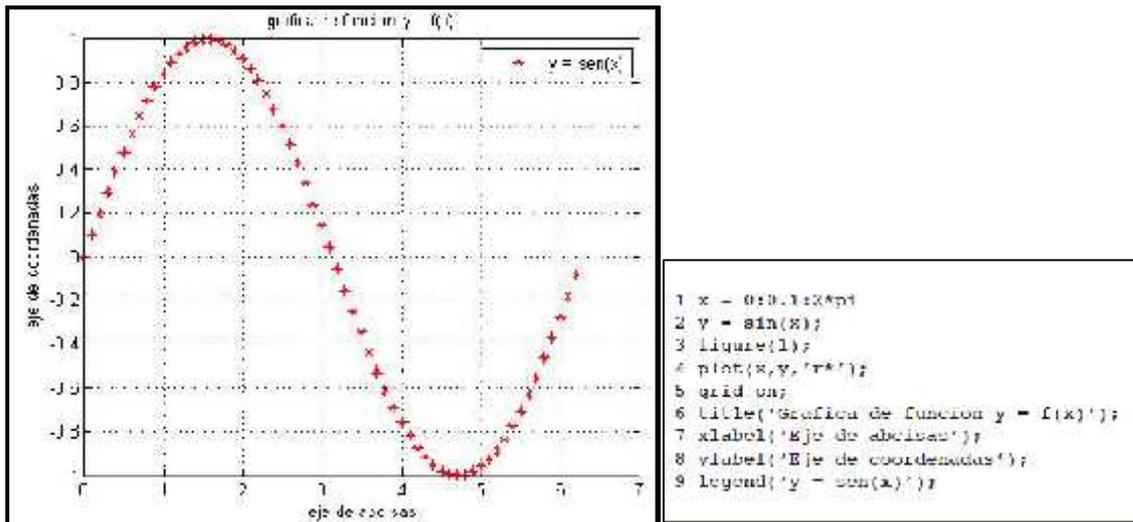


Figura 9. Comandos de etiqueta.

Fuente: Tusa y otros, (2015).

CAPACIDAD RESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA

Patrón de carga lateral

El patrón de cargas laterales en un análisis no lineal Pushover es una distribución vertical de cargas horizontales que se aplican a las estructuras para generar el daño progresivo de sus elementos hasta que la estructura alcance el colapso. Estos patrones de cargas se ubican como cargas puntuales en los nudos que actúan en el sentido de los grados de libertad o coordenadas generalizadas que miden el desplazamiento lateral del edificio. Según (AGUIAR, 2003) estas cargas son ortogonales al elemento y se agrupan en un vector que denominaremos vector de cargas generalizadas, como se ve en la ecuación 1. Dónde: Q . Vector de cargas generalizadas y n . Número de grados de libertad.

$$Q = \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \vdots \\ Q_n \end{bmatrix} \quad E . 1$$

El Análisis Estático No Lineal consiste primero cuando se producen las primeras deformaciones debido a las cargas gravitacionales, después actúan las cargas laterales (sismo y viento) que crece de forma secuencial en una dirección hasta formar la primera rotula plástica tal como se observa en la figura 10 y este proceso se repite de forma iterativa hasta que la estructura llegue a colapsar (Martinez y Santamaria, 2017 pág. 27).

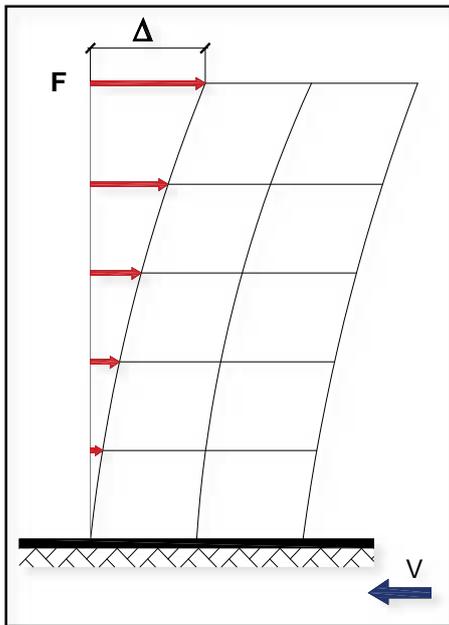


Figura 10. Capacidad resistente de una estructura.

Fuente: Elaboración propia

Diagrama momento - curvatura

Para el diseño de una estructura de concreto armado es de suma importancia lograr un óptimo comportamiento dúctil bajo cargas gravitacionales y frente a sollicitaciones o acciones externas sísmicas, tal es así que los diagramas momento curvatura permiten el estudio de la ductilidad como también permite entender el desarrollo de rotulas plásticas y la redistribución de momentos flectores en una sección u elemento estructural (Ottazi, 2015 pág. 454)

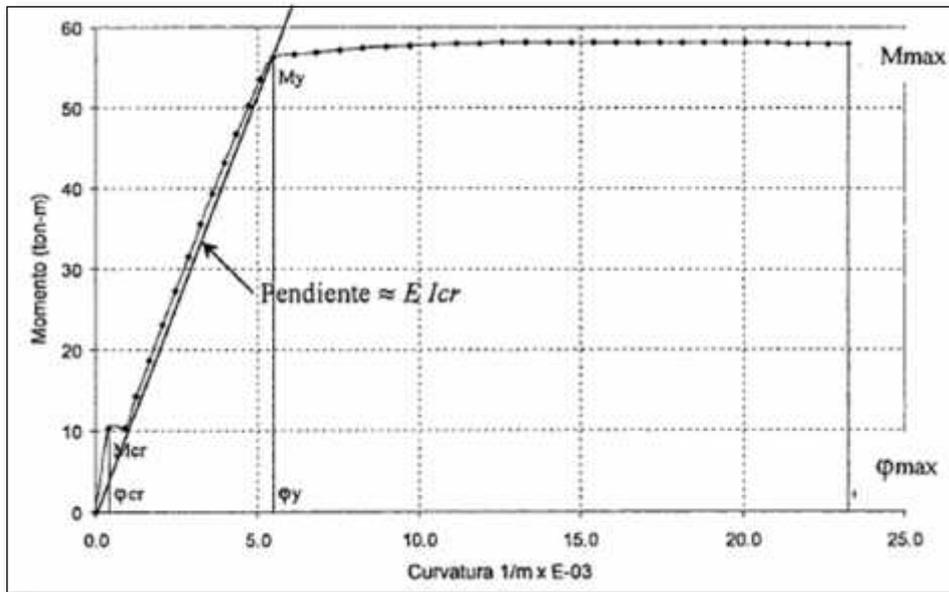
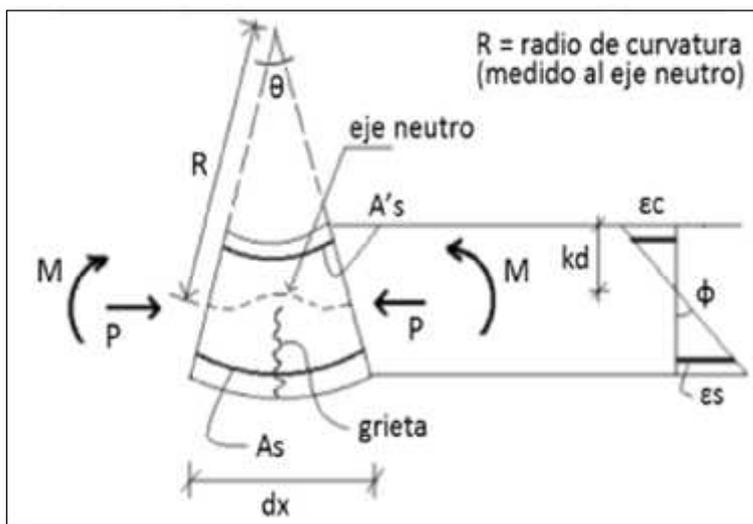


Figura 11. Diagrama momento-curvatura para una sección de concreto armado. Fuente. (Ottazi, 2015).

Curvatura

Se define la curvatura como el cambio de rotación o ángulo por una unidad de longitud que existe en una sección sometido a flexión, así mismo la ductilidad de curvatura tolera medir la deformación inelástica o la capacidad de rotación de una sección (Ottazi, 2015 pág. 456).



$$\phi = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c}$$

Figura 12. Curvatura de una sección de concreto. Fuente. (Chang, 2015 pág. 4).

Rigidez del elemento

La diferencia importante o fundamental entre un análisis lineal y uno no lineal es el término de rigidez; que viene a ser la medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas producidas por un material, el cual comprende la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin alcanzar deformaciones predominantes. Por lo que entendemos que hay una serie de factores importantes que afecta la rigidez entre ellas están, la geometría del material y el soporte o apoyo del material (Martinez y Santamaria, 2017 pág. 28).

Así mismo una de las formas más sencillas para entender el método Pushover es utilizando modelos elasto plasto para el diagrama momento curvatura que describirá el cambio de rigidez en los extremos de un elemento. En la figura se presenta el modelo elasto plasto con dos rectas en línea continua que representan el comportamiento elástico y de pos fluencia. En líneas punteadas se tiene tres comportamientos notables separados con los puntos A, Y y U del diagrama momento curvatura. Según (AGUIAR, 2003) cuando la sección alcanza el momento de fluencia M_y se forma una articulación plástica en dicho punto en consecuencia no es capaz de resistir más momento y la sección únicamente empieza a rotar a disipar energía. El elemento, con el modelo elasto plasto, tiene tres posibilidades de comportamiento. En la figura 11, a la izquierda el elemento se comporta sin daño y elásticamente, en el centro de la figura se muestra el comportamiento plástico con el daño en el extremo final y a la derecha de la figura se muestra el comportamiento plástico con el daño en el extremo inicial.

Considerando un grado de libertad en cada extremo se puede construir la matriz de rigidez del elemento para los 3 estados mostrados con las ecuaciones 2. Dónde: (E) es el módulo de elasticidad del material, (I) es el momento de Inercia y (L) es la longitud del elemento.

$$k = \begin{bmatrix} \frac{4E}{L} & \frac{2E}{L} \\ \frac{2E}{L} & \frac{4E}{L} \end{bmatrix} \quad k = \begin{bmatrix} \frac{3E}{L} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad k = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \frac{3E}{L} \end{bmatrix} \quad E . 2$$

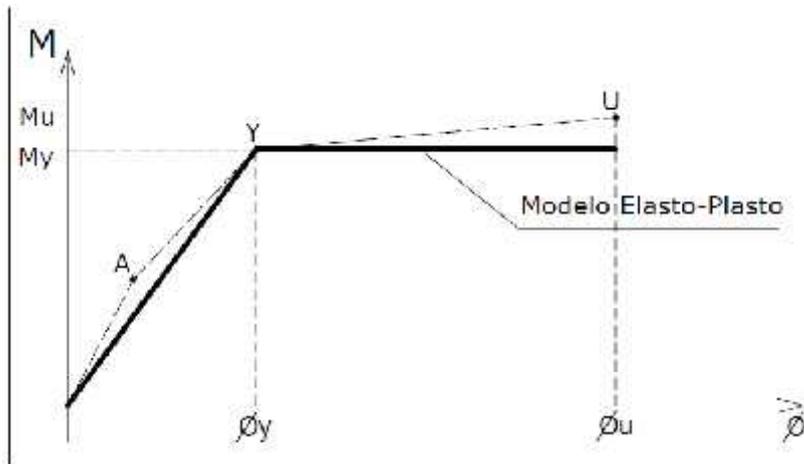


Figura 133. Modelo elasto plasto y diagrama momento curvatura.

Fuente: (AGUIAR, 2003).

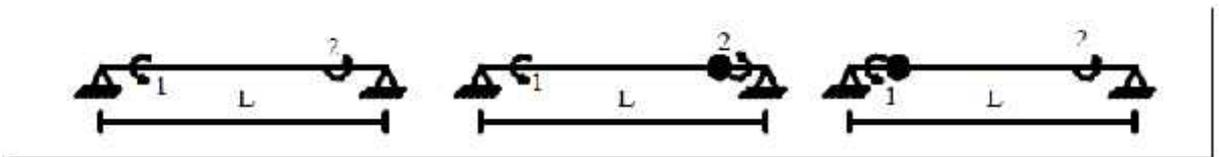


Figura 14: Estados de trabajo de un elemento.

Fuente: Elaboración propia.

Rigidez de la estructura

La matriz de rigidez del elemento cambia de estado de acuerdo a los aumentos del momento actuante en los extremos (AGUIAR, 2003). Una vez se tiene definida la matriz de rigidez de los elementos (k) se continúa construyendo la matriz de rigidez de la estructura (K) utilizando la matriz de compatibilidad de deformaciones (A), como se ve en la ecuación 3. Dónde: (K) es la matriz de rigidez de la estructura, (k) es la matriz de rigidez del elemento, (A) es la matriz de compatibilidad de deformaciones, (T) Indica la transpuesta de la matriz A , (i) Identifica al elemento y (n) es el número de elementos.

$$K = \sum_{i=1}^n A^{(i)T} k^{(i)} A^{(i)} \quad E . 3$$

La matriz de rigidez de la estructura relaciona el vector de cargas (Q) con el vector de coordenadas generalizadas (q). En el vector de cargas se encuentran las cargas actuantes sobre la estructura y en el vector de coordenadas

generalizadas se encuentran los desplazamientos y las rotaciones de los nudos. Según (AGUIAR, 2003) para encontrar esto último se debe resolver el siguiente sistema de ecuaciones. Dónde: (Q) es el vector de cargas generalizadas, (K) es la matriz de rigidez del elemento y (q) es el vector de coordenadas generalizadas.

$$Q = K q \quad E . 4$$

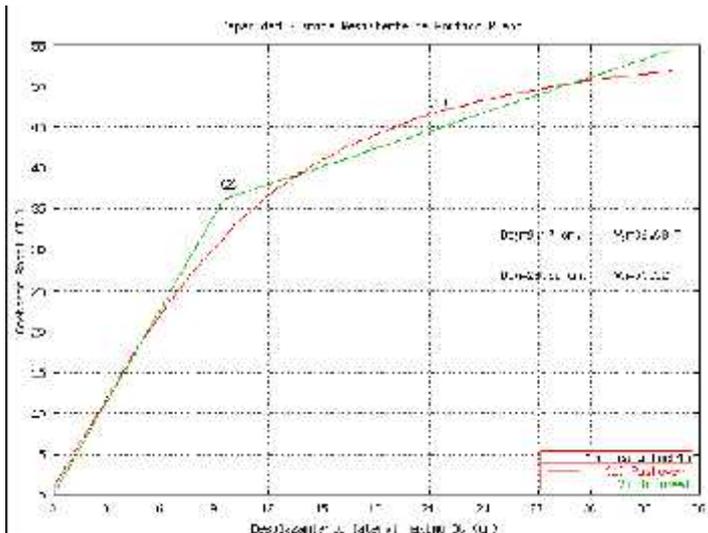


Figura 155. Curva de capacidad resistente y bilinealización.

Fuente: Elaboración propia.

Deformación elástica

Cuando en un elemento debido a la aplicación de una fuerza se origina una deformación y este vuelve a su estado normal cuando se retira dicha fuerza se dice que ha existido una deformación elástica (Hinostroza, 2021 pág. 28)

Deformación plástica

Cuando en un elemento debido a la aplicación de una fuerza se origina una deformación y este no vuelve a su estado normal cuando se retira dicha fuerza se dice que ha sufrido una deformación plástica (Hinostroza, 2021 pág. 29)

Curva de capacidad

La curva de capacidad describe la capacidad resistente de una estructura. Esta gráfica relaciona la fuerza cortante en la base con el desplazamiento lateral en

el tope del edificio (último piso). Según (AGUIAR, 2003), para encontrar la curva de capacidad resistente de la estructura empleando el método Pushover se procede de la siguiente forma.

- En primer lugar, se determinan los diagramas momento curvatura de vigas y columnas para determinar los cambios de rigidez al giro en los extremos del elemento que tendrán efecto en la rigidez lateral de la estructura.
- Se aplica una pequeña carga lateral inicial que provoca fuerzas internas y desplazamiento en el tope.
- Se recalculan los diagramas momento curvatura de vigas y columnas, la rigidez al giro en los extremos y la nueva matriz de rigidez de la estructura.
- Se incrementa la carga lateral repitiendo los pasos 2 y 3 hasta provocar el colapso de la estructura.

En cada ciclo de carga se va acumulando la cortante producida en la base y el desplazamiento acumulado en el tope para graficar la curva de capacidad (Línea 1 de la figura 16).



Figura 16. Curva de capacidad y niveles de desempeño sísmico.

Fuente: <https://bit.ly/3CpKsgU>.

Según (PINTO, 2012). Los movimientos de terreno durante un sismo producen modelos complejos de desplazamientos horizontales en las estructuras, que quizá varíen en el tiempo, es importante rastrear este movimiento en cada paso de tiempo para determinar sus requerimientos de diseño estructural.

Las nuevas metodologías de diseño nos permiten tolerar un nivel de daño de la estructura. Por ejemplo, una vivienda construida en la ciudad de Huancayo debe tener un desempeño de Seguridad de Vida que advierte aproximadamente un daño del 50% de toda la estructura. El comportamiento de una estructura debe adaptarse en función de su importancia a un nivel de desempeño sísmico. Por ello la importancia de conocer la capacidad sísmica de las edificaciones. (FEMA356, 2000).

