



EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE PARÁMETROS DINÁMICOS DE UNA ESTRUCTURA DE UN RACK DE TIPO SELECTIVO CON CONEXIONES APERNADAS MEDIANTE ENSAYOS CÍCLICOS CUASI-ESTÁTICOS

P. Arias Guzman¹, N. Maureira Carsalade², E. Balboa Constanzo³

RESUMEN

En esta investigación se determinan parámetros dinámicos de la NCh 2369 Of. 2003, como rigidez, energía disipada, límite de fluencia, razón de amortiguamiento. Se presenta una evaluación de dichos parámetros en un rack tipo selectivo, obtenidos de manera experimental mediante ensayos cíclicos cuasi-estáticos.

En ensayo consiste en la aplicación de una carga lateral cíclica en el nivel más alto del rack. La carga se aplica con control de desplazamiento, con una secuencia de movimientos de tipo diente de sierra, y amplitudes crecientes hasta alcanzar 58 mm. Esta carga se aplicó con un actuador electromecánico accionado por un motor stepper con control numérico por computadora (CNC). Como resultados de los ensayos cíclicos se obtuvieron curvas de histéresis de carga-desplazamiento del punto de contacto con el actuador. Los ensayos se repitieron para diferentes condiciones de carga y tipo de apernado de las conexiones viga-columna del rack. Los resultados permitieron determinar la rigidez lateral, energía disipada, límite de fluencia F_y y razón de amortiguamiento de la estructura.

Se pudo concluir que el peso (y masa) almacenado en el rack no influye de manera significativa en la capacidad de disipación de energía de la estructura ni en su rigidez lateral. El tipo de apernado de las conexiones viga-columna sí tuvo influencia en la rigidez lateral del rack y en la capacidad de disipación de energía en el rack. La razón de amortiguamiento obtenida experimentalmente difiere de lo indicado por la NCh 3703 Of. 2022, siendo mayor la primera que la segunda.

Palabras Clave: Ensayo cíclico cuasi-estático, rigidez lateral, energía disipada, razón de amortiguamiento.

ABSTRACT

In this research, dynamic parameters of NCh 2369 Of. 2003, as stiffness, dissipated energy, yield stress, damping ratio, are determined. An evaluation of these parameters in a selective type rack is presented. They are obtained experimentally through quasi-static cyclical tests.

The experimental test consists of the application of a cyclical lateral load at the highest level of the rack. The load is applied with displacement control, with a sequence of sawtooth type movements, and increasing amplitudes until reaching 58 mm. This load was applied with an electromechanical actuator driven by a computer numerical control (CNC) stepper motor. As results of the cyclic tests, load-displacement hysteresis curves of the point of contact with the actuator were obtained. The tests were repeated for different load conditions and type of bolting of the beam-column connections of the rack. The results allowed to determine the lateral stiffness, dissipated energy, yield strength F_y and damping ratio of the structure.

It was possible to conclude that the weight (and mass) stored in the rack does not significantly influence the energy dissipation capacity of the structure or its lateral stiffness. The type of bolting of the beam-column connections did influence the lateral stiffness of the rack and the energy dissipation capacity of it. The damping ratio obtained experimentally differs from that indicated by NCh 3703 Of. 2022, the former being greater than the latter.

¹Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, parias@ing.ucsc.cl

²Profesor Guía, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, nmaureira@ucsc.cl

³Profesor Informante, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, ebalboa@magister.ucsc.cl



Keywords: Quasi-static cyclic test, lateral stiffness, dissipated energy, damping ratio

1. INTRODUCCIÓN

Recientemente en Chile fue publicada la nueva norma NCh3703 Of 2022, la cual rige el diseño de las estructuras de almacenamiento industrial, comúnmente llamadas racks. Uno de los puntos definidos por esta nueva norma es el diseño sísmico, el cual emplea los parámetros de la NCh2369 Of. 2003. Algunos de dichos parámetros son: la razón de amortiguamiento, las deformaciones máximas considerando efecto P-Delta y el factor de reducción de la respuesta. Por lo anterior, la presente investigación busca evaluar dichos parámetros mediante ensayos cíclicos de deformación en un rack del tipo selectivo.

Un rack selectivo corresponde a una de las tipologías de estantes de almacenamiento industrial más comunes en el mercado. Estos se componen de uno o varios vanos de marcos flexibles dispuestos con pasillos entre ellos. En la dirección transversal a los pasillos el sistema sismorresistente lo conforman reticulados rígidos. Otras tipologías que se pueden encontrar son: Drive-In, Drive-Through, y Cantiléver. Estas estructuras permiten optimizar el espacio y almacenar grandes cantidades de materias primas y productos; por lo que son ocupados con frecuencias por las empresas (**Simoncelli et al, 2020**). En particular los racks tipo selectivo son estructuras muy flexibles en la dirección paralela a los pasillo y muy rígidos en la dirección transversal, por lo que pueden sufrir grandes deformaciones y aceleraciones durante un terremoto (**Álvarez et al, 2021**). Además, debido a la baja resistencia a pandeo de los elementos estructurales son vulnerables a la acción sísmica (**Nuñez et al, 2020**). Esto ha llevado que investigadores evalúen diferentes aspectos y alternativas de solución para mejorar el comportamiento sísmico de estas estructuras (**Simoncelli et al, 2020**).

Algunas investigaciones realizadas en racks de almacenamiento industrial se han enfocado en el estudio de conexión viga-columna (**Jacobsen et al, 2017; Yin et al, 2016; Yin et al, 2018a; Yin et al, 2018b**), en la conexión placa base (**Tang et al, 2017; Shaheen et al, 2019; Çelik et al, 2022**), en la utilización de sistemas de protección sísmica (**Simoncelli, 2020**) y en el pandeo de la columna (**Casafont et al, 2013a; Casafont et al, 2013b; Takeuchi, 2018**). En los estudios de conexión viga-columna, se destaca el trabajo realizado por Yin et al, (2016), donde se evaluaron 5 conexiones del tipo Speed-lock con la incorporación de pernos en la conexión. En esta investigación se destaca la utilización de pernos para mejorar el desempeño estructural y para reducir efectivamente la tendencia a la degradación (**Yin et al, 2016**). Ahora bien, a diferencia de lo expuesto anteriormente, en esta investigación el estudio será de conexiones apernadas, sin incluir conexión tipo speed lock, con un mínimo de 4 pernos. En cuanto a los estudios de conexión de la placa base se destaca el trabajo de Tang et al (2017), quienes estudiaron una conexión de placa deslizante, la cual permite una mayor disipación de energía, mejorando el desempeño estructural. Otras investigaciones se enfocaron en la utilización de sistemas de protección sísmica para aislar la estructura y/o aumentar el amortiguamiento (**Simoncelli et al, 2020**). Esta alternativa de solución no está dentro del alcance de la presente investigación, pero se destacan algunas soluciones de este tipo como: el aislador de Pellegrino (**Pellegrino et al, 2007**), el sistema de base LOKI (**LOKIBASE, 2021**), sistema de aislación IsolGOODS (**Tagliaferro et al, 2021**), aislador tipo rodillo (**Álvarez et al, 2021**), pilares resistentes al pandeo y un amortiguador apoyado en un muro (**Franco et al, 2015**). En cuanto a la caracterización del pandeo de las columnas destaca el trabajo de Casafont et al. (**Casafont et al, 2013^a; Casafont et al, 2013^b**), quienes propusieron y estudiaron una forma de caracterizar el comportamiento de este elemento frente al pandeo. Otra investigación relacionada con este tema es el trabajo de Takeuchi et al, 2018, quienes proponen una alternativa para incrementar la resistencia de la columna al pandeo y aumentar el amortiguamiento de la estructura.