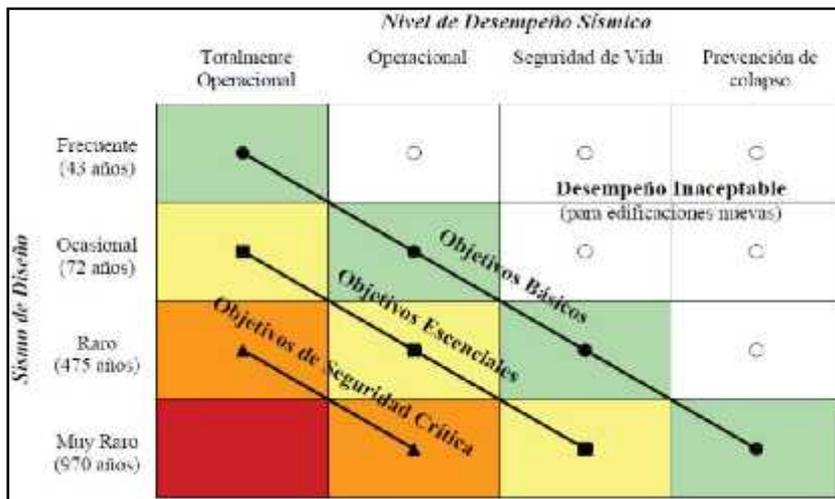


Figura 17. Objetivos de desempeño sísmico según la importancia del edificio.

Fuente: <https://bit.ly/3pSC5Wa>.

Bilinealización de la curva de capacidad

El modelo bilineal es una representación simplificada de la curva de capacidad (AGUIAR, 2003). La línea de mayor pendiente representa la rigidez elástica de la estructura y la línea de menor pendiente representa la rigidez de pos fluencia (línea 2 de la figura 12). Existen varios métodos para encontrar el modelo bilineal de la curva de capacidad. Entre ellas tenemos.

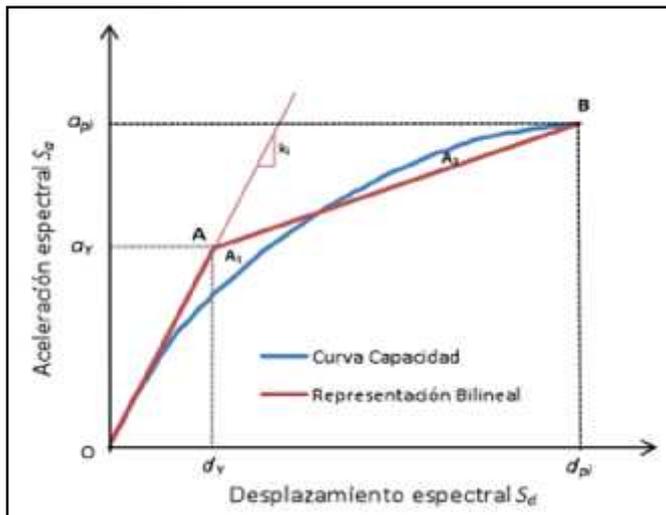


Figura 18. Representación del rango elástico (OA), el inelástico (AB).
Fuente: (Medina y Music, 2018).

Criterio de las áreas iguales

El criterio de áreas iguales consiste en igualar las áreas externas e internas de la curva de capacidad resistente, como se indica en la figura. Según (AGUIAR, 2003), el punto de fluencia se determina de forma iterativa hasta que el área exterior se considere aproximadamente igual al área interior.

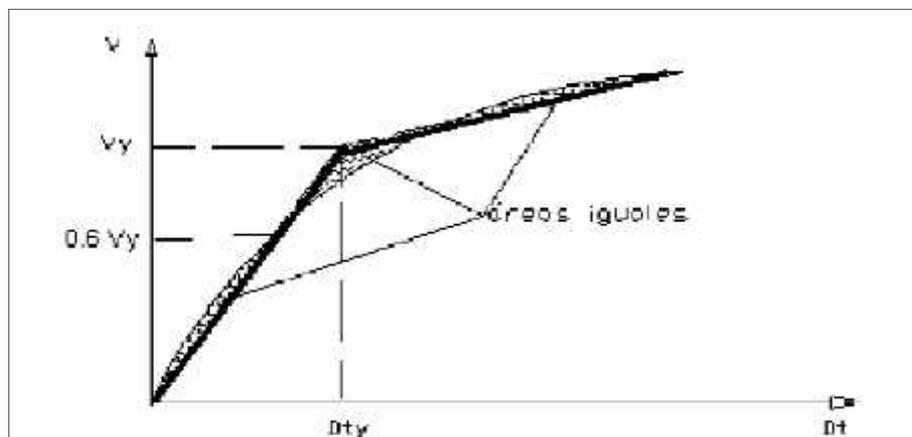


Figura 19. Criterio de áreas iguales para determinar el punto de fluencia.
Fuente: (AGUIAR, 2003).

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

Tipo de investigación: El tipo de investigación es APLICADA, puesto que la finalidad básica de actuar, modificar y solucionar una realidad problemática. Su objetivo se centra en crear diversos instrumentos (Desarrollo del programa) a través de la validación y optimización de la tecnología, así mismo este tipo de investigación está encaminado a producir bienes y servicios de beneficio social y económico, siguiendo un interés eminentemente práctico (Valderrama, 2019 pág. 40)

Según (BORJA, 2012), los proyectos de ingeniería civil se encuentran dentro de esta investigación, siempre y cuando estén orientados a la solución de un problema y está encaminado a producir sostenibilidad económica o social.

Diseño de la investigación: El diseño de la investigación es NO EXPERIMENTAL - Descriptivo transversal, porque la investigación no cuenta con grupo experimental al tener solo 4 objetos de estudio como son 4 pórticos de concreto armado. Según (ARIAS, 2012 pág. 33) la presente investigación pertenece al estudio de casos, donde un caso se entiende como una familia, una institución, una empresa o pocos individuos. Según (SUPO, 2014 pág. 29), los estudios de caso tienen como diseño metodológico la descripción trasversal, porque estos estudios se limitan a medir la variable de estudio.

Nivel de la investigación: El nivel de la investigación es el grado de profundidad que se le da a una población u objeto de estudio. La investigación es de nivel EXPLICATIVO debido a que buscamos optimizar procesos utilizando los avances científicos y tecnológicos (SUPO, 2014). En estos niveles de investigación se plantea resolver problemas o intervenir en la historia natural de la investigación a través de la mejora técnica.

Enfoque de la investigación: La presente investigación es de enfoque CUANTITATIVO, porque según (HERNÁNDEZ, y otros, 2010), los

planteamientos a investigar son específicos y delimitados desde el inicio del estudio. Siguen un patrón predecible y estructurado, y se pretende generalizar los resultados encontrados en un grupo a una colectividad mayor.

3.2. Variables y Operacionalización

En general, los científicos se ocupan de estudiar fenómenos o cambios que ocurren en la naturaleza, en la sociedad y en el conocimiento (ARIAS, 2012). De manera más específica, el científico indaga sobre ciertas propiedades que se modifican a las que se les denomina variables.

Variable Independiente: Programa MDQ-22

Definición conceptual: Un programa de computo es un conjunto de instrucciones o declaraciones, conocidas también como código, que debe realizar el CPU de una computadora. Según (NONTOL, 2016), un programa está compuesto generalmente por un módulo principal y sub módulos. Estos módulos contienen un conjunto de archivos. Algunos archivos contienen instrucciones mientras otros contienen datos.

Definición operacional: El programa de computo MDQ-22 será operacionalizado: Con el programa Etabs V18 y con el programa MDQ-22.

Variable Dependiente: Capacidad resistente

Definición conceptual: La capacidad resistente es la respuesta sísmica de una estructura, que describe su colapso debido a un empuje lateral incremental. Según (AGUIAR, 2003), es la base del análisis en las nuevas filosofías de diseño sísmico de estructuras. Relaciona el desplazamiento máximo en el tope, con la fuerza cortante en la base de la estructura analizada.

Definición operacional: Según (AGUIAR, 2003), La capacidad resistente de una estructura se determina sin antes obtener las fuerzas internas debido a cargas de gravedad, la ductilidad por curvatura de los elementos y la ductilidad por curvatura de las vigas.

3.3. Población, muestra y muestreo

Población: Es un conjunto finito o infinito de elementos de estudio que expone los prototipos que se estudiarán definidos en el tiempo, espacio y objeto de estudio (HERNÁNDEZ, y otros, 2010). Por ello que nuestra población de estudio son los pórticos de concreto armado.

Muestra: forma parte de la población y es el medio para lograr sus conclusiones desde la muestra hasta la población (SUPO, 2014). La inferencia de este procedimiento será válida si únicamente la muestra es de una forma representativa. Por ello que la muestra del estudio es un grupo de pórticos de concreto armado de 1, 2, 4 y 6 pisos.

Muestreo: La toma de la muestra será no probabilística, a criterio particular o a criterio discrecional, es decir a criterio del investigador (SUPO, 2014). Debido a que el investigador conoce estudios similares, idénticos y sabe con precisión que la muestra fue útil para el estudio.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnica de recolección de datos: Se utilizará la OBSERVACIÓN estructurada, debido a que permiten recopilar información contenida en documentos y en realidades que se observarán de manera controlada (CARRASCO, 2005). Como ejemplo se tiene la simulación computacional de fenómenos físicos.

Instrumentos de recolección de datos: Son medios por el cual el investigador se vale para poder recolectar información (HERNÁNDEZ, y otros, 2010). Para cálculo de la curva de capacidad resistente serán necesarios el uso de software de análisis Etabs v18, programas de computación y fichas de recolección de datos.

Validez de un instrumento de medición: Es la cuantificación de las variables del instrumento, las cuales son medibles (HERNÁNDEZ, y otros, 2010). El software de análisis y los programas de computación trabajan en base a códigos normativos como la (ACI 318 , 2014), (ASCE/SEI 41, 2013)

y (ATC 40, 1996), los cuales ya están validados por especialistas y las fichas de recolección estarán validadas por 3 expertos.

Tabla 1. Rangos de validez

RANGO	VALIDEZ
Menos de 0.50	Nula
0.50 – 0.59	Baja
0.60 – 0.69	Validad
0.70 – 0.79	Muy valida
0.80 – 0.99	Excelente validez
1	Validez perfecta

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2. Validez por juicio de expertos

N°	Grado académico	Nombres y apellidos	CIP	Valor
1	Ing. Civil	Yrbin Huarcaya Quispe	172032	Ver Anexo N° 3
2	Ing. Civil	Sandro A. Chuchon Prado	100935	Ver Anexo N° 4
3	Ing. Civil	Andy Ernesto Zevallos Gutiérrez	160501	Ver Anexo N° 5
Promedio				
El promedio de la validez XXX según la tabla 1 es:				

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3. Resumen de normas.

VALIDEZ	
INDICADORES	NORMA
Diseño en concreto armado	ACI 318,2014
Diagramas momento curvatura	ASCE 41
Curva de capacidad resistente	ATC-40

Fuente: Elaboración propia.

Confiabilidad de un instrumento de medición: La confiabilidad se identifica cuando los resultados son estables, predecibles y objetivos (HERNÁNDEZ, y otros, 2010). Algo que es confiable, funciona en el futuro como lo ha hecho en el pasado, se puede medir la misma cosa más de una vez y producirá los mismos resultados. Por ello que los instrumentos

normativos ya mencionados representan especificaciones confiables para el análisis sísmico de estructuras.

3.5. Procedimiento

Tabla 4. *Procedimiento para el cálculo de la curva de capacidad resistente.*

ETAPA	PASO	TAREA
1	1	Desarrollo del subprograma “gravedad” en código Matlab.
	2	Cálculo de las fuerzas internas causadas por las cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado con el subprograma “gravedad”.
	3	Cálculo de las fuerzas internas causadas por las cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado con el software Etabs V18.
2	4	Desarrollo del subprograma “momento” en código Matlab.
	5	Cálculo de la ductilidad por curvatura de las columnas del pórtico de concreto armado con el programa “curvatura”.
	6	Cálculo de la ductilidad por curvatura de las columnas del pórtico de concreto armado con el software Etabs V18.
3	7	Cálculo de la ductilidad por curvatura de las vigas del pórtico de concreto armado con el programa “curvatura”.
	8	Cálculo de la ductilidad por curvatura de las vigas del pórtico de concreto armado con el software Etabs V18.
4	9	Desarrollo del programa “MDQ-22” en código Matlab.
	10	Cálculo de la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22.
	11	Cálculo de la capacidad resistente del pórtico de concreto armado con el software Etabs V18.

Fuente: Elaboración propia.

3.6. Método de análisis de datos

Para la evaluación e interpretación de los datos que obtendremos según el procedimiento diseñado, estas serán realizadas bajo las normas mencionadas en el Ítem anterior. Además, se utilizarán herramientas informáticas para el procesamiento de la investigación como el Etabs V18, el programa MDQ-22 y Microsoft Excel. Así también, con el apoyo del

ingeniero asesor para verificación de los datos obtenidos en base a los procedimientos de cálculo ya mencionados.

3.7. Aspectos éticos

El investigador afirma y se compromete con la veracidad de sus resultados, a trabajar con dedicación, entrega y tenacidad para el correcto desarrollo de la investigación, preservar la exactitud en cada una de las etapas de cálculo. Para el desarrollo de la presente investigación se usó referentemente las normas técnicas del American Society of Civil Engineers (ASCE), es imprescindible contar con los recursos necesarios para la investigación y por ende los resultados obtenidos no fueron objetos de manipulación.

IV. RESULTADOS

4.1. Objetos de estudio

Los modelos que se plantean son 4 edificaciones de concreto armado de 1,2,4 y 6 pisos, completamente regulares tanto en planta como en elevación, comprenden tres tramos en cada dirección de 5 metros y altura de entrepiso de 3 metros. Como se observa en la Figura 21, en la que está representada la estructura de 6 pisos.

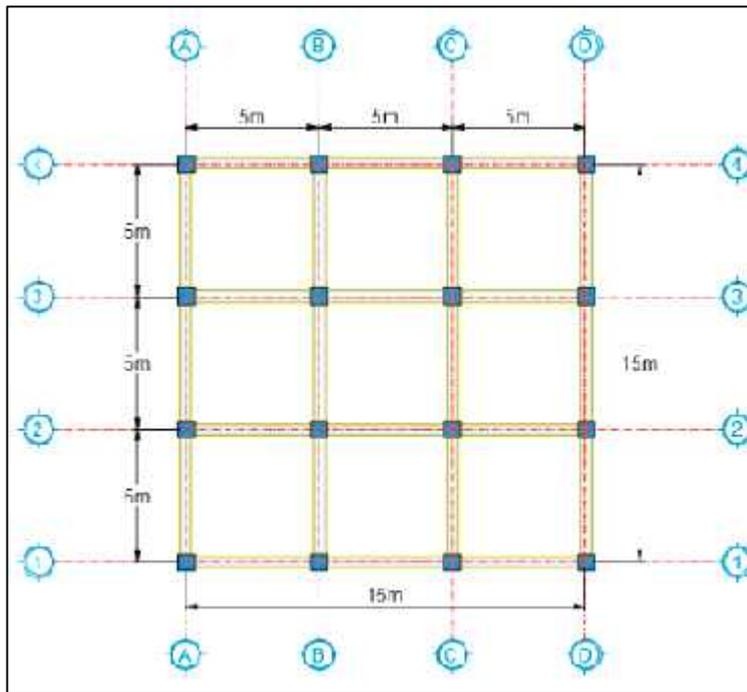


Figura 20. Vista en planta de la edificación en estudio.

Fuente: (LEMA, y otros, 2019).

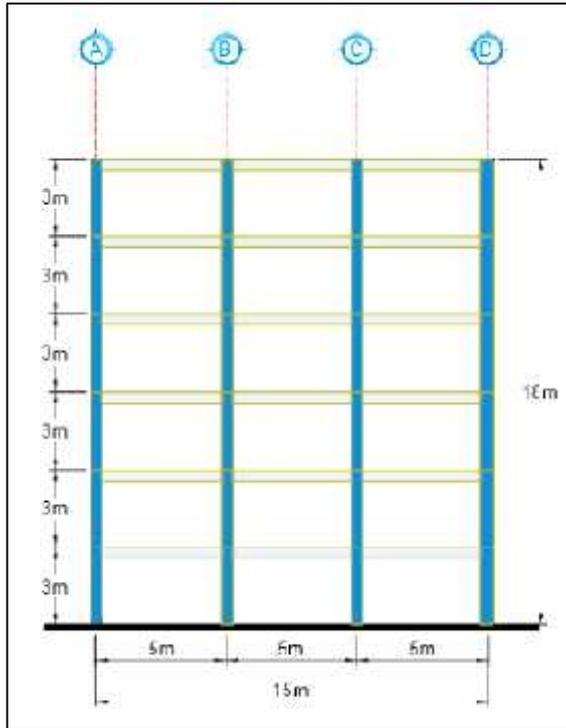


Figura 21. Vista en elevación del pórtico típico.

Fuente: (LEMA, y otros, 2019).

Tabla 5. Características de las columnas.

CUADRO DE COLUMNAS						
PORTICO ACOPLADO DE 1 PISO						
PISO	COLUMNA	DIMENSIÓN		REFUERZO		
		Base (cm)	peralte (cm)	Fierros	∅ (mm)	Area (cm ²)
1	C1	30	30	8	14	12.32
PORTICO ACOPLADO DE 2 PISO						
PISO	COLUMNA	DIMENSIÓN		REFUERZO		
		Base (cm)	peralte (cm)	Fierros	∅ (mm)	Area (cm ²)
1,2	C1	40	40	12	18	30.54
PORTICO ACOPLADO DE 4 PISO						
PISO	COLUMNA	DIMENSIÓN		REFUERZO		
		Base (cm)	peralte (cm)	Fierros	∅ (mm)	Area (cm ²)
1 y 2	C1	50	50	12	20	37.7
3 y 4	C2	45	45	12	20	37.7
PORTICO ACOPLADO DE 6 PISO						
PISO	COLUMNA	DIMENSIÓN		REFUERZO		
		Base (cm)	peralte (cm)	Fierros	∅ (mm)	Area (cm ²)
1, 2 y 3	C1	60	60	12	20	37.7
4, 5 y 6	C2	55	55	12	20	37.7

Fuente: Elaboración propia.

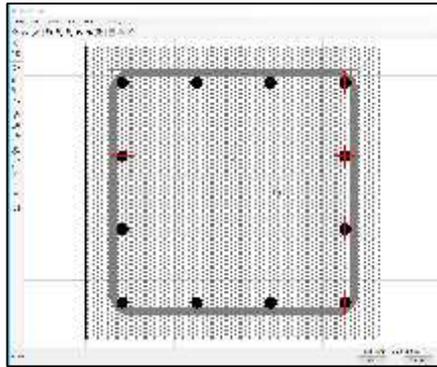


Figura 22. Sección de columna C1 y C2, modelo de 6 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6. Características de las vigas.

CUADRO DE VIGAS							
PORTICO ACOPLADO DE 1 PISO							
PISO	VIGA	DIMENSIÓN		REFUERZO			
		Base (cm)	peralte (cm)	Posición	fierros	∅ (mm)	Area (cm ²)
1	V1	25	40	Arriba	4	12	4.52
				Abajo	3	12	3.39
PORTICO ACOPLADO DE 2 PISO							
PISO	VIGA	DIMENSIÓN		REFUERZO			
		Base (cm)	peralte (cm)	Posición	fierros	∅ (mm)	Area (cm ²)
1	V1	30	45	Arriba	5	14	7.7
				Abajo	3	14	4.62
2	V2	30	40	Arriba	3	14	4.62
				Abajo	3	14	4.62
PORTICO ACOPLADO DE 4 PISO							
PISO	VIGA	DIMENSIÓN		REFUERZO			
		Base (cm)	peralte (cm)	Posición	fierros	∅ (mm)	Area (cm ²)
1, 2 y 3	V1	35	50	Arriba	6	16	12.06
				Abajo	3	16	6.03
4	V2	30	40	Arriba	4	14	6.16
				Abajo	3	14	4.62
PORTICO ACOPLADO DE 6 PISO							
PISO	VIGA	DIMENSIÓN		REFUERZO			
		Base (cm)	peralte (cm)	Posición	fierros	∅ (mm)	Area (cm ²)
1, 2, 3, 4 y 5	V1	40	55	Arriba	7	18	17.81
				Abajo	5	16	10.05
6	V2	30	40	Arriba	3	16	6.03
				Abajo	3	16	6.03

Fuente: Elaboración propia.

El programa "MDQ-22" calcula la curva de capacidad de las estructuras aporticadas en 3 dimensiones como si fueran sistemas de pórticos en 2 dimensiones, como se muestra en la figura 23. Los pórticos paralelos en una dirección son alineados en serie y conectados mediante un puntal que transfiere el empuje lateral incremental del análisis Pushover.

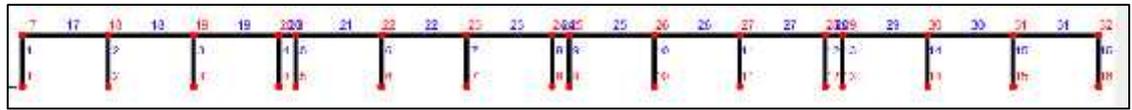


Figura 23. Configuración en el plano del pórtico acoplado de 1 piso.

Fuente: Elaboración propia.

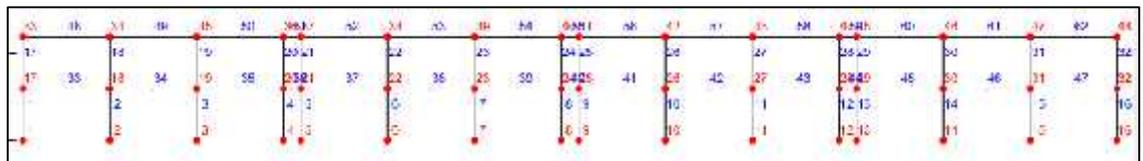


Figura 24. Configuración en el plano del pórtico acoplado de 2 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

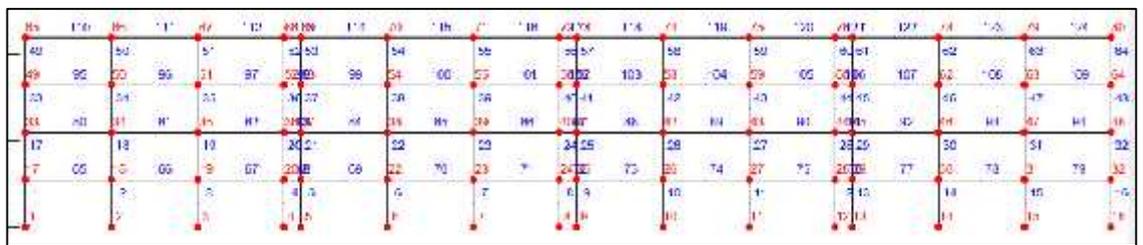


Figura 25. Configuración en el plano del pórtico acoplado de 4 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

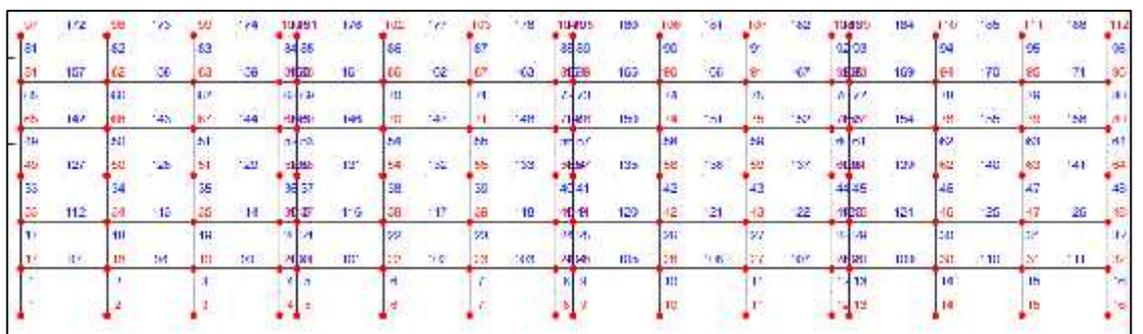


Figura 26. Configuración en el plano del pórtico acoplado de 6 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

ETAPA 1: Cálculo de las fuerzas internas debido a cargas de gravedad en el pórtico de concreto armado calculado con el programa “MDQ-22”.

PASO 1: Desarrollo del subprograma “gravedad” en código Matlab.

Se desarrolló el subprograma “gravedad” para el cálculo de las fuerzas internas causadas por las cargas de gravedad al inicio de someter a la estructura a empujón incremental Pushover.

PASO 2: Cálculo de las fuerzas internas máximas causadas por las cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado con el subprograma “gravedad”.

Se calculó las fuerzas internas máximas causadas por las cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado con el subprograma “gravedad”, como se muestra en la tabla 7. Para el pórtico acoplado de 1 piso, se tiene una carga axial de -22.67 T en la columna interior, una fuerza cortante de 11.92 T y un momento flector de -10.38 Tm en la viga extrema. Para el pórtico acoplado de 2 pisos, se tiene una carga axial de -43.96 T, una fuerza cortante de 11.361 T y un momento flector de -9.791 Tm. Para el pórtico acoplado de 4 pisos, se tiene una carga axial de -86.41 T, una fuerza cortante de 10.990 T y un momento flector de -9.210 Tm. Y para el pórtico acoplado de 6 pisos, se tiene una carga axial de -127.85 T, una fuerza cortante de 10.820 T y un momento flector de -8.878 Tm. La carga axial corresponde a la columna interior del primer piso, mientras que, el cortante y momento corresponden a la viga extrema del último piso.

Tabla 7. *Fuerzas internas máximas (subprograma “gravedad”).*

PORTICO INTERIOR	FUERZA INTERNA MAXIMA		
	Axial (T)	Cortante (T)	Momento (Tm)
1 PISO	-22.67	11.920	-10.380
2 PISOS	-43.96	11.361	-9.791
4 PISOS	-86.41	10.990	-9.210
6 PISOS	-127.85	10.820	-8.878
POSICIÓN	Columna interior 1er piso	Viga extremo último piso	

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 27, se muestra la configuración del pórtico interior 1 piso. Tiene 8 nudos de los cuales los 4 primeros están empotrados y los demás libres. Tiene 4 columnas y 3 vigas que hace un total de 7 elementos.

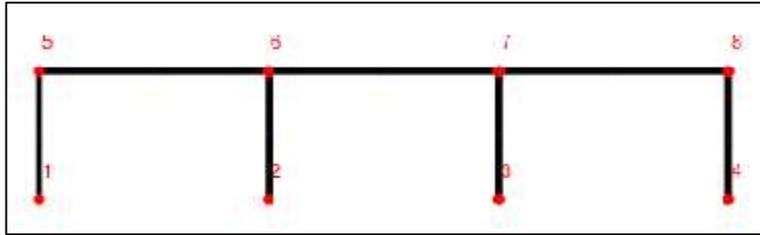


Figura 27. Pórtico interior de 1 piso dibujado por el programa “dibujoNudElem”.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 28, se muestra la configuración del pórtico de 2 pisos. Tiene 12 nudos de los cuales los 4 primeros están empotrados y los demás libres. Tiene 8 columnas y 6 vigas que hace un total de 14 elementos.

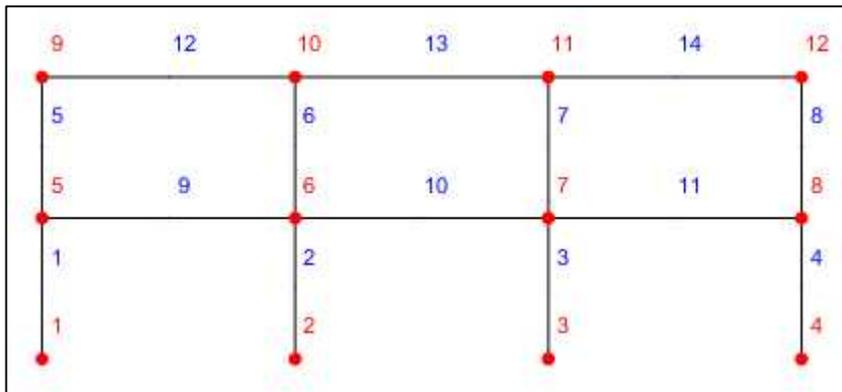


Figura 28. Pórtico interior de 2 pisos dibujado por el programa “dibujoNudElem”.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 29, se muestra la configuración del pórtico acoplado de 4 pisos. Tiene 20 nudos de los cuales los 4 primeros están empotrados y los demás libres. Tiene 16 columnas y 12 vigas que suma un total de 28 elementos.

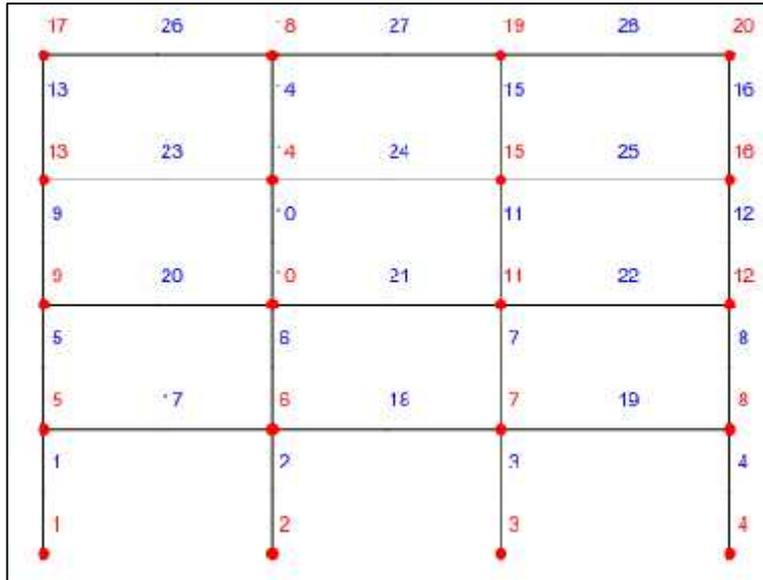


Figura 29. Pórtico interior de 4 pisos dibujado por el programa “dibujoNudElem”.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 30, se muestra la configuración del pórtico interior de 6 pisos. Tiene 28 nudos de los cuales los 4 primeros están empotrados y los demás libres. Tiene 24 columnas y 18 vigas que suma un total de 42 elementos.

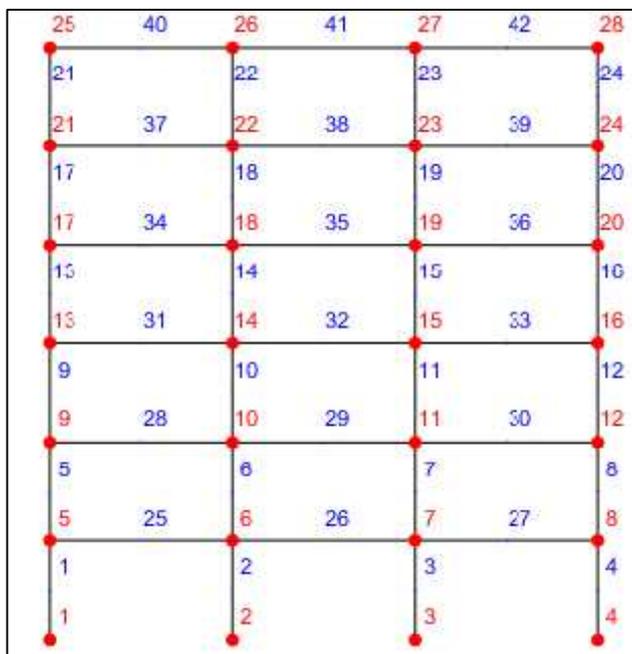


Figura 30. Pórtico interior de 6 pisos dibujado por el programa “dibujoNudElem”.

Fuente: Elaboración propia.

PASO 3: Cálculo de las fuerzas internas máximas causadas por las cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado con el software Etabs V18.

Se calculó las fuerzas internas máximas causadas por las cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado con el software Etabs V18, como se muestra en la tabla 8. Para el pórtico acoplados de 1 piso, se tiene una carga axial de -22.697 T en la columna interior, una fuerza cortante de 11.946 T y un momento flector de -10.359 Tm en la viga extrema. Para el pórtico acoplado de 2 pisos, se tiene una carga axial de -43.458 T, una fuerza cortante de 11.046 T y un momento flector de -9.393 Tm. Para el pórtico acoplado de 4 pisos, se tiene una carga axial de -86.385 T, una fuerza cortante de 10.918 T y un momento flector de -9.170 Tm. Y para el pórtico acoplado de 6 pisos, se tiene una carga axial de -127.929 T, una fuerza cortante de 10.821 T y un momento flector de -8.850 Tm. La carga axial corresponde a la columna interior del primer piso, mientras que, el cortante y momento corresponden a la viga extrema del último piso.

Tabla 8. *Fuerzas internas máximas (Etabs V18).*

PORTICO INTERIOR	FUERZA INTERNA MAXIMA		
	Axial (T)	Cortante (T)	Momento (Tm)
1 PISO	-22.697	11.946	-10.359
2 PISOS	-43.458	11.046	-9.393
4 PISOS	-86.385	10.918	-9.170
6 PISOS	-127.929	10.821	-8.850
POSICIÓN	Columna interior 1er piso	Viga extremo último piso	

Fuente: Elaboración propia.

ETAPA 2: Calculo de la ductilidad por curvatura en las columnas del pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22.

PASO 4: Desarrollo del subprograma “momento” en código Matlab.

Se desarrolló el subprograma “momento” para el cálculo de los diagramas momento curvatura de las secciones de los elementos del pórtico, de donde se obtienen las propiedades a flexión dependiendo de la cantidad de acero en la sección del elemento. Las propiedades a flexión son la rigidez elástica e inelástica.

PASO 5: Cálculo de la ductilidad por curvatura de las columnas de los pórticos de concreto armado con el subprograma “momento”.

Se calculó la ductilidad por curvatura de las columnas de los pórticos acoplado de concreto armado con el subprograma “momento”, como se observa en la tabla 9. La columna C1 del pórtico de 1, 2, 4 y 6 pisos, tiene una ductilidad por curvatura (u) de 14.77, 14.29, 14.01 y 14.17 Tm respectivamente. El cálculo de la ductilidad por curvatura de las demás columnas se muestra en el anexo.

En la figura 31, se muestra el diagrama momento curvatura de la columna 1 de los pórticos acoplado de concreto armado. La columna 1 del pórtico acoplado de 1 piso, tiene una rigidez a flexión elástica (Elo) de 547.41 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (EIp) de 7.65 Tm². La columna 1 del pórtico acoplado de 2 pisos, tiene una rigidez a flexión elástica (Elo) de 2450.21 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (EIp) de 33.26 Tm². La columna 1 del pórtico acoplado de 4 pisos, tiene una rigidez a flexión elástica (Elo) de 5512.76 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (EIp) de 107.46 Tm². Y la columna 1 del pórtico acoplado de 6 pisos, tiene una rigidez a flexión elástica (Elo) de 9537.63 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (EIp) de 279.40 Tm², como también se puede observar en la tabla 9.