En el estado del arte se pueden encontrar 3 tipos de ensayos de estructuras: Monotónicamente creciente hasta el colapso (Pushover), cíclicos, y ensayos sobre mesa vibratoria (**López, 2022**). Los ensayos monotónicamente crecientes que alcanzan el colapso, tipo Pushover, han permitido caracterizar de forma



experimental la ductilidad y la sobre resistencia de un rack (**Bernuzzi et al, 2017; Avgerinou et al, 2019**). Respecto a los ensayos cíclicos, es común encontrar literatura relacionadas a ensayos de conexiones (**Jacobsen et al, 2017; Yin et al, 2016, Tang et al, 2017; Çelik et al, 2022**). **Gilbert et al (2012)**, realizaron un ensayo cíclico a un rack tipo drive-in, sin embargo, el enfoque de esta investigación está en el comportamiento de la placa base. Los ensayos en mesa vibratoria son unos de los más fidedignos para evaluar el comportamiento sísmico de un rack, debido a que derivan de condiciones más cercanas a la realidad, sin embargo, su implementación es costosa y compleja (**López et al, 2022**).

En esta investigación se presenta la ejecución de ensayos cíclicos cuasi-estáticos a una estructura de almacenamiento industrial con una geometría única de tres niveles de carga. La altura alcanzada por los tres niveles de carga genera que el desarrollar ensayos dinámicos se vuelve algo muy complejo, e incluso de carácter peligroso para los investigadores. Gracias a los ensayos cíclicos se evalúa la rigidez lateral de la estructura, la energía disipada, límite de fluencia y razón de amortiguamiento.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo general

Determinar parámetros dinámicos tales como, rigidez, energía disipada, límite fluencia y razón de amortiguamiento de un rack tipo selectivo con conexión apertada por medio de ensayos cíclicos cuasi-estáticos.

2.2. Objetivos específicos

OE 1: Diseñar e implementar un actuador mecánico controlado por servo-motor.

OE 2: Determinar respuesta cíclica de un rack selectivo producto de la variación de la masa y tipos de conexión.

OE 3: Evaluar la influencia de la conexión en la razón de amortiguamiento.

3. METODOLOGÍA

Para dar cumplimiento a los objetivos propuestos en esta investigación, se desarrollaron 4 etapas. Estas son: la elaboración de un actuador electromecánico; estructura y montaje experimental; protocolo de carga; instrumentación y procesamiento de datos.

3.1 Diseño e implementación de actuador mecánico

Esta etapa contempla el diseño y construcción de un actuador electromecánico servo controlado, el cual es capaz de aplicar una fuerza máxima teórica de 5 ton. El actuador posee un husillo de bolas dentro de una carcasa tubular de acero, conectado a un eje cilíndrico de acero inoxidable por medio de su tuerca de bolas, el cual generará el desplazamiento. La carcasa esta soldada a una placa rígida de acero, donde además se sostendrá un motor Stepper NEMA 34HST9805-37b2 servo-controlado, cuyo eje se conecta al husillo de bolas por un par de engranajes. La capacidad de avance del husillo está dada por el giro del motor a través de un sistema de engranajes el cual permite aprovechar el torque máximo de éste, y por ende la fuerza máxima de empuje (Figura 1).

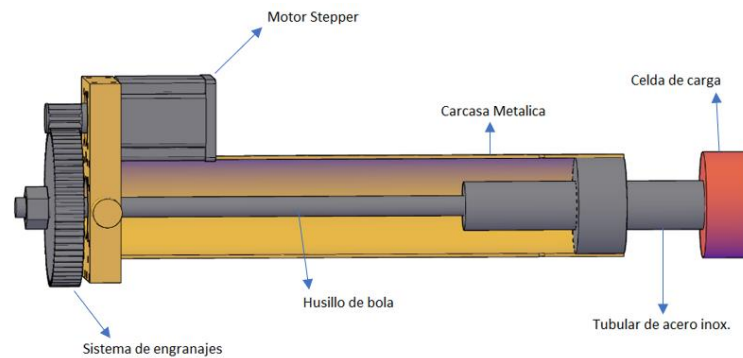


Figura 1: Esquema preliminar Actuator mecánico UCSC.

Para controlar el motor, que impone el desplazamiento al actuador, se realizó un circuito con distintos elementos de control. Estos elementos son: Driver de control, Arduino UNO R3 y fuente de poder. (Figura 2). Para garantizar un buen funcionamiento de todos los elementos de control y además una buena presentación para la ejecución de los ensayos, se diseñó y construyó una maleta donde se almacenan todos estos componentes con las salidas de conexión a red eléctrica y controlador computacional.

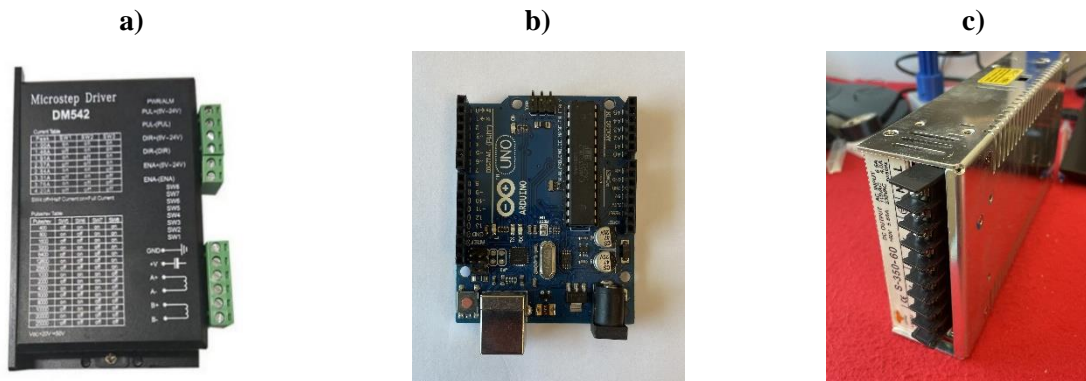


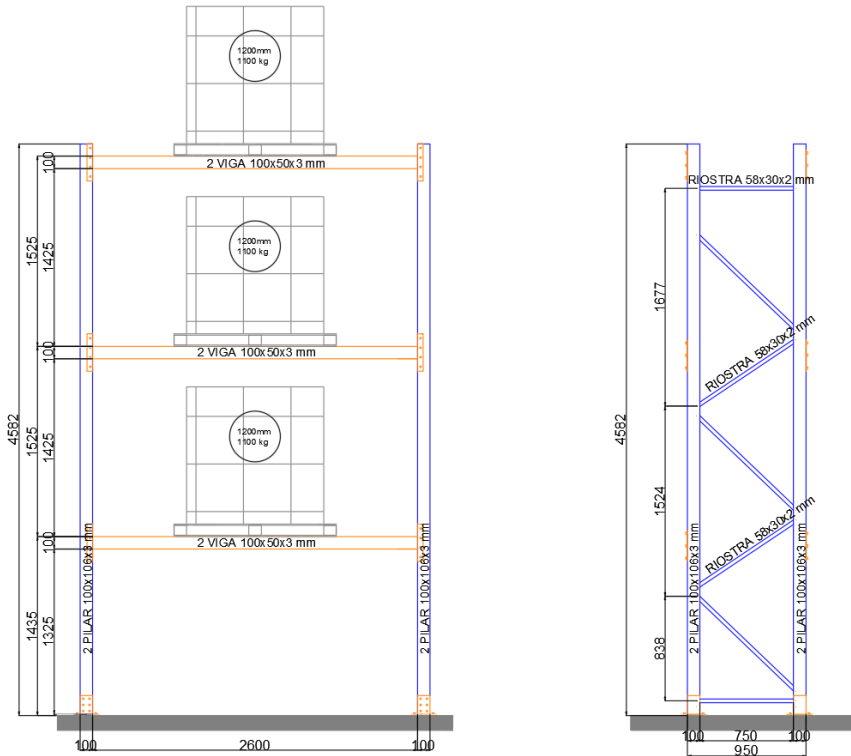
Figura 2: Elementos de control: (a) Driver, (b) Arduino UNO R3, (c) Fuente de poder. Izquierda a derecha.

El actuador es controlado por computadora mediante un software en el cual se ingresan los pasos y velocidad a la cual el motor debe efectuar el movimiento. Por ser un motor Stepper, el desplazamiento y velocidad entregado al husillo del actuador es en pasos y pasos por segundos (pps) respectivamente. Fue necesario realizar una calibración con un sensor de desplazamiento LVDT, para obtener una constante de conversión de pasos a desplazamiento (mm) y además la velocidad máxima y mínima que es capaz de entregar el motor en unidad de medida conocidas.

3.2 Estructura y montaje experimental

La estructura ensayada corresponde a un rack de configuración geométrica única, en que se varió únicamente la masa por nivel y la rigidez de la conexión viga-columna al agregar un par de pernos extra. La estructura tiene 3 niveles de carga, con una altura máxima de 4.572 mm, vigas de longitud 2.800 mm y 850 mm de ancho entre columna. El primer nivel de carga se encuentra a una altura de 1.435 mm, el segundo a 2.690 mm y finalmente el tercero a 4.485 mm desde el suelo. El rack cuenta con una capacidad

de 2 toneladas por nivel, pero para efectos de ensayo y por motivos de seguridad, solo se cargó con 1.1 toneladas como máximo por nivel (**Figura 3**).



ELEVACIÓN FRONTAL Y LATERAL RACK SELECTIVO.

Figura 3: Planos de la configuración de rack a utilizar, Elevación frontal y lateral.

La estructura está compuesta por perfiles cold formed de acero A360. Los pilares corresponden al perfil denominado PILAR 100/106/3.0 mm (**Figura 4, b**), en el caso de las vigas se utiliza el perfil VIGA 100/50/2.0 (**Figura 4, a**), y finalmente el perfil utilizado para los arriostramientos en la dirección transversal es RIOSTRAS 58/30/2.0 (**Figura 4, c**).

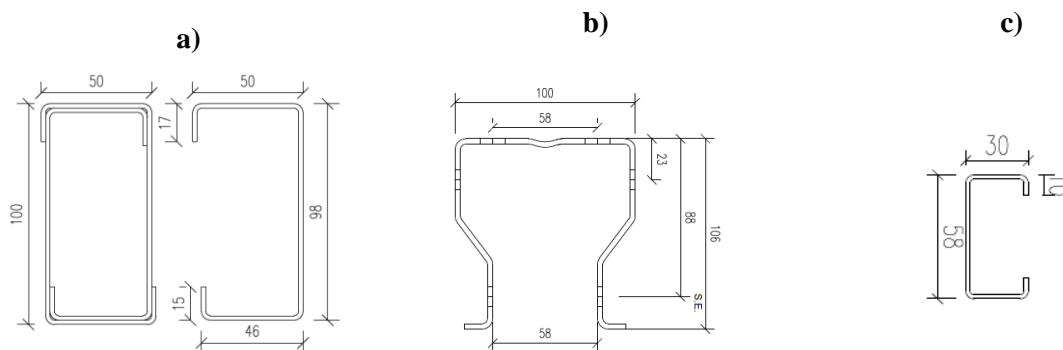


Figura 4: Detalle de perfiles cold formed. **a)** VIGA 100/50/2.0 mm, **b)** PILAR 100/106/3.0 mm, **c)** RIOSTRA 58/30/2.0 mm

En la conexión viga-columna se utilizaron dos tipos de formas de apernado. La primera conexión (C1), es una conexión simple mediante pernos en solo una cara de la columna (**Figura 5, a**). La segunda conexión (C2) restringe el momento en todas las direcciones, siendo apernada en dos de las caras de la columna. (**Figura 5, b**). En el ensayo del rack se utilizaron ambos tipos de conexión con el fin de comparar el comportamiento global de la estructura en cuanto a su rigidez lateral. Para los apoyos de la estructura, se utilizó una placa base de 200/200/10 mm soldada a una bota exterior, la que se conecta con pernos a la columna (**Figura 5, c**). Finalmente, las riostras en la dirección corta del rack van apernadas de manera rotulada (**Figura 5, d**).

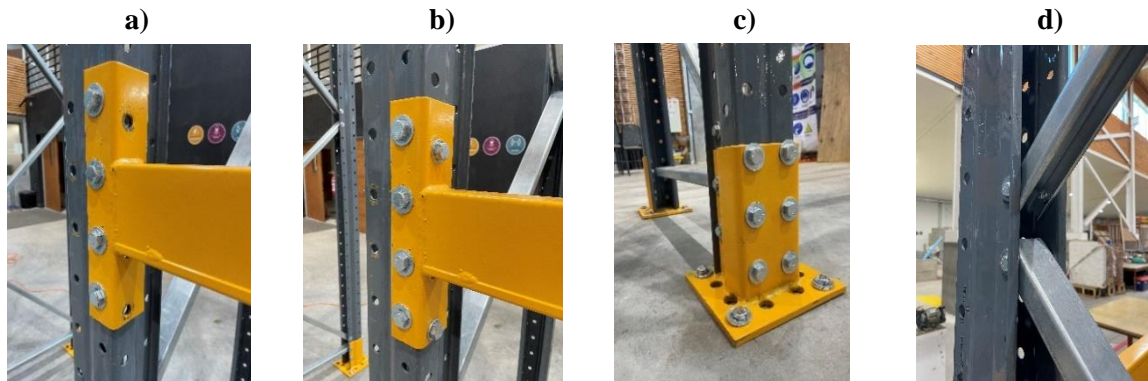


Figura 5: a) Conexión Viga-Columna rígida, b) Conexión Viga-columna semi rígida, c) Apoyo estructura, d) Conexión Riostras.

La estructura ensayada tiene 6 configuraciones (**Tabla 1**). Entre estas configuraciones se varió la masa (peso) sobre la estructura, controlando esto mediante las cargas en los niveles. Para variar la rigidez global de la estructura se modificó el tipo de conexión viga-columna. Esto con el fin de observar la influencia de la masa y la rigidez de las conexiones en el comportamiento de la estructura.