Tabla 9. *Propiedades de la columna C1 (subprograma “momento”)*

COLUMNA C1	FLUENCIA		POST FLUENCIA		PROPIEDAD A FLEXIÓN		
	ϕ_y	M_y	ϕ_u	M_u	Elo	EIp	u
	(1/m)	(Tm)	(1/m)	(Tm)	(T/m)	(T/m)	(Adim)
P1	0.01253	6.859	0.18502	8.179	547.41	7.65	14.77
P2	0.00944	23.13	0.13492	27.303	2450.21	33.26	14.29
P4	0.00729	40.188	0.10211	50.377	5512.76	107.46	14.01
P6	0.00574	54.746	0.08136	75.874	9537.63	279.40	14.17

Fuente: Elaboración propia.

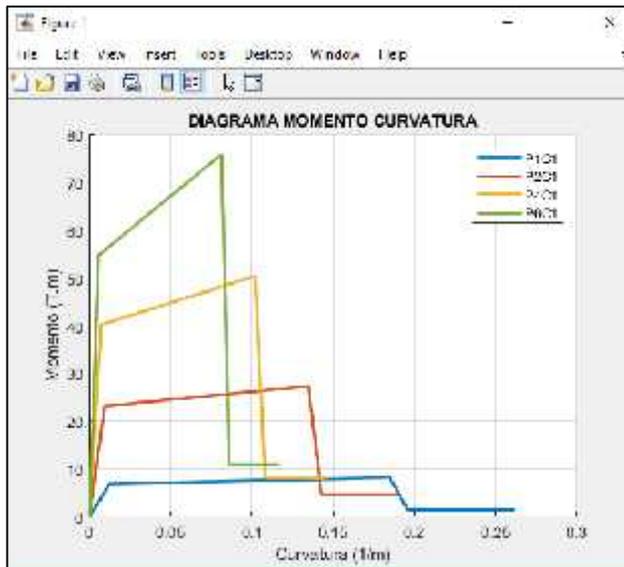


Figura 31. Diagrama momento curvatura de columnas (MDQ-22).

Fuente: Elaboración propia.

PASO 6: Cálculo de la ductilidad por curvatura de las columnas del pórtico de concreto armado con el software Etabs V18.

Se calculó la ductilidad por curvatura de las columnas de los pórticos acoplado de concreto armado con el software Etabs V18, como se observa en la tabla 10. La 1ra columna C1 del pórtico de 1, 2, 4 y 6 pisos, tiene una ductilidad por curvatura (u) de 45.45, 30.00, 35.00 y 38.80 Tm respectivamente.

Tabla 10. *Propiedades de la columna C1 (Etabs V18).*

COLUMNA C1	FLUENCIA		POST FLUENCIA		PROPIEDAD A FLEXIÓN		
	ϕ_y	M_y	ϕ_u	M_u	EI_o	EI_p	u
	(1/m)	(Tm)	(1/m)	(Tm)	(T/m)	(T/m)	(Adim)
P1	0.011	5.00	0.500	6.10	454.55	2.25	45.45
P2	0.011	19.00	0.330	24.15	1727.27	16.14	30.00
P4	0.007	28.50	0.245	37.50	4071.43	37.82	35.00
P6	0.005	32.50	0.194	42.00	6500.00	50.26	38.80

Fuente: Elaboración propia.

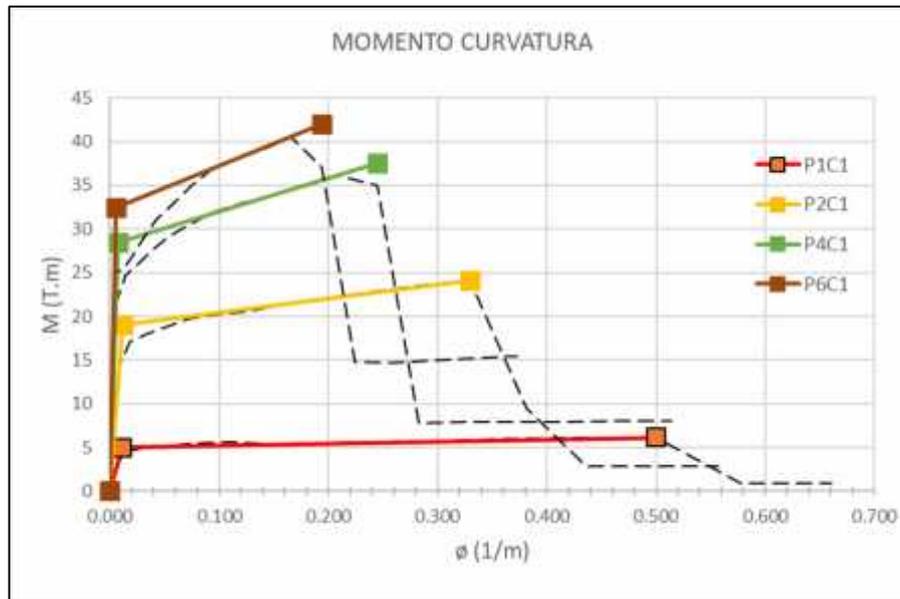


Figura 32. Diagrama momento curvatura de columnas (Etabs V18).

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 32, se muestra el diagrama momento curvatura de la 1ra columna C1 de los pórticos acoplado de concreto armado calculado con el software Etabs V18. La columna del pórtico acoplado de 1 piso, tiene una rigidez a flexión elástica (Elo) de 454.55 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (EIp) de 2.25 Tm². La columna del pórtico acoplado de 2 pisos, tiene una rigidez a flexión elástica (Elo) de 1727.27 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (EIp) de 16.14 Tm². La columna del pórtico acoplado de 4 pisos, tiene una rigidez a flexión elástica (Elo) de 4071.43 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (EIp) de 37.82 Tm². Y la columna del pórtico acoplado de 6 pisos, tiene una rigidez a flexión elástica (Elo) de 6500.00 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (EIp) de 50.26 Tm², como también se puede observar en la tabla 9.

ETAPA 3: Cálculo de la ductilidad por curvatura en las vigas del pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22.

PASO 7: Cálculo de la ductilidad por curvatura de las vigas del pórtico de concreto armado con el programa “momento”.

Se calculó la ductilidad por curvatura de las vigas de los pórticos de concreto armado con el subprograma “momento”, como se observa en la tabla 11. La viga V1 del 1er piso del pórtico de 1, 2, 4 y 6 pisos, tiene una ductilidad por curvatura (u) de 19.88, 20.99, 20.96 y 20.60 Tm respectivamente.

Tabla 11. *Propiedades de la viga V1 (subprograma “momento”).*

VIGA V1	FLUENCIA		POST FLUENCIA		PROPIEDAD A FLEXIÓN		
	ϕ_y	M_y	ϕ_u	M_u	Elo	Elp	u
	(1/m)	(Tm)	(1/m)	(Tm)	(T/m)	(T/m)	(Adim)
P1	0.00761	5.02	0.15126	8.183	659.66	22.02	19.88
P2	0.00641	6.751	0.13452	12.322	1053.20	43.49	20.99
P4	0.00571	10.359	0.11967	19.275	1814.19	78.24	20.96
P6	0.0053	19.423	0.10919	32.985	3664.72	130.54	20.60

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 33, se muestra el diagrama momento curvatura de las vigas del 1er piso de los pórticos de concreto armado. La viga del pórtico acoplado de 1 piso, tiene una rigidez a flexión elástica (Elo) de 659.66 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (Elp) de 22.02 Tm². La viga del pórtico acoplado de 2 pisos, tiene una rigidez a flexión elástica (Elo) de 1053.20 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (Elp) de 43.49 Tm². La viga del pórtico acoplado de 4 pisos, tiene una rigidez a flexión elástica (Elo) de 1814.19 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (Elp) de 78.24 Tm². Y la viga del pórtico acoplado de 6 pisos, tiene una rigidez a flexión elástica (Elo) de 3664.72 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (Elp) de 130.54 Tm², como también se puede observar en la tabla 11.

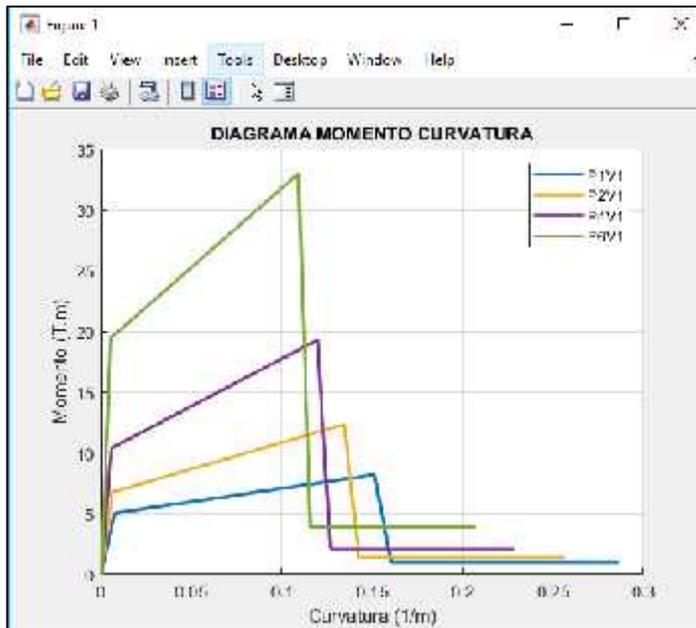


Figura 33. Diagrama momento curvatura de vigas (MDQ-22).

Fuente: Elaboración propia.

PASO 8: Cálculo de la ductilidad por curvatura de las vigas del pórtico de concreto armado con el software Etabs V18.

Se calculó la ductilidad por curvatura de las vigas de los pórticos acoplados de concreto armado con el software Etabs V18, como se observa en la tabla 12. La viga V1 del pórtico de 1, 2, 4 y 6 pisos, tiene una ductilidad por curvatura (u) de 46.14, 46.17, 40.33 y 30.57 Tm respectivamente.

En la figura 34, se muestra el diagrama momento curvatura de la viga V1 de los pórticos de concreto armado. La viga V1 del pórtico acoplado de 1 piso, tiene una rigidez a flexión elástica (EI_o) de 714.29 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (EI_p) de 3.80 Tm². La viga V1 del pórtico acoplado de 2 pisos, tiene una rigidez a flexión elástica (EI_o) de 1308.32 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (EI_p) de 7.93 Tm². La viga V1 del pórtico acoplado de 4 pisos, tiene una rigidez a flexión elástica (EI_o) de 2011.93 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (EI_p) de 12.41 Tm². Y la viga V1 del pórtico acoplado de 6 pisos, tiene una rigidez a flexión elástica (EI_o) de 3134.44 Tm² y una rigidez a flexión inelástica (EI_p) de 29.27 Tm², como también se puede observar en la tabla 12.

Tabla 12. *Propiedades de la viga V1 (Etabs V18).*

VIGA V1	FLUENCIA		POST FLUENCIA		PROPIEDAD A FLEXIÓN		
	ϕ_y	My	ϕ_u	Mu	Elo	EIp	u
	(1/m)	(Tm)	(1/m)	(Tm)	(T/m)	(T/m)	(Adim)
P1	0.007	5.00	0.323	6.20	714.29	3.80	46.14
P2	0.006	7.85	0.277	10.00	1308.32	7.93	46.17
P4	0.006	12.07	0.242	15.00	2011.93	12.41	40.33
P6	0.007	21.94	0.214	28.00	3134.44	29.27	30.57

Fuente: Elaboración propia.

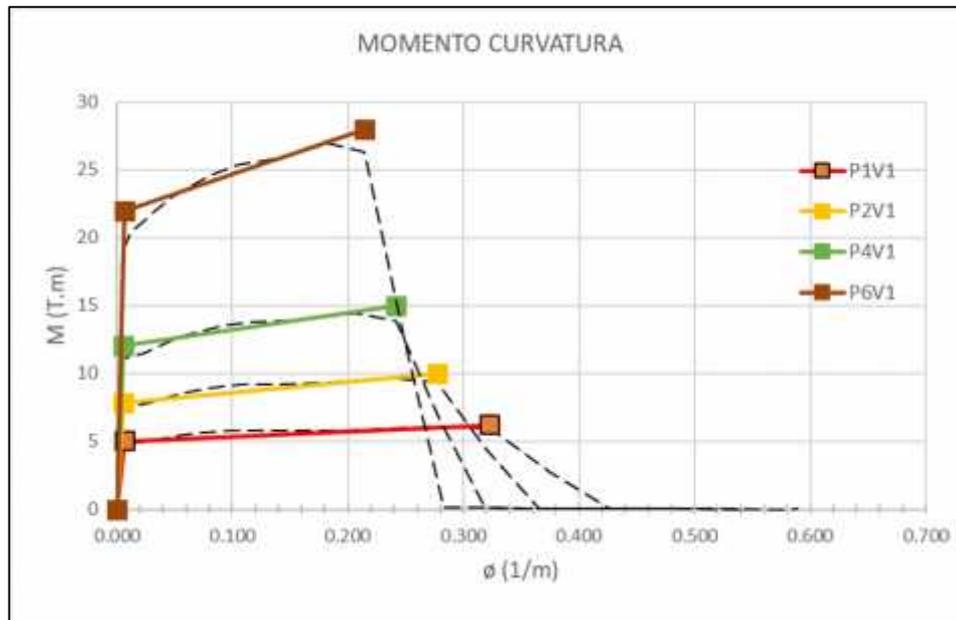


Figura 34. Diagrama momento curvatura de vigas (Etabs V18).

Fuente: Elaboración propia.

ETAPA 4: Cálculo de la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22.

PASO 9: Desarrollo del programa MDQ-22 en código Matlab.

El programa MDQ-22 construye la curva de capacidad resistente de los pórticos de concreto armado de configuración regular.

PASO 10: Cálculo de la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado con el programa “MDQ-22”.

Se calculó la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado con el subprograma “MDQ-22”, como se observa en la figura 35. El pórtico acoplado de 1 piso tiene una capacidad resistente (V_u) de 76.50 T, el pórtico acoplado de 2 pisos tiene una capacidad resistente de 186.78 T, el pórtico acoplado de 4 pisos tiene una capacidad resistente de 285.4 T y el pórtico acoplado de 6 pisos tiene una capacidad resistente de 415.8 T, como también se muestra en la tabla 13.

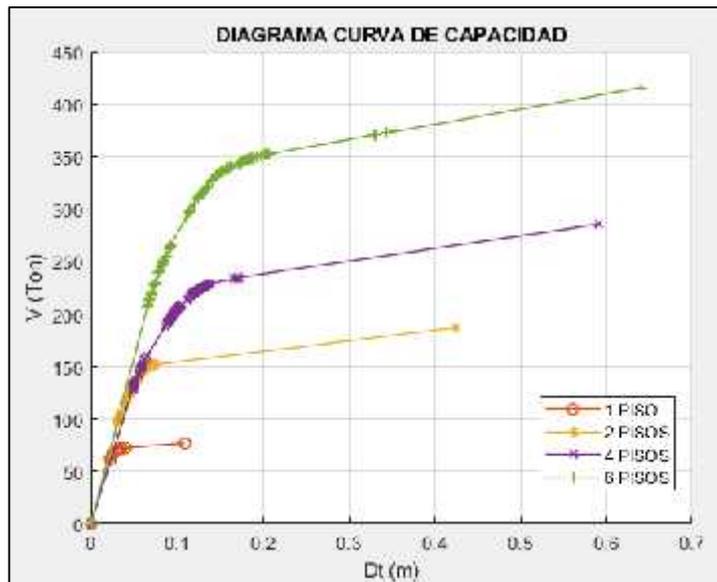


Figura 355. Curvas de capacidad de los pórticos acoplados (MDQ-22).

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 13, se tiene las propiedades a cortante de los pórticos de concreto armado que se desprenden de la curva de capacidad resistente. El portico acoplado de 1 piso tiene una rigidez de fluencia (K_e) de 2745.10 T/m, una rigidez a post fluencia (K_i) de 77.66 Tm² y una ductilidad por desplazamiento (u_d) de 4.28. El pórtico acoplado de 2 pisos tiene una rigidez de fluencia de 3083.33 Tm², una rigidez de post fluencia de 102.95 T/m y una ductilidad por desplazamiento de 8.85. El pórtico acoplado de 4 pisos tiene una rigidez de fluencia de 2647.06 Tm², una rigidez de post fluencia de 119.49 T/m y una ductilidad por desplazamiento de 6.95. El pórtico acoplado de 6 pisos tiene una rigidez de fluencia de 3063.64 Tm²,

una rigidez de post fluencia de 148.32 T/m y una ductilidad por desplazamiento de 5.83.

Tabla 13. *Propiedades de los pórticos acoplados (MDQ-22).*

MODELO	A		B		PROPIEDADES		
	Dty	Vy	Dtu	Vu	Ke	Ki	ud
	(1/m)	(Tm)	(1/m)	(Tm)	(T/m)	(T/m)	(Adim)
1 PISO	0.0255	70	0.1092	76.5	2745.10	77.66	4.28
2 PISOS	0.048	148	0.4247	186.78	3083.33	102.95	8.85
4 PISOS	0.085	225	0.5905	285.4	2647.06	119.49	6.95
6 PISOS	0.11	337	0.6413	415.8	3063.64	148.32	5.83

Fuente: Elaboración propia.

PASO 11: Cálculo de la capacidad resistente de los pórticos acoplados de concreto armado con el software Etabs V18.