Tabla 1: Configuraciones de racks ensayados

Ensayo	Carga	Tipo de conexión
1	Sin carga (M0)	Conexión semi-rígida (C1)
2	Carga en nivel superior (M1)	Conexión semi-rígida (C1)
3	Carga en nivel superior e intermedio (M2)	Conexión semi-rígida (C1)
4	Carga en todos los niveles (M3)	Conexión semi-rígida (C1)
5	Sin masa (M0)	Conexión rígida (C2)
6	Carga en todos los niveles (M3)	Conexión rígida (C2)

3.3 Protocolo de carga

El protocolo de carga utilizado fue una adaptación del protocolo de carga para ensayo cíclico en conexiones viga-columna de la AISC 341, cap K, combinado con lo expuesto por la NCh 2369 Of 2003, donde la deformación máxima entre pisos es del 1,5% de la altura, considerando al Rack como una estructura.

En este ensayo se controló la deriva global de la estructura, llegando hasta el valor máximo propuesto por la NCh 2369, siendo este igual a la altura del último nivel de carga desde el piso multiplicada por 0,015. Considerando que el rack tiene una altura máxima de 450 cm, se entiende por deriva máxima un desplazamiento de 6,75 cm. Mediante una prueba preliminar en la cual se aplicó una secuencia de desplazamiento monotónicamente creciente hasta un máximo de 0,5 cm, se obtuvo que a los 6 cm la

celda de carga alcanzaría un valor cercano a su capacidad máxima de 2000 lb. Por lo anterior se definió como desplazamiento máximo del ensayo 6 cm, con el fin de proteger la integridad de los equipos del laboratorio.

Se estableció el protocolo de carga cíclico semejante al propuesto para conexiones viga-columna en la AISC 341, cap. k, donde el desplazamiento aplicado es de topo diente de sierra. Cada ciclo de desplazamiento con una misma amplitud se repite tres veces, aumentando sucesivamente la amplitud en tres ciclos más. Las amplitudes de las secuencias de movimiento utilizadas fueron: 1 cm, 2 cm, 3 cm, 4 cm, 5 cm, y 6 cm (**Figura 6**).

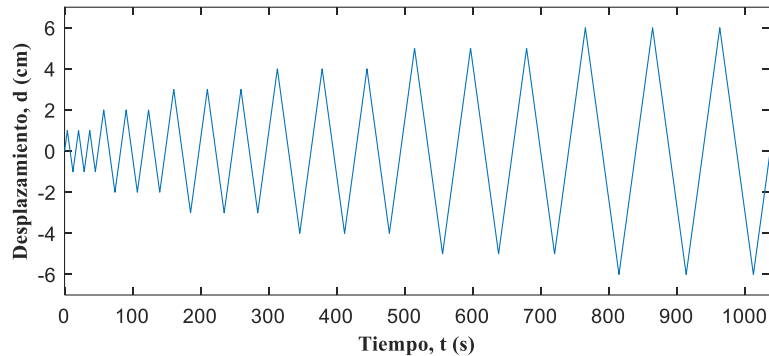


Figura 6: Secuencia de desplazamiento programado en el actuador en el ensayo cíclico.

El rack ensayado se instaló en el trasdós del muro de reacción del laboratorio de Ingeniería Civil de la UCSC (Figura 7, a). El actuador fue instalado directamente en el muro de reacción, y se ensambló mediante una rotula de bola a una viga horizontal compuesta por dos perfiles rectangulares 50x50x3 mm soldados para garantizar una transmisión de carga superior a 3 toneladas (Figura 7, b). Dicha viga se conectó en sus dos extremos a las columnas del plano reticulado del rack mediante conexiones rígidas que permite el traspaso de fuerza en la dirección longitudinal del rack de manera simétrica (Figura 7, c).

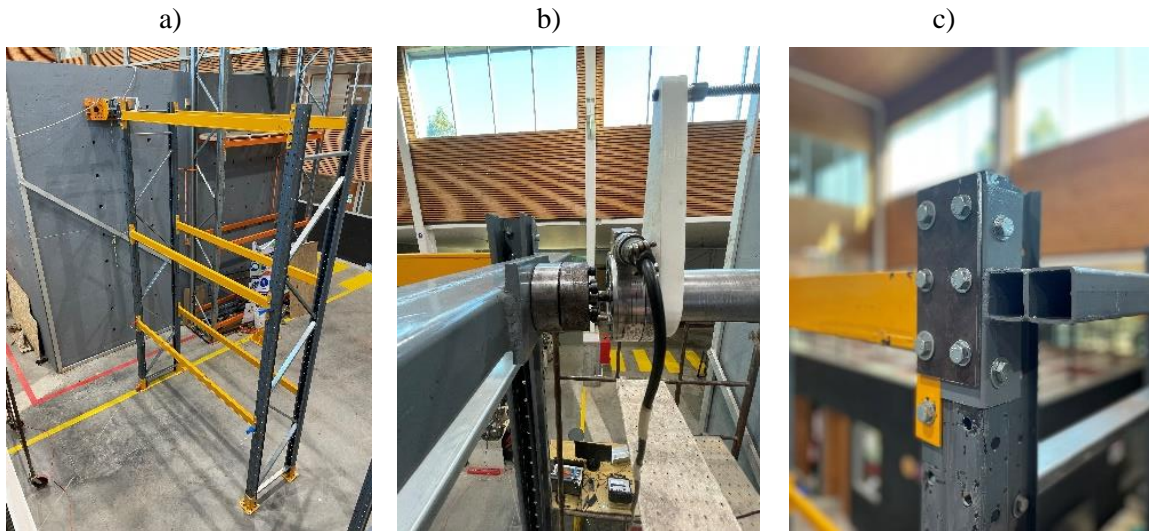


Figura 7: a) Disposición de estructura frente al muro de reacción. b) Conexión rotulada del Actuador. c) Conexión rígida Actuador-Estructura.

3.4 Instrumentación y procesamiento de datos

Para la ejecución del ensayo se ingresó la secuencia de movimientos del protocolo al software que controla numéricamente el actuador. Para medir la fuerza ejercida por el actuador se utilizó una celda de carga con capacidad de 2000 lb. Para la adquisición de datos, se instalaron sensores de desplazamiento LVDT de distintos recorridos, tanto en el actuador como en la estructura. Para obtener las derivas, en el primer nivel del rack se instalaron dos LVDT de 25 mm de recorrido de manera diagonal a ambos costados de la estructura; para el segundo nivel se instaló solo uno de 50 mm de recorrido en forma diagonal en un costado. El desplazamiento del tercer nivel se calculó por post-procesamiento de datos, utilizando la medición del LVDT instalado directo al actuador, conjuntamente con los sensores LVDT instalados en las diagonales del primer y segundo nivel del rack. El desplazamiento impuesto por el actuador se corrobora con la señal programada en él y con un LVDT de 300mm de recorrido instalado en éste. Todos los sensores de desplazamiento se conectan a un módulo NI 9205 y la celda de carga es conectada a un módulo NI 9237. Estos módulos son conectados a un chasis cDAQ-9178, el que mediante un programa de adquisición de datos desarrollado en LabVIEW, almacena las series de tiempo de datos medidos. Las ubicaciones de los instrumentos de medición se muestran en la **Figura 8**.

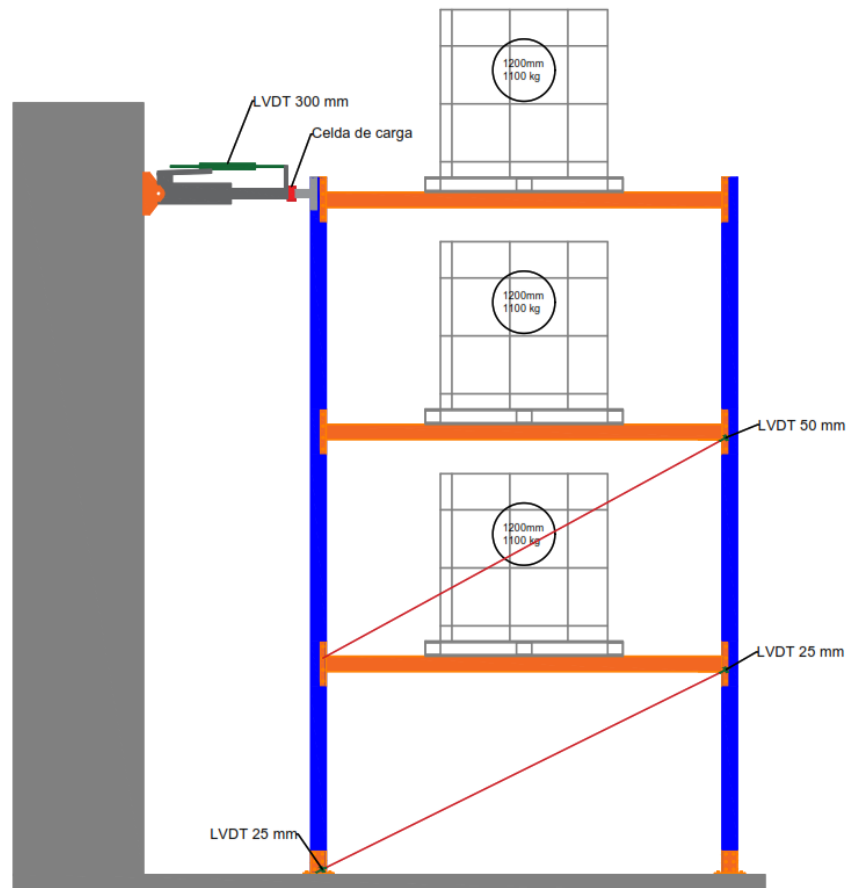


Figura 8: Ubicación de los dispositivos de medición.

En el programa Matlab se aplicó un filtro de frecuencias de pasa baja con límite de 0.64 hz a las señales medidas con el fin de eliminar los ruidos ambientales que recogen los sensores y contenidos de frecuencia ajenos a la estructura ensayada y características del ensayo. Adicional a esto se ingresaron las constantes

de calibración de cada dispositivo de medición: sensores, celda de carga, actuador, que permiten convertir las señales de voltaje medido en desplazamiento y carga. Con las señales limpias y convertida a unidades físicas correspondientes, se graficaron los datos de fuerza y desplazamiento con el fin de obtener las curvas de histéresis que permiten determinar la capacidad de disipación o amortiguamiento. Una vez construidas dichas curvas se analizan para obtener la rigidez secante, rigidez tangente inicial o pre-fluencia y rigidez post-fluencia, que dan cuenta del comportamiento lineal o no lineal de la estructura. El criterio para obtener las pendientes es de manera visual y manual, en el que se seleccionan dos puntos de la curva y mediante la formulación de pendiente de una recta se calculó la rigidez asociada a esos puntos.

En la curva de histéresis característica del rack, se define la fuerza de fluencia (F_y), rigidez tangente inicial (k_1) y rigidez de post-fluencia (k_2), de acuerdo con la **Figura 9**. La fuerza de fluencia F_y corresponde a la carga en que un modelo bi-lineal ajustado a la curva de histéresis, pasa de una rama lineal inicial de rigidez k_1 , a una rama de post-fluencia de rigidez k_2 . La expresión analítica que permite determinar la fuerza de fluencia F_y está dada por la **ecuación (1)**.

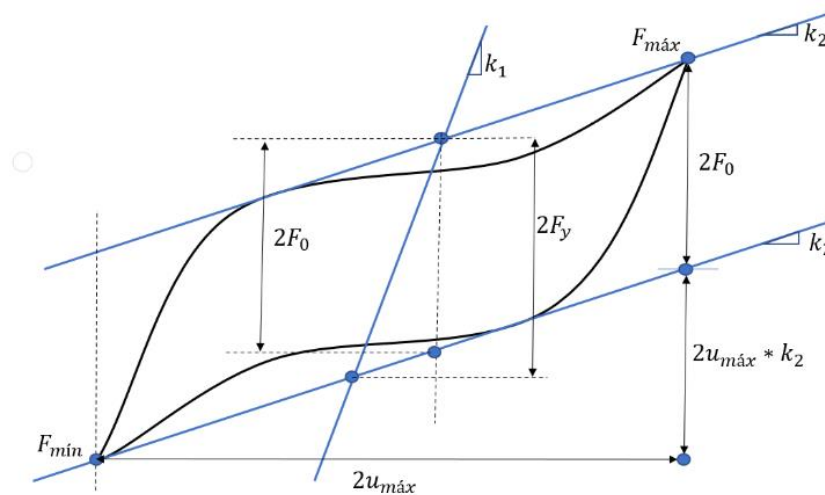


Figura 9: Representación geométrica del parámetro F_y en la curva de histéresis.

$$F_y = \left(\frac{k_1 + k_2}{2k_1} \right) (F_{m\acute{a}x} - F_{m\acute{i}n} - 2 \cdot u_{m\acute{a}x} \cdot k_2) \quad (1)$$

Para la obtención de la razón de amortiguamiento de la estructura, se realizó un ajuste de un modelo de amortiguamiento viscoso para caracterizar la disipación de energía de la estructura (**Figura 10**). Este modelo considera una componente elástica, F_E , y una viscosa, F_V , **ecuación 2**. La componente elástica, F_E , es caracterizada por la rigidez secante del modelo y el desplazamiento, **ecuación 3**; y la componente viscosa, F_V , por el amortiguamiento y la velocidad, **ecuación 4**. Es posible caracterizar el amortiguamiento, C_{eq} , con la frecuencia natural, ω_n ; la razón de amortiguamiento equivalente, ξ_{eq} , y la masa equivalente, M_{eq} , de acuerdo con la **ecuación 5**. De este modo, queda como única variable por definir la razón de amortiguamiento equivalente, que es lo que se busca determinar

$$F(u, \dot{u}) = F_E + F_V \quad (2)$$

$$F_E = K_s \cdot u \quad (3)$$

$$F_V = C_{eq} \cdot \dot{u} \quad (4)$$

$$C_{eq} = 2 \cdot \xi \cdot \omega_n \cdot M_{eq} \quad (5)$$

Para definir la razón de amortiguamiento crítico del rack, se asumió que la estructura se encuentra en vibración forzada con frecuencia igual a la frecuencia fundamental del rack, y que la energía disipada es igual a lo medido experimentalmente en un ciclo de amplitud de desplazamiento idéntico. Es decir, se define el desplazamiento de techo como una función sinusoidal (**ecuación 6**) cuya amplitud corresponde a la deformación máxima impuesta experimentalmente a la estructura (u_{max}) en un ciclo específico carga-descarga. Al derivar dicha función de desplazamiento impuesto, es posible determinar la velocidad del forzante del modelo viscoso equivalente, la que está dada por la **ecuación 7**.