Se calculó la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado con el software Etabs V18, como se observa en la figura 35. El pórtico acoplado de 1 piso tiene una capacidad resistente (V_u) de 76.50 T, el pórtico acoplado de 2 pisos tiene una capacidad resistente de 186.78 T, el pórtico acoplado de 4 pisos tiene una capacidad resistente de 285.4 T y el pórtico acoplado de 6 pisos tiene una capacidad resistente de 415.8 T, como también se muestra en la tabla 13.

En la tabla 14, se tiene las propiedades a cortante de los pórticos acoplados de concreto armado que se desprenden de la curva de capacidad resistente. El pórtico acoplado de 1 piso tiene una rigidez de fluencia (K_e) de 3222.22 Tm², una rigidez a post fluencia (K_i) de 389.61 T/m y una ductilidad por desplazamiento (u_d) de 4.70. El pórtico acoplado de 2 pisos tiene una rigidez de fluencia de 3666.67 T/m, una rigidez de post fluencia (K_i) de 439.47 T/m y una ductilidad por desplazamiento de 2.75. El pórtico acoplado de 4 pisos tiene una rigidez de fluencia de 2301.75 T/m, una rigidez de post fluencia de 396.75 T/m y una ductilidad por desplazamiento de 3.00. El pórtico acoplado de 6 pisos tiene una rigidez de fluencia de 2526.32 T/m, una rigidez de post fluencia de 383.47 T/m y una ductilidad por desplazamiento de 3.76.

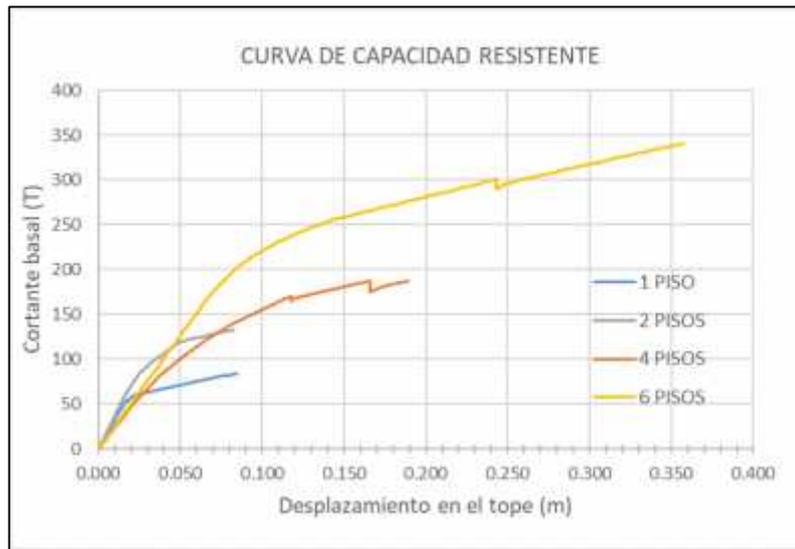


Figura 366. Curva de capacidad de los pórticos acoplados (Etabs V18).

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14. Propiedades de los pórticos acoplados (Etabs V18).

MODELO	A		B		PROPIEDADES		
	Dty	Vy	Dtu	Vu	Ke	Ki	ud
	(1/m)	(Tm)	(1/m)	(Tm)	(T/m)	(T/m)	(Adim)
1 PISO	0.018	58	0.084566	83.93	3222.22	389.61	4.70
2 PISOS	0.03	110	0.082515	133.07	3666.67	439.47	2.75
4 PISOS	0.063	145	0.189023	195.00	2301.59	396.75	3.00
6 PISOS	0.095	240	0.357588	340.69	2526.32	383.47	3.76

Fuente: Elaboración propia.

4.2. Análisis de resultados de cada etapa

4.2.1. Cálculo de las fuerzas internas máximas debido a cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22.

En la tabla 15, se muestra los resultados de la determinación de las fuerzas axiales máximas debido a cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado. Utilizando el software Etabs V18, se obtuvo como resultado valores de 22.697, 43.458, 86.385 y 127.929 T para los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente. Y utilizando el programa MDQ-22 se obtuvo como resultado valores de 22.670, 43.960, 86.410 y 127.85 T para los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente.

Tabla 15. *Variación de fuerzas axiales máximas, MDQ-22 vs Etabs V18.*

PORTICO	ETABS V18	MDQ-22	VAR. (%)
1 PISO	22.697	22.670	-0.119
2 PISOS	43.458	43.960	1.155
4 PISOS	86.385	86.410	0.029
6 PISOS	127.929	127.850	-0.062

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 16. *Variación de fuerzas cortantes máximas, MDQ-22 vs Etabs V18.*

PORTICO	ETABS V18	MDQ-22	VAR. (%)
1 PISO	11.946	11.920	-0.218
2 PISOS	11.046	11.361	2.852
4 PISOS	10.918	10.990	0.659
6 PISOS	10.821	10.820	-0.009

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 16, se muestra los resultados del cálculo de las fuerzas cortantes máximas debido a cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado. Utilizando el software Etabs V18, se obtuvo valores de 11.946, 11.046, 10.918 y 10.821 T para los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente. Por otro lado, utilizando el programa MDQ-22 se obtuvo valores de 11.920, 11.361, 10.990 y 10.820 T para los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente.

En la tabla 17, se muestra los resultados del cálculo de los momentos flectores máximos debido a cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado. Utilizando el software Etabs V18, se obtuvo valores de 10.359, 9.393, 9.170 y 8.850 T para los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente. Por otro lado, utilizando el programa MDQ-22 se obtuvo valores de 10.380, 9.791, 9.210 y 8.878 T para los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente.

Tabla 17. *Variación de momentos flectores máximos, MDQ-22 vs Etabs V18.*

PORTICO	ETABS V18	MDQ-22	VAR. (%)
1 PISO	10.359	10.380	0.203
2 PISOS	9.393	9.791	4.237
4 PISOS	9.170	9.210	0.436
6 PISOS	8.850	8.878	0.316

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Estimación de la ductilidad por curvatura en las columnas de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22.

En la tabla 18, se muestra los resultados de la estimación de la ductilidad por curvatura en las columnas de los pórticos de concreto armado. Utilizando el software Etabs V18, se obtuvo valores de 45.45, 30.00, 35.00 y 38.80 para los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente. Por otro lado, utilizando el programa MDQ-22 se obtuvo valores de 14.77, 14.29, 14.01 y 14.17. Los resultados se dan de esta manera debido a que el programa MDQ-22 utiliza los factores que establece la tabla del código ASCE 41-13, que no contempla el incremento de la ductilidad en columnas por el efecto de las cargas axiales; por otro lado, el programa Etabs V18 realiza el análisis de la sección por equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones con el modelo de Mander para el comportamiento del concreto confinado. El primero es conservador mientras que el segundo obtiene resultados más reales.

Tabla 18. *Variación de la ductilidad de columnas.*

PORTICO	ETABS V18	MDQ-22	VAR. (%)
1 PISO	45.45	14.77	-68
2 PISOS	30.00	14.29	-52
4 PISOS	35.00	14.01	-60
6 PISOS	38.80	14.17	-63

Fuente: Elaboración propia.

4.2.3. Estimación de la ductilidad por curvatura en las vigas de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22.

En la tabla 19, se muestra los resultados de la estimación de la ductilidad por curvatura en las vigas de los pórticos de concreto armado. Utilizando el software Etabs V18, se obtuvo valores de 46.14, 46.17, 40.33 y 30.57 para los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente. Por otro lado, utilizando el programa MDQ-22 se obtuvo valores de 19.88, 20.99, 20.96 y 20.60. Los resultados se dan de esta manera debido a que el programa MDQ-22 utiliza los factores que establece la tabla del código ASCE 41-13, que no contempla el incremento de la ductilidad para elementos confinados por estribos; por otro lado, el programa Etabs V18 realiza el análisis de la sección por equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones con el modelo de Mander para el

comportamiento del concreto confinado por estribos. El primero es conservador mientras que el segundo obtiene resultados más reales.

Tabla 19. *Variación de la ductilidad de vigas.*

PORTICO	ETABS V18	MDQ-22	VAR. (%)
1 PISO	46.14	19.88	-57
2 PISOS	46.17	20.99	-55
4 PISOS	40.33	20.96	-48
6 PISOS	30.57	20.60	-33

Fuente: Elaboración propia.

4.2.4 Determinación de la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado, calculado con el programa MDQ-22.

En la tabla 20, se muestra los resultados de la determinación de la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado. Para los pórticos acoplados de 1, 2, 4 y 6 pisos, utilizando el programa MDQ-22 se obtuvo como resultado una capacidad resistente de 76.50, 186.78, 285.40 y 415.80 T respectivamente. Por otro lado, con el software Etabs V18, se obtuvo valores de 83.93, 133.07, 195.00 y 340.69 T, encontrándose una variación de -8.85, 40.36, 46.36 y 22.05 %. Los resultados se dan de esta manera debido a que el programa MDQ-22 contempla diagramas de momento curvatura constantes en todo el cálculo de la curva de capacidad resistente y además el cálculo se detiene en la aparición de la primera articulación; por otro lado, el programa Etabs V18 realiza el cálculo de la curva de capacidad con diagramas momento curvatura que cambian en el tiempo en función de las fuerzas axiales que soportan los elementos de la estructura y además que las matemáticas que utiliza el programa Etabs V18 son más compleja.

Tabla 20. *Variación de la capacidad de los pórticos de concreto armado.*

MODELO	ETABS V18	MDQ-22	VAR. (%)
1 PISO	83.93	76.50	-8.85
2 PISOS	133.07	186.78	40.36
4 PISOS	195.00	285.40	46.36
6 PISOS	340.69	415.80	22.05

Fuente: Elaboración propia.

V. DISCUSIÓN

Discusión 1: Se calculó las fuerzas internas máximas debido a cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22. Para los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos se obtuvo fuerzas axiales máximas de 22.670, 43.960, 86.410 y 127.850 T, fuerzas cortantes máximas de 11.920, 11.361, 10.990 y 10.820 T y momentos flectores máximos de 10.380, 9.791, 9.210 y 8.878 Tm respectivamente.

Se hizo lo propio con el programa Etabs V18, obteniendo como resultado para las fuerzas axiales máximas valores de 22.697, 43.458, 86.385 y 127.929 T, fuerzas cortantes máximas de 11.946, 11.046, 10.918 y 10.821 T y momentos flectores máximos de 10.359, 9.393, 9.170 y 8.850 Tm para los pórticos simples de 1, 2, 4, y 6 pisos respectivamente.

De la comparación se observa que las fuerzas axiales máximas calculadas con el programa MDQ-22 varía en -0.119, 1.155, 0.029 y -0.062%, las fuerzas cortantes máximas varía en -0.218, 2.852, 0.659 y -0.009%, y los momentos flectores máximos varía en 0.203, 4.237, 0.436 y 0.316%, como también se observa en las tablas 15, 16 y 17. La diferencia es insignificante, por lo tanto, el objetivo específico 1 es alcanzado.

Discusión 2: Se estimó la ductilidad por curvatura en las columnas de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22. Se obtuvo como resultado valores de 14.77, 14.29, 14.01 y 14.17, con cargas axiales de 9.58, 20.54, 42.59 y 65.65 T, para las columnas C1 de los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente.

Respecto a (Hinostraza, 2021), citado en las bases teóricas, desarrollo el programa "mocurva1" para obtener la ductilidad por curvatura por medio de la construcción de diagramas momento curvatura, como se muestra en la tabla 21 y en la figura 37. Utilizando este programa se obtiene valores de 12.71, 10.50, 7.97 y 9.43 para la columna C1 de los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 respectivamente.

El programa MDQ-22 utiliza los factores que establece la tabla del código ASCE 41-13, para el caso de columnas, está tiene la tendencia de arrojar valores poco

conservadores; por otro lado, el programa “mocurva1” realiza el análisis de la sección por equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones, utilizando el modelo de Park para el comportamiento del concreto confinado y el modelo de Park y Paulay para el comportamiento del acero. Existen varias metodologías para obtener la ductilidad por curvatura de vigas y columnas, siendo el modelo de Mander la favorita entre los especialistas. Los resultados son razonables, por lo tanto, el objetivo específico 2 es alcanzado.

Tabla 21. Propiedades de la columna C1 (programa “mocurva1”).

COLUMNA C1	FLUENCIA		POST FLUENCIA		PROPIEDAD A FLEXIÓN		
	ϕ_y	M_y	ϕ_u	M_u	Elo	Elp	u
	(1/m)	(Tm)	(1/m)	(Tm)	(T/m)	(T/m)	(Adim)
P1	0.01192	7.019	0.15152	9.159	588.84	15.33	12.71
P2	0.0086	23.745	0.09029	30.808	2761.05	86.46	10.50
P4	0.00839	41.179	0.06683	50.638	4908.10	161.86	7.97
P6	0.00601	56.293	0.05666	69.346	9366.56	257.71	9.43

Fuente: Elaboración propia.

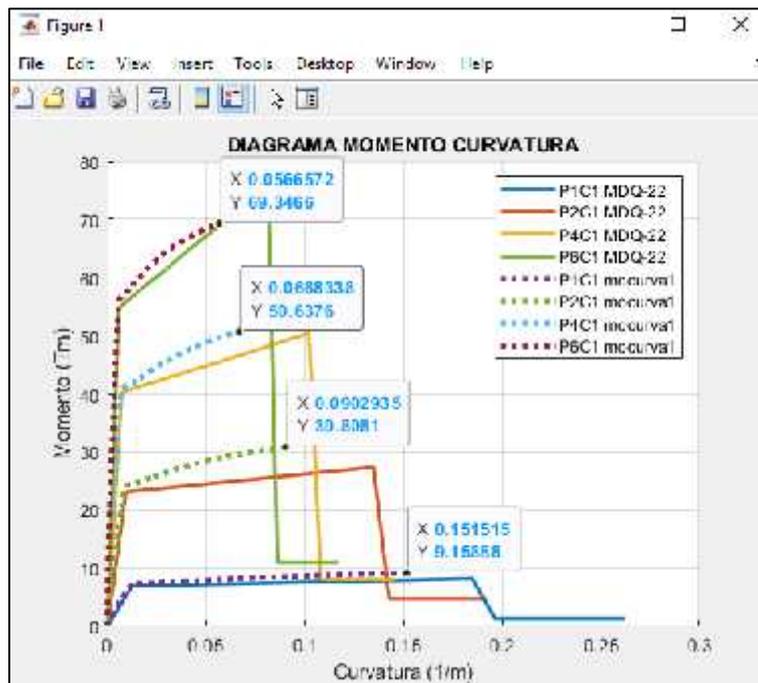


Figura 37. Momento curvatura de columnas C1 (mocurva1 VS MDQ-22).

Fuente: Elaboración propia.

Discusión 3: Se estimó la ductilidad por curvatura en las vigas de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22. Se obtuvo como resultado valores de 19.88, 20.99, 20.96 y 20.60 para las vigas de los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente.

Respecto a (Hinostraza, 2021), citado en las bases teóricas, desarrollo el programa “mocurva1” para obtener la ductilidad por curvatura por medio de la construcción de diagramas momento curvatura, como se muestra en la tabla 22 y en la figura 38. Utilizando este programa se obtiene valores de 42.39, 46.71, 49.08 y 76.39 para la viga V1 de los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente.

Tabla 22. Propiedades de las vigas V1 (Programa “mocurva1”).

VIGA V1	FLUENCIA		POST FLUENCIA		PROPIEDAD A FLEXIÓN		
	ϕ_y	M_y	ϕ_u	M_u	Elo	Elp	u
	(1/m)	(Tm)	(1/m)	(Tm)	(T/m)	(T/m)	(Adim)
P1	0.00939	4.642	0.39801	6.496	494.36	4.77	42.39
P2	0.00852	7.231	0.39801	9.947	848.71	6.97	46.71
P4	0.00811	10.634	0.39801	14.334	1311.22	9.49	49.08
P6	0.00521	19.109	0.39801	27.213	3667.75	20.63	76.39

Fuente: Elaboración propia.

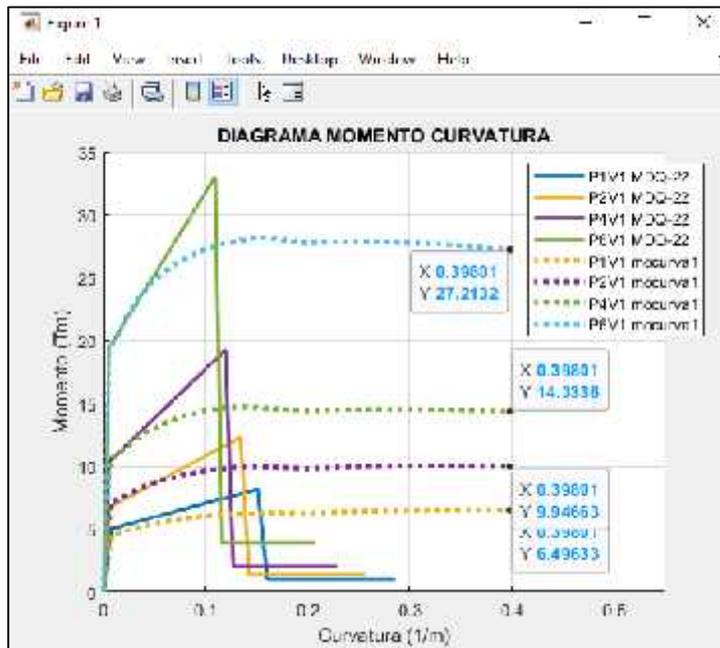


Figura 38. Diagrama momento curvatura de vigas V1 (mocurva1 VS MDQ-22).