$$u(t) = u_{max} \cdot \text{sen}(\omega_n \cdot t) \quad (6)$$

$$\dot{u}(t) = u_{max} \cdot \omega_n \cdot \text{cos}(\omega_n \cdot t) \quad (7)$$

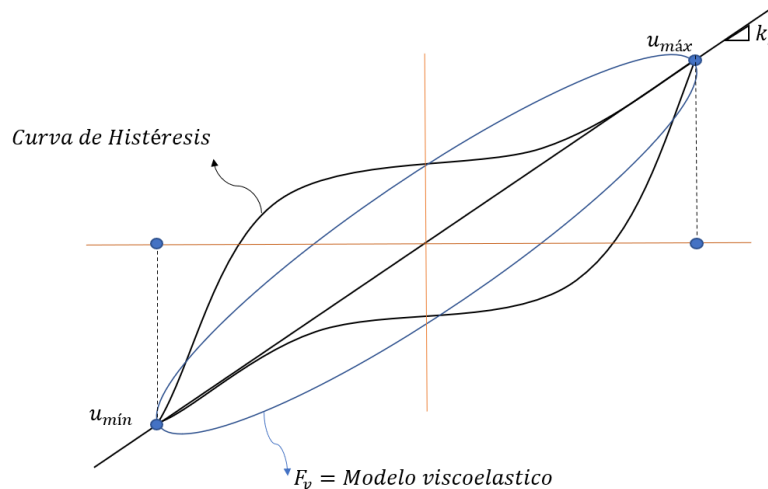


Figura 10: Ajuste del modelo viscoelástico equivalente con la curva histerética experimental.

Conociendo las amplitudes de desplazamiento y la velocidad del forzante aplicado al modelo viscoelástico equivalente u_{max} y $u_{max}\omega_n$, respectivamente, se planteó el equilibrio de energía disipada en un ciclo carga-descarga completo. En dicho equilibrio, se asume que la energía disipada por comportamiento histerético es igual a la disipada por la parte viscosa del modelo visco-elástico equivalente (**ecuación 8**). Por lo tanto, al reemplazar las ecuaciones y resolver la integral, es posible determinar la razón de amortiguamiento con la **ecuación 9**.

$$E_d = \oint F_v \cdot du \quad (8)$$

$$\xi = \frac{E_d^{exp}}{2 \cdot \pi \cdot K_s \cdot u_{max}^2} \quad (9)$$

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1. Calibración y marcha blanca del actuador

En la puesta en marcha o marcha blanca del actuador que se muestra en la **Figura 11**, se obtuvo la velocidad máxima y mínima que puede desarrollar, la cual está limitada por el motor stepper que lo acciona. Adicionalmente se determinaron las curvas de calibración que permiten relacionar pulsos con cm de avance y pulsos/s (pps) con cm/s de velocidad, para la transformación de unidades en la medición de su desplazamiento. Los resultados de esta calibración se muestran en la **Figura 12**.



Figura 11: a) Actuador implementado en la UCSC, con su respectivo sensor LVDT y celda de carga. b) Maleta de control del actuador.

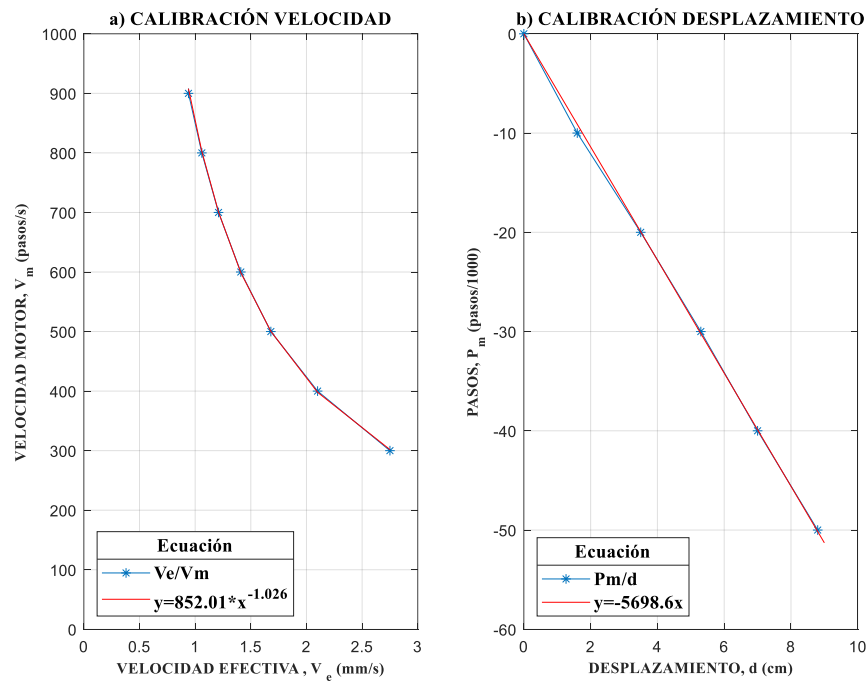


Figura 12: a) Grafica de contante de calibración para la velocidad del actuador. b) Grafica de constante de desplazamiento del actuador. *Nota.* - La pendiente de las ecuaciones representa las constantes según corresponda.

Del análisis de las gráficas de la Figura 12 se obtiene que la velocidad máxima del actuador es 2.5 mm/s y la mínima de 0,95 mm/s. Estas velocidades no se pueden superar debido a que el motor se detiene por capacidad. Como los ensayos realizados con este actuador no requirieron fuerzas mayores a 900 kg, y para no dañar los equipos, el actuador no se sometió a ensayos donde se requirieran fuerzas mayores a lo antes mencionado.

4.2. Ensayo cuasi-estático

Para cada ensayo se graficó el desplazamiento generado y la fuerza medida por la celda de carga del actuador (**Figura 13**). De estas graficas visualmente se puede observar el comportamiento histerético de la estructura a medida que aumenta la amplitud del ciclo. Las curvas de histéresis encierran en sí la cantidad de energía disipada por la propia estructura, gracias a esto visualmente en las gráficas, se observa la variación de ella en cada ensayo realizado. Esto es posible analizarlo visualmente mediante el achatamiento de la curva, y más específicamente, de manera cuantitativa, con el área encerrada por esta. En la **Tabla 2** se muestran los resultados de energía disipada máxima promedio de cada trío de ciclos carga-descarga de igual amplitud que conforman cada ensayo.