Fuente: Elaboración propia.

El programa MDQ-22 utiliza los factores que establece la tabla del código ASCE 41-13, para el caso de vigas, está tiene la tendencia de arrojar valores demasiado conservadores; por otro lado, el programa “mocurva1” realiza el análisis de la sección por equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones con el modelo de Park para el comportamiento del concreto confinado y el modelo de Park y Paulay para el comportamiento del acero. Ambas metodologías no consideran el aumento de la resistencia por el confinamiento del concreto, como si lo hace el modelo Mander. Existen varias metodologías para obtener la ductilidad por curvatura de vigas y columnas, siendo el modelo de Mander la favorita de los especialistas. Los resultados son razonables, por lo tanto, el objetivo específico 3 es alcanzado.

Discusión 4: Se determinó la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado, calculado con el programa MDQ-22. Para los pórticos acoplados de 1, 2, 4 y 6 pisos, se obtuvo una capacidad resistente de 76.50, 186.78, 285.40 y 415.80 T con desplazamientos de 0.11, 0.43, 0.59 y 0.64 m respectivamente.

Respecto a (LEMA, y otros, 2019), citado como antecedente internacional, construye la curva de capacidad resistente para los 4 pórticos acoplados de 1, 2, 4 y 6 pisos de la presente investigación. Obtuvo como resultado una capacidad resistente de 80.00, 175.00, 260.00 y 340.00 T con desplazamientos de 0.06, 0.12, 0.25 y 0.37 m respectivamente.

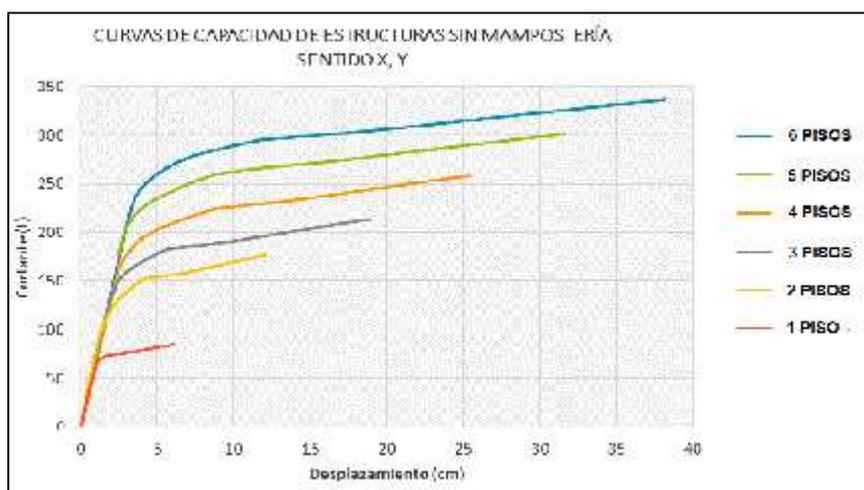


Figura 39. Curvas de capacidad de pórticos acoplados (LEMA, y otros, 2019).

Fuente: Lema y otros, (2019 pág. 60)

El programa MDQ-22 construye la curva de capacidad resistente generando rotulas plásticas en los nudos, en otras palabras, no considera la rigidez de los nudos, por lo tanto, las formaciones plásticas aparecen en el interior de estos. Por otro lado, los pórticos modelados en Etabs V18 por (LEMA, y otros, 2019), considera la aparición de rotulas plásticas a 0.25 m de la cara del nudo. Por ello que los desplazamientos calculados por el programa MDQ-22 son mayores a los desplazamientos obtenidos por Lema (2019). Respecto a la capacidad resistente los resultados son similares, por lo tanto, el objetivo general es alcanzado.

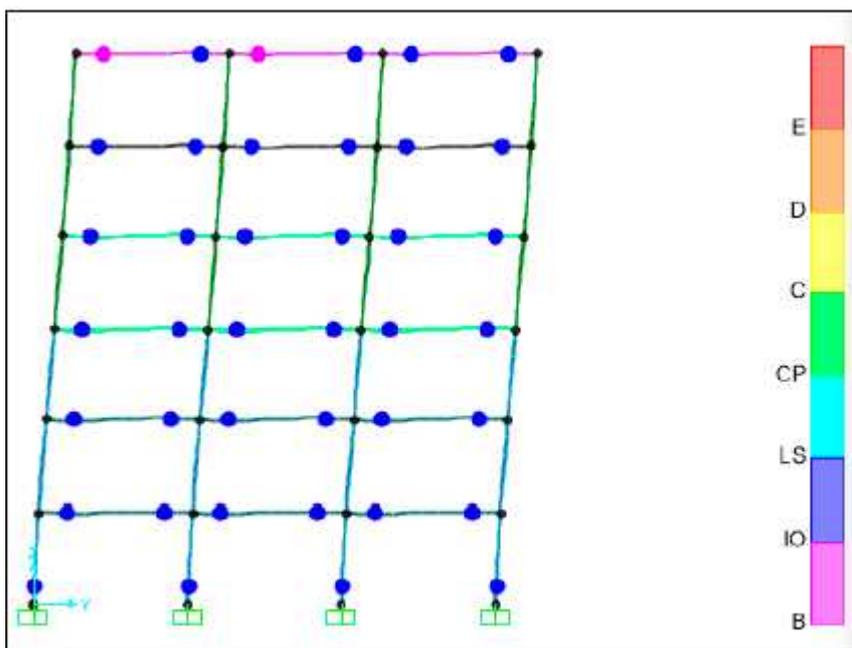


Figura 40. Formaciones de rotulas plásticas en el pórtico simple de 6 pisos.

Fuente: Lema y otros, (2019 pág. 108)

VI. CONCLUSIONES

Conclusión 1: Se calculó las fuerzas internas máximas debido a cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22. Para los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos se obtuvo fuerzas axiales máximas de 22.670, 43.960, 86.410 y 127.850 T, fuerzas cortantes máximas de 11.920, 11.361, 10.990 y 10.820 T y momentos flectores máximos de 10.380, 9.791, 9.210 y 8.878 Tm respectivamente. Esto significa que la fuerza axial máxima en la columna C1 del primer piso aumenta en proporción al incremento de pisos, que la fuerza cortante máxima en la viga V1 del último piso disminuye en 9.23% y el momento flector disminuye en 14.47%. Se confirma parcialmente la hipótesis específica que las fuerzas internas máximas debido a cargas de gravedad en el pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22, es menor de 100 T para el axial, menor de 15 T para el cortante y menor de 15 Tm para el momento flector.

Conclusión 2: Se estimó la ductilidad por curvatura en las columnas de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22. Se obtuvo como resultado valores de 14.77, 14.29, 14.01 y 14.17, para las columnas C1 de los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente. Esto significa que las secciones de las columnas mantienen su capacidad de rotación en el incremento de pisos, debido a que las secciones y el acero en su interior también aumentan de acuerdo a los criterios de diseño. Se confirma la hipótesis específica que la ductilidad por curvatura en las columnas de los pórticos de concreto armado calculado con el programa MDQ-22, es menor de 20.

Conclusión 3: Se estimó la ductilidad por curvatura en las vigas de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22. Se obtuvo como resultado valores de 19.88, 20.99, 20.96 y 20.60 para las vigas V1 de los pórticos simples de 1, 2, 4 y 6 pisos respectivamente. Esto significa que las secciones de las vigas mantienen su capacidad de rotación durante el incremento de pisos, a pesar del aumento de sus sección y reforzamiento. Se niega la hipótesis específica que la ductilidad por curvatura en las vigas del pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22, es menor de 20.

Conclusión 4: Se determinó la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado, calculado con el programa MDQ-22. Para los pórticos acoplados de 1, 2, 4 y 6 pisos, utilizando el programa MDQ-22 se obtuvo como resultado una capacidad resistente de 76.50, 186.78, 285.40 y 415.80 T respectivamente. Por otro lado, con el software Etabs V18, se obtuvo valores de 83.93, 133.07, 195.00 y 340.69 T, encontrándose una variación de -8.85, 40.36, 46.36 y 22.05 %. Esto significa que la capacidad de deformación lateral y de resistencia de los pórticos de concreto armado aumenta en proporción al número de pisos. Se confirma la hipótesis general que la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado, calculado con el programa MDQ-22, es mayor a 50 T.

VII. RECOMENDACIONES

Recomendación 1: Se calculó las fuerzas internas máximas debido a cargas de gravedad en los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22, para determinar el estado inicial de los elementos antes del empujón incremental Pushover, con el cual el programa MDQ-22 construye la curva de capacidad. Se utilizó el método de rigidez obteniendo resultados muy precisos respecto al software Etabs V18. El programa MDQ-22 calcula las fuerzas internas en el interior de los nudos, no considera nudos rígidos, ni obtiene resultados en lugares que no sea el extremo del elemento. Por lo tanto, se recomienda mejorar el programa MDQ-22 a través del subprograma “gravedad” solucionando las limitaciones mencionadas.

Recomendación 2: Se estimó la ductilidad por curvatura en las columnas de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22, construyendo diagramas momento – curvatura, para empezar el empujón incremental Pushover y construir la curva de capacidad resistente. El programa utiliza los factores que da la tabla del código ASCE 41-13 para encontrar los puntos notables del diagrama momento – curvatura, obteniendo resultados conservadores que son recomendables para el diseño de edificios nuevos, mas no para la evaluación de edificios existentes. Por lo tanto, se recomienda mejorar el programa MDQ-22 implementando algoritmos basados en equilibrio de fuerzas, compatibilidad de deformaciones y curvas constitutivas de los materiales.

Recomendación 3: Se estimó la ductilidad por curvatura en las vigas de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22, construyendo diagramas momento curvatura, para empezar el empujón incremental Pushover y construir la curva de capacidad resistente. El programa utiliza los factores que da la tabla del código ASCE 41-13 para encontrar los puntos notables del diagrama momento – curvatura, obteniendo resultados conservadores que son recomendables para el diseño de edificios nuevos, mas no para la evaluación de edificios existentes. Por lo tanto, se recomienda mejorar el programa MDQ-22 implementando algoritmos basados en equilibrio de fuerzas, compatibilidad de deformaciones y curvas constitutivas de los materiales.

Recomendación 4: Se determinó la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado, calculado con el programa MDQ-22, construyendo curvas de capacidad resistente, para la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones. El programa MDQ-22 utiliza la técnica de empujo incremental Pushover con un patrón fuerzas laterales de forma triangular, a medida que la fuerza lateral aumenta se captura la cortante en la base y el desplazamiento en el tope de la estructura, construyendo de esta manera la curva de capacidad que será graficada automáticamente por el programa. Sin embargo, se necesita también graficar la secuencia del daño y de la deformación progresiva de la estructura, por lo tanto, se recomienda implementar subprogramas que realicen esta tarea y así tener una visión completa de la respuesta de la estructura.

REFERENCIAS

- ACI 318 . 2014.** Reglamento para el diseño de estructuras de concreto. *Instituto Americano de Concreto*. 2014.
- AGUIAR, Roberto. 2003.** Análisis sísmico por desempeño. *Centro de Investigaciones Científicas*. Ecuador : Escuela Politécnica del Ejército, 2003. Vol. 342. Disponible en https://www.academia.edu/download/38881557/ANALISIS_SISMICO_POR_DESEMPEÑO.pdf.
- AGUIAR, Roberto, y otros. 2000.** *Análisis por desempeño de un edificio de Hormigon armado de la ciudad de Salta, Argentina*. Quito : s.n., 2000.
- ARIAS, Fidias. 2012.** *El proyecto de investigación*. Caracas : Episteme, 2012. 980-07-8529-9.
- ASCE/SEI 41. 2013.** Evaluación sísmica y remodelación de edificios existentes. *Sociedad Americana de ingenieros Civiles*. EE UU : s.n., 2013.
- ATC 40. 1996.** *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California : s.n., 1996.
- BAZAN E., MELI R. 2014.** *Diseño sísmico de Edificios*. Mexico : Limosa, 2014.
- BORJA, Manuel. 2012.** *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo : s.n., 2012.
- CARRASCO, Sergio. 2005.** *Metodología de la Investigación científica*. Lima : San Marcos, 2005.
- CHALCO MAMANI, G. 2015.** *Análisis estático lineal de pórticos de concreto armado mediante el método de elementos de contorno*. Lima : Tesis para optar el grado de magíster, Pontificia Universidad católica del Perú. Lima : s.n., 2015.
- CHANG, Daniel. 2015.** *Estudio de relaciones Momento - Curvatura en secciones de Concreto Armado y Concreto Preesforzado sometidas a Flexión*. Lima : s.n., 2015. Disponible en: <https://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/145873>.
- CRISAFULLI, F. 1997.** Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills. Nueva Zelanda : University of Canterbury. Nueva Zelanda : s.n., 1997.
- E030NTP. 2018.** R.M. N°355-2018-VIVIENDA que modifica la norma técnica E030 Diseño Sismoresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima : Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. LIMA : s.n., 2018.
- FEMA273. 1997.** Applied Technology Council. Nohp Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings: Federal Emergency. Washington : s.n., 1997.
- FEMA356. 2000.** *PRESTANDAR AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITACION OF BUILDINGS*. Washington : D.C. Federal Emergency Management Agency., 2000.
- FEMA440. 2005.** Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Washington : D.C: Federal Emergency Management Agency. 2005.
- FERNÁNDEZ, Carlos. 2010.** Metodología de la investigación 978-607-15-0291-9. s.l. : Mexico : McGRAW HILL/Interamericana Editores S.A, 2010.
- FREIRE, C. y MEDINA C. 2017.** *Calculo del diagrama momento curvatura por el metodo de fibras para secciones de hormigon armado y perfiles de acero empleando un software de programacion especializado*. 2017.

GONZÁLES, Camilo. 2018. *Análisis estático no lineal Pushover de estructura apoticada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Aplicando la norma sismoresistente Colombiana 2010 (NSR-10).* València : s.n., 2018. Disponible en: <https://riunet.upv.es/handle/10251/100307>.

HENDRY, A. 1990. Estructural Mansory. Lodres : s.n., 1990.

HERNÁNDEZ, Roberto, FERNÁNDEZ, Carlos y BAPTISTA, Pilar. 2010. *Metodología de la investigación.* Mexico : McGRAW HILL/Interamericana Editores S.A., 2010. 978-607-15-0291-9.

HINOSTROZA, Saul. 2021. *Desarrollo de sistema de computación para el cálculo de diagramas momento curvatura de secciones de concreto armado en Huancayo, 2021.* Huancayo : s.n., 2021. Disponible en: <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/64418>.

LEMA, Sairy y MÉNDEZ, Jessica. 2019. *Determinación del desempeño de estructuras apoticadas de hormigón armado con y sin mampostería en la ciudad de Quito.* Quito : s.n., 2019. Disponible en: <https://bit.ly/3JsJcvU>.

LOPEZ, A. 2004. *review of existing pushover methods for 2-d. Reinforced concrete buildings (Tesis para obtener el título de doctor en ingeniería antisísmica).* Italia : s.n., 2004.

MARTINEZ, M y SANTAMARIA, J. 2017. *Análisis Estático No Lineal (Pushover) del Cuerpo Central del Edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador.* El Salvador : s.n., 2017.

MEDINA, R. y MUSIC, J. 2018. *Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. Obras y Proyectos, 63-77.* 2018.

MUÑOZ, A. 1999. NGENIERIA ANTISISMICA. Lima : Fondo Editorial de la Pontificia Unversidad Catolica del Perú, 1999.

NISHANT, R. 2015. Non-Linear Static Analysis (Pushover Analysis) A Review. s.l. : International Journal of Engineering and Technical Research (IJETR), Volume-3. 2015.

NONTOL, Carlos. 2016. *Aplicaciones multimedia para el curso de mecánica estructural.* Lima : s.n., 2016. Disponible en: <https://www.proquest.com/openview/9668a5eb3dd56f66927099eae31578f4/1?pq-origsite=gscholar&cbl=18750&diss=y>.

NTP E060. 2009. *Norma técnica de concreto armado.* Lima : Macro, 2009.

OTTAZZI, G. 2015. Apuntes del Curso Concreto Armado I. Lima : Fondo Editorial PUCP, 2015.

PINTO. 2012. *Evaluacion de Desempeño Sismico de puentes basado en desplazamientos. Tesis maestra, instituto de ingeniería Universidad Autonoma de MEXICO.* MEXICO : s.n., 2012.

POMA, Jose. 2018. *Software educativo para la automatización del análisis no lineal estático Pushover en estructuras de concreto armado.* Lima : s.n., 2018. Disponible en: <https://www.proquest.com/openview/586c0a2907a77c7b294deb0910b8fd4e/1?pq-origsite=gscholar&cbl=18750&diss=y>.

RODRIGUEZ. 2015. 2015.

RODRÍGUEZ, Sergio. 2015. *Diagramas momento curvatura para secciones de hormigón armado. El valor de ductilidad y empleo del programa Matlab en aplicaciones estructurales.* Madrid : s.n., 2015. Disponible en: http://polired.upm.es/index.php/anales_de_edificacion/article/view/3101.

SÁNCHEZ, Luis. 2018. *Automatización del diagrama de interacción de columnas de hormigón armado mediante el uso de matlab.* Manabí : s.n., 2018. Disponible en: <http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/1220>.

SUPO, Jose. 2014. *Seminario de Investigación: sinopsis del libro y carpeta de aprendizaje.* s.l. : Bioestadístico EIRL, 2014.