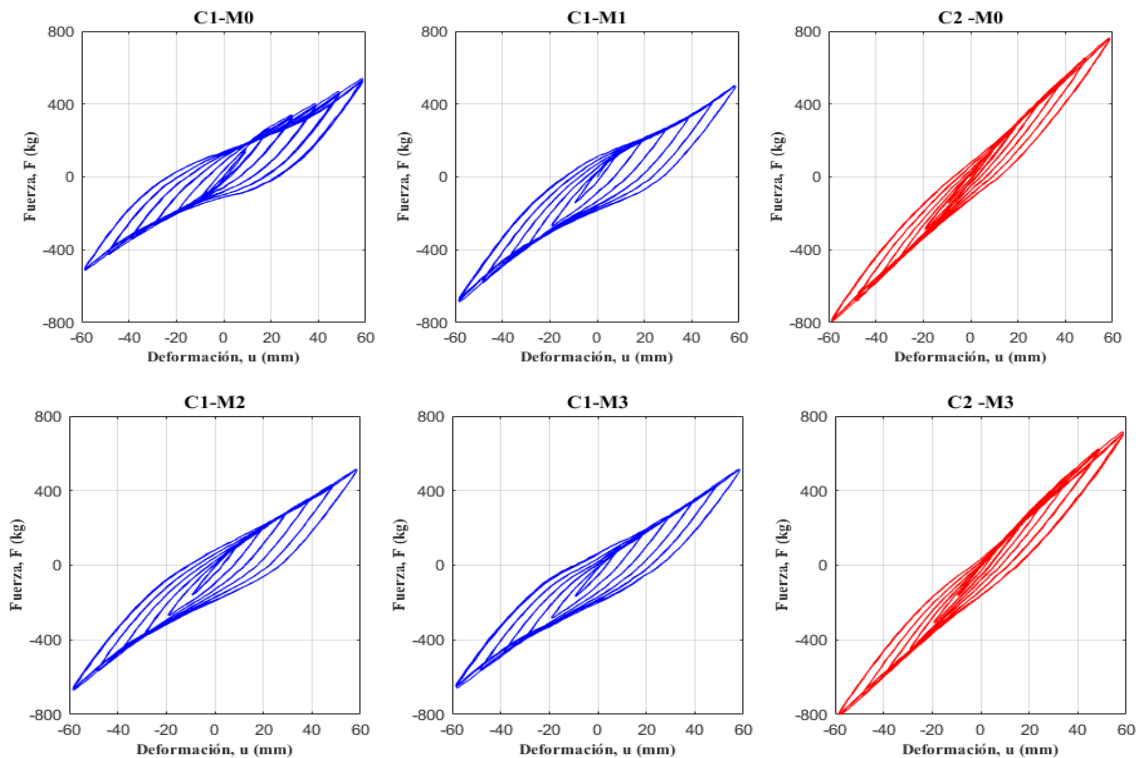


Figura 13: Curvas de histéresis de cada ensayo.

También, gracias al análisis visual de la energía disipada, es posible comparar los casos con distinta conexión como lo son, C1-M0 con C2-M0 y C1-M3 con C2-M3. En estos casos se aprecia claramente una disminución de la capacidad de disipación de energía de la estructura, producto de la rigidización de la conexión viga-columna. Para explicar estos resultados, se destacan tres rigideces principales en las curvas de histéresis las cuales son presentadas para cada ensayo en la **Figura 14**.

Tabla 2: Resultados numéricos de las curvas de histéresis.

Ensayo	K1(kg/mm)	K2(kg/mm)	KS (Kg/mm)	Fy (kg)	Energía. disipada máx. (J)
1	14,437	6,427	8,880	215,686	213,573
2	15,180	6,785	10,034	285,016	226,264
3	14,521	7,440	10,085	237,779	220,299
4	14,610	7,619	9,950	214,104	213,562
5	15,562	11,684	13,172	159,727	170,587
6	15,900	11,268	12,860	169,580	173,215

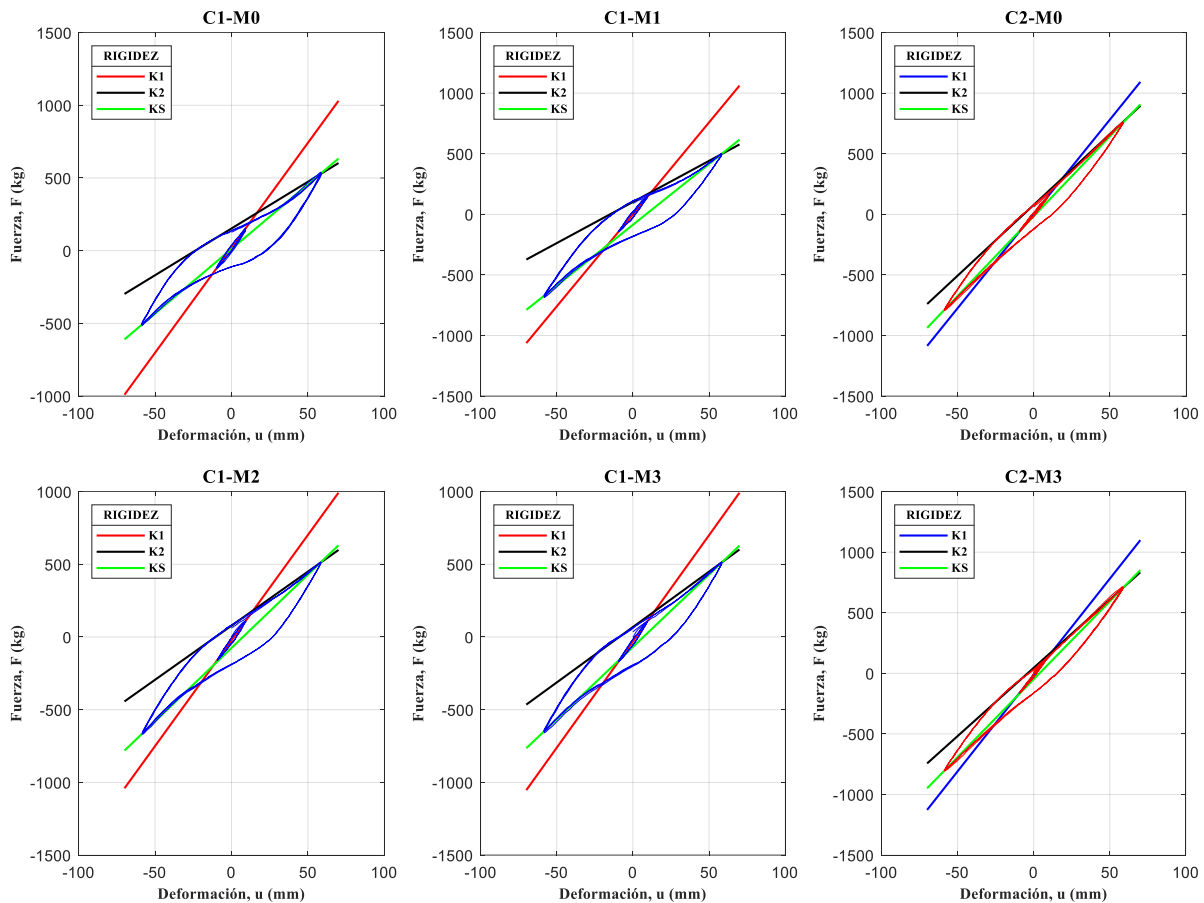


Figura 14: Análisis de rigidez en curva de disipación para cada ensayo.