TUSA, Eduardo y SAN MARTIN, Hugo. 2015. *Fundamentos de programación para ciencias e ingeniería.* Machala : UTMACH, 2015. 978-9978-316-80-1.

VALDERRAMA, Santiago. 2019. *Pasos Para elaborar Proyectos de Investigacion Cientifica.* Quinta. Lima : San Marcos E.I.R.L, 2019.

VELASQUEZ, S. y CHACON, R. 2020. *Evaluación del Desempeño Estructural de una Edificación de Concreto Armado Mediante un Análisis Pushover y Propuesta de Intervención (Caso De Estudio: Torre Trecca).* 2020.

ANEXOS

Anexo N°1. Matriz de Operacionalización de variables.

TÍTULO: DESARROLLO DEL PROGRAMA MDQ-22 PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO, HUANCAYO 2022.

Variables	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de Medición
VARIABLE INDEPENDIENTE (X): PROGRAMA MDQ-21	Según Norton (2006), un programa de computo es un conjunto de instrucciones o declaraciones, conocidas también como código, que debe realizar el CPU de una computadora. Un programa está compuesto generalmente por un módulo principal y sub módulos. Estos módulos contienen un conjunto de archivos. Algunos archivos contienen instrucciones mientras otros contienen datos.	El programa de computo MDQ-21 será operacionalizado: Con y sin el programa MDQ-22.	Etabs V18	Cargas de gravedad	RAZON
				Diagramas momento curvatura	RAZON
				Curva de capacidad resistente	RAZON
			Programa MDQ-22	Cargas de gravedad	RAZON
				Diagramas momento curvatura	RAZON
				Curva de capacidad resistente	RAZON RAZON
VARIABLE DEPENDIENTE (Y): CAPACIDAD RESISTENTE	Según Aguiar (2003), la curva de capacidad resistente es la respuesta sísmica de la estructura hasta alcanzar el colapso. Es la base del análisis en las nuevas filosofías de diseño sísmico de estructuras. Relaciona el desplazamiento máximo en el tope, con la fuerza cortante en la base de la estructura analizada.	Según Aguiar (2003), La capacidad resistente de una estructura se determina sin antes obtener las fuerzas internas debido a cargas de gravedad, la ductilidad por curvatura de los elementos y la ductilidad por curvatura de las vigas.	Fuerzas internas debido a cargas de gravedad	Fuerza Axial (T)	RAZON
				Fuerza cortante (T/m)	RAZON
				Momento Flector (T/m)	RAZON
			Ductilidad por curvatura en las columnas	Curvatura de fluencia (1/m)	RAZON
				Curvatura de rotura (1/m)	RAZON RAZON
			Ductilidad por curvatura en las vigas	Curvatura de fluencia (1/m)	RAZON
				Curvatura de rotura (1/m)	RAZON RAZON

Anexo N°2. Matriz de Consistencia

TÍTULO: DESARROLLO DEL PROGRAMA MDQ-22 PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO, HUANCAYO 2022.

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	METODOLOGIA	
<p>PROBLEMA GENERAL</p> <p>¿Cuánto es la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado, calculado con el programa MDQ-22, Huancayo 2022?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL</p> <p>Determinar la capacidad resistente de los pórticos de concreto armado con el programa MDQ-22, Huancayo 2022.</p>	<p>HIPÓTESIS GENERAL</p> <p>La capacidad resistente de los pórticos de concreto armado, calculado con el programa MDQ-22, es mayor a 50 T, Huancayo 2022.</p>	<p>VARIABLE INDEPENDIENTE</p>	<p>Etabs V18</p>	<p>Cargas de gravedad</p>	<p>Tipo de investigación:</p> <p>Aplicada</p> <p>Nivel de la investigación:</p> <p>Explicativo</p> <p>Diseño de la investigación:</p> <p>No experimental – Descriptivo transversal</p> <p>Población:</p> <p>Pórticos de concreto armado.</p> <p>Muestra:</p> <p>4 pórticos acoplados de concreto armado</p> <p>Técnica de medición:</p> <p>Observación.</p> <p>Instrumentos:</p>	
					<p>Diagramas momento curvatura</p>		<p>Curva de capacidad resistente</p>
<p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS</p> <p>¿Qué valor tienen las fuerzas internas máximas debido a cargas de gravedad en el pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22?</p>	<p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</p> <p>Calcular las fuerzas internas máximas debido a cargas de gravedad en el pórtico de concreto armado con el programa MDQ-22.</p>	<p>HIPÓTESIS ESPECÍFICAS</p> <p>Las fuerzas internas máximas debido a cargas de gravedad en el pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22, es menor de 100 T para el axial, menor de 15 T para el cortante y menor de 15 Tm para el momento flector.</p>	<p>PROGRAMA MDQ-22</p>	<p>Programa MDQ-22</p>	<p>Cargas de gravedad</p>		
					<p>Diagramas momento curvatura</p>		
					<p>Curva de capacidad resistente</p>		
<p>¿Cuánto es la ductilidad por curvatura en las columnas del pórtico</p>	<p>Estimar la ductilidad por curvatura en las columnas del pórtico de concreto</p>	<p>La ductilidad por curvatura en las columnas del pórtico de concreto armado</p>	<p>VARIABLE DEPENDIENTE</p>	<p>Fuerzas internas máximas debido</p>	<p>Fuerza axial (T)</p> <p>Fuerza Cortante (T)</p>		

de concreto armado calculado con el programa MDQ-22?	armado con el programa MDQ-22.	calculado con el programa MDQ-22, es menor de 20.	CAPACIDAD RESISTENTE	a cargas de gravedad	Momento Flector (T/m)	Fichas de recolección Etabs v19 MATLAB	
¿Cuánto es la ductilidad por curvatura en las vigas del pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22?	Estimar la ductilidad por curvatura en las vigas del pórtico de concreto armado con el programa MDQ-22.	La ductilidad por curvatura en las vigas del pórtico de concreto armado calculado con el programa MDQ-22, es menor de 20.		Ductilidad por curvatura en las columnas	Curvatura de fluencia (1/m)		Curvatura de rotura (1/m)
				Ductilidad por curvatura en las vigas	Curvatura de fluencia (1/m)		Curvatura de rotura (1/m)

Anexo N°3. Ficha de validación de datos, PRIMER EXPERTO.

FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

PROYECTO: DESARROLLO DEL PROGRAMA MDQ-22 PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO HUANCAYO, 2022.

AUTORES: Medrano Fabian Jhonathan Kendy
Quispe León Ronald

VALIDEZ

I. SOFTWARE ETABS V18							1
Indicador 1	Und	Indicador 2	Und	Indicador 3	Und		
Cargas de gravedad	T/m	Diagrama momento curvatura	M-Q	curva de capacidad resistente	Adim.	1	
II. PROGRAMA MDQ-22							1
Indicador 1	Und	Indicador 2	Und	Indicador 3	Und		
Cargas de gravedad	T/m	Diagrama momento curvatura	M-Q	curva de capacidad resistente	Adim.	1	
III. Fuerzas internas maximas debido a Cargas de Gravedad							1
Indicador 1	Und	Indicador 2	Und	Indicador 3	Und		
carga muerta	T/m	carga viva	T/m	peso total de la estructura	T	1	
IV. Ductilidad por curvatura en las Columnas							1
Indicador 1	Und	Indicador 2	Und				
Curvatura de Fluencia	1/m	Curvatura de Rotura	1/m			1	
V. Ductilidad por curvatura en las Vigas							1
Indicador 1	Und	Indicador 2	Und				
Rigidez a flexión elástica	1/m	Rigidez a flexión inelástica	1/m			1	

Nota: Calificar la validez de acuerdo a los valores de la tabla.

SUMATORIA =

PROMEDIO =

1

APELLIDOS Y NOMBRES:	Huarcaya Quispe Yrbin
PROFESIÓN:	Ingeniero Civil
REGISTRO CIP N°:	172032
EMAIL:	Yrbinhuarcaya@gmail.com
TELEFONO:	Cel: 984 26 55 53

RANGO	VALIDEZ
Menos de 0.50	Nula
0.50 - 0.59	Baja
0.60 - 0.69	Valida
0.70 - 0.79	Muy valida
0.80 - 0.99	Excelenta
1	Perfecta




Anexo N°4. Ficha de validación de datos, SEGUNDO EXPERTO

FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

PROYECTO: DESARROLLO DEL PROGRAMA MDQ-22 PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO HUANCAYO, 2022

AUTORES: Medrano Fabian Jhonathan Kendy
Quispe León Ronald

VALIDEZ

I. SOFTWARE ETABS V18							1
Indicador 1	Und.	Indicador 2	Und.	Indicador 3	Und.		
Cargas de gravedad	T/m	Diagrama momento curvatura	M-Q	curva de capacidad resistente	Adm.	1	
II. PROGRAMA MDQ-22							1
Indicador 1	Und.	Indicador 2	Und.	Indicador 3	Und.		
Cargas de gravedad	T/m	Diagrama momento curvatura	M-Q	curva de capacidad resistente	Adm.	1	
III. Fuerzas internas maximas debido a Cargas de Gravedad							1
Indicador 1	Und.	Indicador 2	Und.	Indicador 3	Und.		
carga muerta	T/m	carga viva	T/m	peso total de la estructura	+	1	
IV. Ductilidad por curvatura en las Columnas							1
Indicador 1	Und.	Indicador 2	Und.				
Curvatura de Fluencia	1/m	Curvatura de Rotura	1/m			1	
V. Ductilidad por curvatura en las Vigas							1
Indicador 1	Und.	Indicador 2	Und.				
Rigidez a flexión elástica	1/m	Rigidez a flexión inelástica	1/m			1	

Nota: Calificar la validez de acuerdo a los valores de la tabla.

SUMATORIA =

PROMEDIO = 1

APELLIDOS Y NOMBRES:	CHUCHON PRADO SANDRO ALLEN
PROFESIÓN:	INGENIERO CIVIL
RÉGISTRO CIP N°:	100935
EMAIL:	INGEMYCAI@GMAIL.COM
TELÉFONO:	942049166

RANGO	VALIDEZ
Menos de 0.50	Nula
0.50 - 0.59	Baja
0.60 - 0.69	Valida
0.70 - 0.79	Muy valida
0.80 - 0.89	Excelente
1	Perfecta



Sandro A. Chuchon Prado
INGENIERO CIVIL
CIP. 100935

Anexo N°5. Ficha de validación de datos, TERCER EXPERTO

FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

PROYECTO: DESARROLLO DEL PROGRAMA MDQ-22 PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO HUANCAYO, 2022.

AUTORES: Medrano Fabian Jonathan Kendy
Quispe León Ronald

VALIDEZ

I. SOFTWARE ETABS V16							1
Indicador 1	Und	Indicador 2	Und	Indicador 3	Und		
Cargas de gravedad	T/m	Diagrama momento curvatura	M-Q	curva de capacidad resistente	Adim	1	
II. PROGRAMA MDQ-22							1
Indicador 1	Und	Indicador 2	Und	Indicador 3	Und		
Cargas de gravedad	T/m	Diagrama momento curvatura	M-Q	curva de capacidad resistente	Adim	1	
III. Fuerzas internas máximas debido a Cargas de Gravedad							1
Indicador 1	Und	Indicador 2	Und	Indicador 3	Und		
carga muerta	T/m	carga viva	T/m	peso total de la estructura	T	1	
IV. Distorsión por curvatura en las Columnas							1
Indicador 1	Und	Indicador 2	Und				
Curvatura de Fluencia	1/m	Curvatura de Rotura	1/m			1	
V. Distorsión por curvatura en las Vigas							1
Indicador 1	Und	Indicador 2	Und				
Rigidez a flexión elástica	1/m	Rigidez a flexión inelástica	1/m			1	

Nota: Calificar la validez de acuerdo a los valores de la tabla

SUMATORIA =

PROMEDIO = 1

APELLIDOS Y NOMBRES	DE VALLES GUTIERREZ ANDY ERNESTO
PROFESION	INGENIERO CIVIL
REGISTRO CIP N°	160501
EVAL	andy201910@gmail.com
TELEFONO	991519593

RANGO	VALIDEZ
Menos de 0.50	Nula
0.50 - 0.59	Baja
0.60 - 0.69	Medica
0.70 - 0.79	Muy valida
0.80 - 0.89	Excelente
1	Perfecta



Anexo N°6. Programa de computación MDQ_22

```
function
[roturas,Dt,Vacum]=MDQ_22(ncxp,np,ne,nc,nv,gl,glr,VC,my,mu,EIab,EIp)
%-----
--
% El programa "MDQ_22" construye la curva de capacidad resistente de
% estructuras aporticadas regulares.
%
%                               Por: Jhonathan Kendy Medrano Fabian
%                               Ronald Quispe Leon
%                               UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO
%                               Febrero/2022
%-----
--
% [roturas]=resistencia(ncxp,np,ne,nc,nv,gl,glr,VC,my,mu,EIab,EIp)
%-----
--
% ENTRADA
% RESULTADOS
%-----
--
% 1. ENTRADA DE DATOS
datos=input('Ingrese el archivo de datos: ');
L=xlsread(datos,'B3:B250');
ba=xlsread(datos,'C3:C250');
h=xlsread(datos,'D3:D250');
EA=xlsread(datos,'H3:H250');
EI=xlsread(datos,'I3:I250');
t=xlsread(datos,'J3:J250');
CARGAS=xlsread(datos,'L3:L250');
in=xlsread(datos,'K3:K250');
%-----
-
% 2. REORGANIZACIÓN DE DATOS
datos=zeros(ne,17);
datos(1:np,1)=L(1:np);
datos(1:ncxp-1,2)=L(nc+1:nc+(ncxp-1));
datos(1:ne,5)=ba.*h;
datos(1:nc,6)=my(1:nc,1);
datos(1:nv,7:8)=my(nc+1:ne,1:2);
datos(1:nc,9)=mu(1:nc,1);
datos(1:nv,10:11)=mu(nc+1:ne,1:2);
datos(1:ne,12)=EIab(1:ne,1);
datos(1:nc,13)=EIp(1:nc,1);
datos(1:nv,14:15)=EIp(nc+1:ne,1:2);
datos(1:nv,16)=zeros(nv,1);
datos(1:np,17)=linspace(0.01,np/100,np);
% 3. RECOLECCIÓN DE PROPIEDADES DE LA SECCIÓN Y EL MATERIAL
% Construyendo el vector de momentos de fluencia del extremo
My=zeros(ne,2);
for i=1:nc
    my=datos(i,6); %input('Ingrese el momento de fluencia de la columna i:
');
    My(i,1)=my;
    My(i,2)=my;
end
for i=nc+1:ne
    myi=datos(i-nc,7);
    myf=datos(i-nc,8);
```

```

    My(i,1)=myi;
    My(i,2)=myf;
end
% Construyendo la matriz de momentos ultimos del extremo
Mu=zeros(ne,2);
for i=1:nc
    my=datos(i,9); %input('Ingrese el momento último de la columna i: ');
    Mu(i,1)=my;
    Mu(i,2)=my;
end
for i=nc+1:ne
    myi=datos(i-nc,10);
    myf=datos(i-nc,11);
    Mu(i,1)=myi;
    Mu(i,2)=myf;
end
% Construyendo las matrices de rigidez elastica del elemento
EIo=zeros(ne,1);
EIab=zeros(ne,2);
for i=1:nc
    eio=datos(i,12);
    EIo(i,1)=eio;
    EIab(i,1)=eio;
    EIab(i,2)=eio;
end
for i=nc+1:ne
    eio=datos(i,12);
    EIo(i,1)=eio;
    EIab(i,1)=eio;
    EIab(i,2)=eio;
end
% Construyendo la matriz de rigidez plastica del elemento
EIp=zeros(ne,2);
for i=1:nc
    eip=datos(i,13);
    EIp(i,1)=eip;
    EIp(i,2)=eip;
end
for i=nc+1:ne
    eip=datos(i-nc,14);
    EIp(i,1)=eip;
    eip=datos(i-nc,15);
    EIp(i,2)=eip;
end
% 4. MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA
K=zeros(gl,gl);
vc=zeros(1,6);
for i=1:ne
    [k,T,Ke]=rigidez1(in(i),L(i),EA(i),EIo(i,1),EIab(i,1),EIab(i,2),t(i));
    vc(1,:)=VC(i,1:6);
    iK=zeros(gl,gl);
    iK(vc,vc)=Ke;
    K=K+iK;
end
% 5. VECTOR DE CARGAS EN LOS NODOS
% Algoritmo de colocación de cargas de gravedad
iP=zeros(gl,1); C=-1;
for i=1:ncxp*(np+1)
    y= 0; %input('Ingrese la carga de gravedad en el nodo i: ');
    c=C+3;

```

```

    iP(c)=-y;
end
% Algoritmo de colocación de cargas sísmicas
for i=1:np
    x=datos(i,17); %input('Ingrese la fuerza sismica inicial del piso i:
');
    c=3*i*ncxp+1:3:3*(i+1)*ncxp-2;
    iP(c)=x/ncxp;
end
% AQUÍ EMPIEZA EL BUCLE
roturas=0;
Pa=zeros(ncxp*3,1);
P=zeros(gl,1);
D=zeros(gl,1);
d=zeros(6,ne);
p=zeros(6,ne);
while roturas<1
% 6. REACCIONES EN LA BASE (Pa) Y DEFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA (D)
    a=[1:glr]';
    b=[glr+1:gl]';
    Kaa=K(a,a);
    Kab=K(a,b);
    Kba=K(b,a);
    Kbb=K(b,b);
    Pb=iP(b);
    Db=Kbb\Pb;
    iPa=Kab*Db;
    iD=zeros(gl,1);
    iD(b)=Db;
% 7. VECTOR DE FUERZAS EN LOS ELEMENTOS (COORD. LOCAL)
    vc=zeros(1,6);
    ip=zeros(6,ne);
    for i=1:ne
        [k,T]=rigidez1(in(i),L(i),EA(i),EIo(i,1),EIab(i,1),EIab(i,2),t(i));
        vc(1,:)=VC(i,1:6);
        U=iD(vc);
        if i<=nc
            pe=k*T*U;
        else
            pe=k*T*U;
        end
        ip(:,i)=pe;
    end
    Pa=Pa+iPa;
    P=P+iP;
    D=D+iD;
    p=p+ip;
% Verificación de la condición
    M=zeros(ne,2);
    M(:,1)=abs(p(3,:));
    M(:,2)=abs(p(6,:));
    %CAPTURA DE FALLAS
    posfallas=find(M(:,>My(:,>)); % Posición de los M mayores a My
    fallas=zeros(ne,2);
    fallas(posfallas)=1;
    roturas=sum(sum(fallas));
end
M
fallas
Vacum=zeros(1,2);

```

```

Dt=zeros(1,2);
Vacum(1,2)=abs(sum(Pa(1:3:ncxp*3-2)))
Dt(1,2)=D(ncxp*np*3+1)
colapso=0;
contador=3; % Contador para acomodar resultados en los vectores Vacum y
Dt
posrot=find(M(:,*)>Mu(:,*));
rotulas=zeros(ne,2);
rotmax=input('Ingrese el numero de roturas: ');
max=input('Ingrese el desplazamiento máximo: ');
dx=0;
while (roturas<rotmax)&(dx<max)
    % OCURRIÓ LA PRIMERA FALLA
    % CAMBIO DE ESTADO ELASTICO A PLASTICO EN LA APARICIÓN DE LAS FALLAS
    EIab(posfallas)=EIp(posfallas);
    % CAMBIO DE ESTADO PLASTICO A ROTULA EN LA APARICIÓN DE LAS ROTULAS
    EIab(posrot)=0.01
    % 8. MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA
    K=zeros(gl,gl);
    vc=zeros(1,6);
    for i=1:ne
        if (EIab(i,1)>0) && (EIab(i,2)>0)

[k,T,Ke]=rigidez1(in(i),L(i),EA(i),EIo(i,1),EIab(i,1),EIab(i,2),t(i));
        elseif (EIab(i,1)==0) && (EIab(i,2)>0)

[k,T,Ke]=articulacion1(in(i),L(i),EA(i),EIo(i,1),EIab(i,1),EIab(i,2));
        elseif (EIab(i,1)>0) && (EIab(i,2)==0)

[k,T,Ke]=articulacion2(in(i),L(i),EA(i),EIo(i,1),EIab(i,1),EIab(i,2));
        elseif (EIab(i,1)==0) && (EIab(i,2)==0)

[k,T,Ke]=articulacion3(in(i),L(i),EA(i),EIo(i,1),EIab(i,1),EIab(i,2))
        end
        vc(1,:)=VC(i,1:6);
        iK=zeros(gl,gl);
        iK(vc,vc)=Ke;
        K=K+iK;
    end
    % AQUI EMPIEZA EL 2DO BUCLE
    tope=roturas+1;
    while roturas<tope
% 9. VECTOR DE REACCIONES EN LA BASE (Pa) Y VECTOR DE DEFORMACIÓN DE LA
ESTRUCTURA (D)
        a=[1:glr]';
        b=[glr+1:gl]';
        Kaa=K(a,a);
        Kab=K(a,b);
        Kba=K(b,a);
        Kbb=K(b,b);
        Pb=iP(b);
        Db=Kbb\Pb;
        iPa=Kab*Db;
        iD=zeros(gl,1);
        iD(b)=Db;
% 10. VECTOR DE FUERZAS EN LOS ELEMENTOS (COORD. LOCAL)
        vc=zeros(1,6);
        ip=zeros(6,ne);
        for i=1:ne
            if (EIab(i,1)>0) && (EIab(i,2)>0)

```

```

[k,T,Ke]=rigidez1(in(i),L(i),EA(i),EIo(i,1),EIab(i,1),EIab(i,2),t(i));
    elseif (EIab(i,1)==0) && (EIab(i,2)>0)

[k,T,Ke]=articulacion1(in(i),L(i),EA(i),EIo(i,1),EIab(i,1),EIab(i,2));
    elseif (EIab(i,1)>0) && (EIab(i,2)==0)

[k,T,Ke]=articulacion2(in(i),L(i),EA(i),EIo(i,1),EIab(i,1),EIab(i,2));
    elseif (EIab(i,1)==0) && (EIab(i,2)==0)

[k,T,Ke]=articulacion3(in(i),L(i),EA(i),EIo(i,1),EIab(i,1),EIab(i,2));
end
vc(1,:)=VC(i,1:6);
U=iD(vc);
if i<=nc
    pe=k*T*U;
else
    pe=k*T*U;
end
ip(:,i)=pe;
end
Pa=Pa+iPa;
P=P+iP;
D=D+iD;
p=p+ip;
% Verificación de la condición
M=zeros(ne,2);
M(:,1)=abs(p(3,:));
M(:,2)=abs(p(6,:));
%CAPTURA DE FALLAS
posfallas=find(M(:,*)>My(:,*)); % Posición de los M mayores a My
fallas(posfallas)=1;
%CAPTURA DE ROTULAS
posrot=find(M(:,*)>Mu(:,*));
rotulas(posrot)=1;
%MATRIZ DE FALLAS Y ROTULAS
fallas_y_rotulas=zeros(ne,4);
fallas_y_rotulas(:,1:2)=fallas;
fallas_y_rotulas(:,3:4)=rotulas;
roturas=sum(sum(fallas_y_rotulas));
end
M
fallas_y_rotulas
Vacum(1,contador)=abs(sum(Pa(1:3:ncxp*3-2)))
Dt(1,contador)=D(ncxp*np*3+1)
dx=D(ncxp*np*3+1);
contador=contador+1;
end
%Graficamos.
hold on
plot(Dt,Vacum,'-+', 'LineWidth',1)
title('DIAGRAMA CURVA DE CAPACIDAD')
xlabel('Dt (m)')
ylabel('V (Ton)')
grid on

```

subprograma "rigidez1"

```
function [k,T,K]=rigidez1(an,L,EA,EIo,EIa,EIb,t)
%-----
--
% El programa "rigidez1", ensambla la matriz de rigidez del elemento en
% coordendas globales bajo la teoria de Poma.
%
%                               Por: Jhonathan medrano Fabian
%                               Ronald Quispe León
%                               UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO
%                               Febrero/2022
%-----
--
% [k,T,K]=rigidez1(an,L,EA,EIo,EIa,EIb,t)
%-----
--
% ENTRADA
% L   = Longitud del elemento
% an  = Inclinación del elemento
% EA  = Rigidez axial bruta
% EIo = Rigidez bruta a flexión
% EIa = Rigidez fisurada a flexión extremo izquierdo
% EIb = Rigidez fisurada a flexión extremo derecho
% T   = Tipo de elemento, extremos empotrados o articulados
% RESULTADOS
% k = Matriz de rigidez del elemento en coordendas globales
% t = Matriz de transformación de coordenadas.
%-----
--
%1 . COMPONENTES DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ
if t==1
    L1=L*(EIa+EIb+EIo);
    L2=L^2*(EIa+EIb+EIo);
    L3=L^3*(EIa+EIb+EIo);
    a=EA/L;
    b=(24*EIa*EIb+6*EIa*EIo+6*EIb*EIo)/L3;
    c=6*EIa*(2*EIb+EIo)/L2;
    d=6*EIb*(2*EIa+EIo)/L2;
    e=6*EIa*(EIb+EIo)/L1;
    f=6*EIa*EIb/L1;
    g=6*EIb*(EIa+EIo)/L1;
% 2. MATRIZ DE RIGIDEZ DEL ELEMENTO
    k=[a  0  0 -a  0  0;
        0  b  c  0 -b  d;
        0  c  e  0 -c  f;
       -a  0  0  a  0  0;
        0 -b -c  0  b -d;
        0  d  f  0 -d  g];
else
    a=EA/L;
    k=[a  0  0 -a  0  0;
        0  0  0  0  0  0;
        0  0  0  0  0  0;
       -a  0  0  a  0  0;
        0  0  0  0  0  0;
        0  0  0  0  0  0];
end
% 3. TRANSFORMACIÓN A COORDENADAS GLOBALES
    ta=cosd(an);
```

```

mu=sind(an);
T=[ta mu 0 0 0 0;
   -mu ta 0 0 0 0;
    0 0 1 0 0 0;
    0 0 0 ta mu 0;
    0 0 0 -mu ta 0;
    0 0 0 0 0 1];
K=T'*k*T;

```

Subprograma "articulacion1"

```

function [k,T,K]=articulacion1(incl,L,EA,EIo,EIa,EIb)
%-----
--
% El programa "articulacion1", ensambla la matriz de rigidez del elemento
% en coordendas globales bajo la teoria de Poma.
%
%                               Por: Jhonathan medrano Fabian
%                               Ronald Quispe León
%                               UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO
%                               Febrero/2022
%-----
--
% [k,T,K]=articulacion1(incl,L,EA,EIo,EIa,EIb)
%-----
--
% ENTRADA
% L = Longitud del elemento
% an = Inclinación del elemento
% EA = Rigidez axial bruta
% EIo = Rigidez bruta a flexión
% EIa = Rigidez fisurada a flexión extremo izquierdo
% EIb = Rigidez fisurada a flexión extremo derecho
% T = Tipo de elemento, extremos empotrados o articulados
% RESULTADOS
% k = Matriz de rigidez del elemento en coordendas globales
% t = Matriz de transformación de coordenadas.
%-----
--
% Matriz de rigidez de la viga
% Para elementos con rotula
Sb=EIo/EIb;
n=6*EIo/(L*(1+Sb));

k=[EA/L 0 0 -EA/L 0 0;
   0 3*EIo/L^3 0 0 -3*EIo/L^3 3*EIo/L^2;
   0 0 0 0 0 0;
   -EA/L 0 0 EA/L 0 0;
   0 -3*EIo/L^3 0 0 3*EIo/L^3 -3*EIo/L^2;
   0 3*EIo/L^2 0 0 -3*EIo/L^2 n]

eta=cosd(incl);
mu=sind(incl);
T=[eta mu 0 0 0 0;
   -mu eta 0 0 0 0;
    0 0 1 0 0 0;
    0 0 0 eta mu 0;
    0 0 0 -mu eta 0;

```

```
0 0 0 0 0 1];
```

```
K=T'*k*T;  
end
```

Subprograma "articulacion2"

```
function [k,T,K]=articulacion2(incl,L,EA,EIo,EIa,EIb)  
%-----  
--  
% El programa "rigidez1", ensambla la matriz de rigidez del elemento en  
% coordenas globales bajo la teoria de Poma.  
%  
% Por: Jhonathan medrano Fabian  
% Ronald Quispe León  
% UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO  
% Febrero/2022  
%-----  
--  
% [k,T,K]=articulacion2(incl,L,EA,EIo,EIa,EIb)  
%-----  
--  
% ENTRADA  
% L = Longitud del elemento  
% an = Inclinación del elemento  
% EA = Rigidez axial bruta  
% EIo = Rigidez bruta a flexión  
% EIa = Rigidez fisurada a flexión extremo izquierdo  
% EIb = Rigidez fisurada a flexión extremo derecho  
% T = Tipo de elemento, extremos empotrados o articulados  
% RESULTADOS  
% k = Matriz de rigidez del elemento en coordenas globales  
% t = Matriz de transformación de coordenadas.  
%-----  
--  
% Matriz de rigidez de la viga  
% Para elementos con rotula  
Sa=EIo/EIa;  
m=6*EIo/(L*(1+Sa));  
  
k=[EA/L 0 0 -EA/L 0 0;  
0 3*EIo/L^3 3*EIo/L^2 0 -3*EIo/L^3 0;  
0 3*EIo/L^2 m 0 -3*EIo/L^2 0;  
-EA/L 0 0 EA/L 0 0;  
0 -3*EIo/L^3 -3*EIo/L^2 0 3*EIo/L^3 0;  
0 0 0 0 0 0];  
  
eta=cosd(incl);  
mu=sind(incl);  
T=[eta mu 0 0 0 0;  
-mu eta 0 0 0 0;  
0 0 1 0 0 0;  
0 0 0 eta mu 0;  
0 0 0 -mu eta 0;  
0 0 0 0 0 1];  
  
K=T'*k*T;
```

end

Subprograma "articulacion3"

```
function [k,T,K]=articulacion3(incl,L,EA,EIo,EIa,EIb)
%-----
--
% El programa "articulacion3", ensambla la matriz de rigidez del elemento
% en coordendas globales bajo la teoria de Poma.
%
%                               Por: Jhonathan medrano Fabian
%                               Ronald Quispe León
%                               UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO
%                               Febrero/2022
%-----
--
% [k,T,K]=articulacion3(incl,L,EA,EIo,EIa,EIb)
%-----
--
% ENTRADA
% L = Longitud del elemento
% an = Inclinación del elemento
% EA = Rigidez axial bruta
% EIo = Rigidez bruta a flexión
% EIa = Rigidez fisurada a flexión extremo izquierdo
% EIb = Rigidez fisurada a flexión extremo derecho
% T = Tipo de elemento, extremos empotrados o articulados
% RESULTADOS
% k = Matriz de rigidez del elemento en coordendas globales
% t = Matriz de transformación de coordenadas.
%-----
--
% Matriz de rigidez de la viga
% Para elementos con rotula

k=[EA/L  0  0  -EA/L  0  0;
  0  0  0  0  0  0;
  0  0  0  0  0  0;
 -EA/L  0  0  EA/L  0  0;
  0  0  0  0  0  0;
  0  0  0  0  0  0]

eta=cosd(incl);
mu=sind(incl);
T=[eta mu  0  0  0  0;
  -mu eta  0  0  0  0;
  0  0  1  0  0  0;
  0  0  0  eta mu  0;
  0  0  0  -mu eta  0;
  0  0  0  0  0  1];

K=T'*k*T;
end
```

Subprograma "colocacion"

```
function [ncxp,np,ne,nt,nn,nc,nv,gl,glr,gll,VC,ij]=colocacion(ncxp,np)
%-----
--
% El programa "colocación", Calcula el vector de colocación de todos los
% elementos.
%
%                               Por: Jhonathan medrano Fabian
%                               Ronald Quispe León
%                               UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO
%                               Noviembre/2021
%-----
--
% [ncxp,np,ne,nt,nn,nc,nv,gl,glr,gll,VC,ij]=colocacion(ncxp,np)
%-----
--
% ENTRADA
%
% RESULTADOS
%
%-----
--
clc
nn=ncxp*(np+1);
nc=ncxp*np;
nv=nc-np;
ne=nc+nv;
gl=nn*3;
glr=ncxp*3;
gll=gl-glr;
nt=ncxp-1;
% Se calculan, para las columnas, los nodos y vectores de colocación de
% forma vectorial.
columnas=1:1:nc;
inicial=columnas;
final=inicial+ncxp;
Ui=(inicial-1)*3+1;
Vi=(inicial-1)*3+2;
Mi=(inicial-1)*3+3;
Uf=(final-1)*3+1;
Vf=(final-1)*3+2;
Mf=(final-1)*3+3;
% Se insertan lo calculado en una matriz.
vccol=zeros(nc,8);
vccol(:,1)=inicial;
vccol(:,2)=final;
vccol(:,3)=Ui;
vccol(:,4)=Vi;
vccol(:,5)=Mi;
vccol(:,6)=Uf;
vccol(:,7)=Vf;
vccol(:,8)=Mf;
% Se calculan, para las vigas, los nodos y vectores de colocación de
% forma
% vectorial.
vigas=1:1:nv;
pisos=zeros(1,nv);
for i=1:nv
    if i<=nv/np
```

```

    pisos(1,1:nv/np)=1;
elseif i<=2*nv/np
    pisos(1,nv/np+1:2*nv/np)=2;
elseif i<=3*nv/np
    pisos(1,2*nv/np+1:3*nv/np)=3;
elseif i<=4*nv/np
    pisos(1,3*nv/np+1:4*nv/np)=4;
elseif i<=5*nv/np
    pisos(1,4*nv/np+1:5*nv/np)=5;
elseif i<=6*nv/np
    pisos(1,5*nv/np+1:6*nv/np)=6;
end
end
inicial=ncxp+vigas+pisos-1;
final=inicial+1;
Ui=(inicial-1)*3+1;
Vi=(inicial-1)*3+2;
Mi=(inicial-1)*3+3;
Uf=(final-1)*3+1;
Vf=(final-1)*3+2;
Mf=(final-1)*3+3;
% Se insertan lo calculado en una matriz.
vcviga=zeros(nv,8);
vcviga(:,1)=inicial;
vcviga(:,2)=final;
vcviga(:,3)=Ui;
vcviga(:,4)=Vi;
vcviga(:,5)=Mi;
vcviga(:,6)=Uf;
vcviga(:,7)=Vf;
vcviga(:,8)=Mf;
% Se juntan las dos matrices (columna y viga) en una.
vcelem=zeros(nc,8);
vcelem(1:nc,:)=vccol;
vcelem(nc+1:ne,:)=vcviga;
VC=vcelem(:,3:8);
ij=vcelem(:,1:2);
end

```

Anexo N°7. Evidencia de la revista indexada, Ingeniería de Construcción.