En la **Figura 14** se superponen a las curvas de histéresis con desplazamiento impuesto máximo, tres rectas con rigideces k_1 , k_2 , k_s , cuyos valores se muestran en la **Tabla 2**. La rigidez k_1 corresponde a la rigidez asociada al comportamiento lineal inicial de la estructura; al comparar los ensayos se entiende que no existe una variación significativa de esta, ni por la influencia de la masa ni del tipo de apernado de la conexión viga-columna. La rigidez k_2 representa el comportamiento no lineal o post-fluencia de la estructura, k_1 y k_2 son parámetros de un modelo de sistema bilineal que representa la curva de histéresis. Al contrario de k_1 , el valor de k_2 si se ve influenciado por el tipo de apernado de la conexión viga-columna. Al comparar los valores de k_2 asociados al caso C1-M0 con C2-M0 y C1-M3 con C2-M3, se observa un aumento del 82% y 48% respectivamente en dicho parámetro. Por último, k_s representa la rigidez secante de la estructura medida de extremo a extremo de la curva de histéresis, siendo este parámetro representativo de la rigidez equivalente del rack para la amplitud de desplazamiento impuesto correspondiente.

Se obtuvieron los resultados de energía disipada promedio de los últimos tres ciclos del protocolo de carga. (**Tabla 2**). Dicha energía primeramente es producida por el amortiguamiento propio de la estructura mientras está en comportamiento lineal, y luego hay disipación adicional por el roce producido en la conexión viga-columna. Esto se explica debido a que la estructura no presenta rotulas plásticas ni trizaduras de soldadura en la conexión después de aplicado de forma completa el protocolo de carga. Se puede inferir que no hay daño permanente en la estructura y, por lo tanto, tampoco hay disipación por comportamiento plástico. Sin embargo, sí se observó deslizamiento entre las partes unidas en las conexiones viga-columna por el juego entre pernos perforaciones, lo cual adiciona energía disipada por

roce. Por lo tanto, se pudo comprobar que a diferencia de un rack con conexión de tipo speed-lock que aporta poca disipación de energía (Yin, 2016 y 2018), la conexión apernada si ayuda a la disipación de energía y mantener la integridad de la rigidez de la estructura. Con estos resultados se infiere que la masa no genera cambios significativos en la capacidad de disipación de energía de la estructura. El caso contrario es la influencia del tipo de apernado de la conexión viga-columna. Al analizar los resultados expuestos y compararlos por caso, C1-M0 con C2-M0 y C1-M3 con C2-M3, se observa una disminución de la energía disipada del 20% y 23% respectivamente. Para comprender de mejor forma la influencia de la masa adicionada y el tipo de apernado de la conexión viga-columna, se graficaron las deformaciones vs la energía disipada (**Figura 15**).

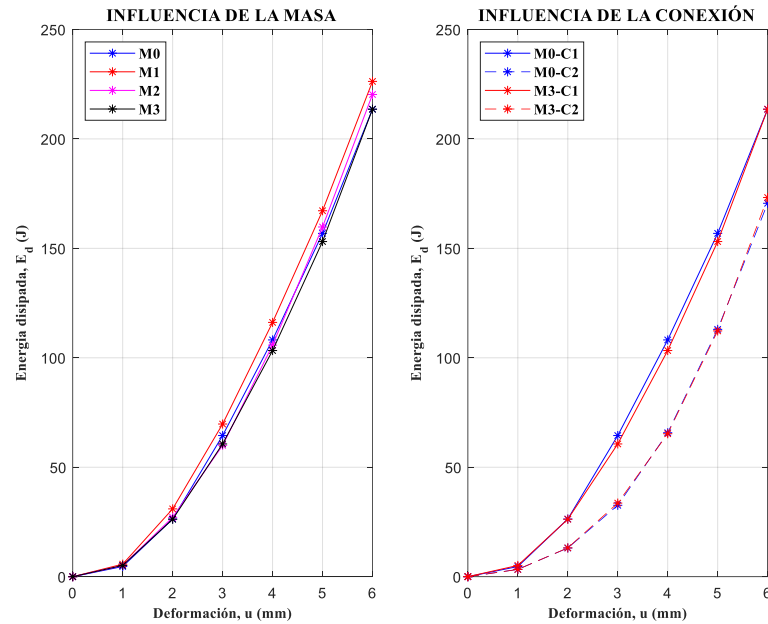


Figura 15: demostración grafica de la influencia de la masa y la conexión en la estructura mediante la energía disipada.

Adicional a lo anterior, se determinó el valor del parámetro F_y definido en la sección 3.4. Los resultados de dicho parámetro se muestran en la **Tabla 2**. El valor F_y representa el límite de fluencia o de rango lineal elástico inicial de la estructura, que puede entenderse en los ensayos realizados como la carga para la cual comienza a ocurrir deslizamiento entre las partes unidas en la conexión viga-columna. Al evaluar dicho parámetro en cada uno de los casos ensayados, se entiende que la masa no tiene una influencia significativa. No ocurrió lo mismo en los casos donde se utilizó conexión rígida (C2), donde sí se aprecia una disminución significativa del valor de F_y respecto del caso con conexión semi-rígida (C1). Al comparar los casos C1-M0 con C2-M0 y C1-M3 con C2-M3 de manera porcentual, existe una disminución del 26% y 21% respectivamente del valor F_y .

4.3. Análisis de derivas de piso

Como se detalla en la sección 3.4, todos los ensayos realizados están controlados por la deriva global de la estructura. Es decir, el desplazamiento máximo se encuentra en el nivel superior de la estructura. Sin embargo, adicional a esta deriva se pueden obtener las derivas de cada nivel de piso, con el fin de analizar las deformaciones y comparar con lo permitido por la NCh 2369 of 2003. Actualmente la norma permite como $d_{m\acute{a}x} = 0,015 h$, donde h es la altura o diferencia entre un piso y otro. En la **Tabla 3**, se encuentran los valores de desplazamiento máximo, deriva global y por nivel de piso de cada ensayo.

Tabla 3. Resultados de deriva por ensayo.

Ensayo	$u_{m\acute{a}x}$	Deriva global	Deriva 0-1	Deriva 1-2	Deriva 2-3
1	0,0587	0,0128	0,0089	0,0111	0,0219
2	0,0585	0,0128	0,0091	0,0107	0,0219
3	0,0585	0,0128	0,0091	0,0107	0,0219
4	0,0585	0,0128	0,0089	0,0108	0,0220
5	0,0588	0,0129	0,0093	0,0110	0,0217
6	0,0587	0,0128	0,0091	0,0105	0,0225

En la **Figura 16**, se representa de manera gráfica la deriva obtenida por nivel de piso. De dicha grafica se obtienen dos cosas importantes. En primer lugar, la influencia de la masa y el tipo de apernado de la conexi3n viga-columna no son significativas en el valor de la deriva de piso, lo que se puede corroborar con los valores expuestos en la **Tabla 3**. En segundo lugar, los ensayos se ejecutaron por control de la deriva global hasta llegar a 0.0128, siendo esta menor que la máxima permitida por la actual NCh 2363 of 2003 que es 0.015. Se observa que en el tercer nivel de piso, de manera local, se alcanza una deriva del 0,022 aproximadamente en cada ensayo, superando el límite establecido en la NCh 2369 of 2003. Sin embargo, no se identifican daños estructurales, tanto en la conexi3n como en la columna.

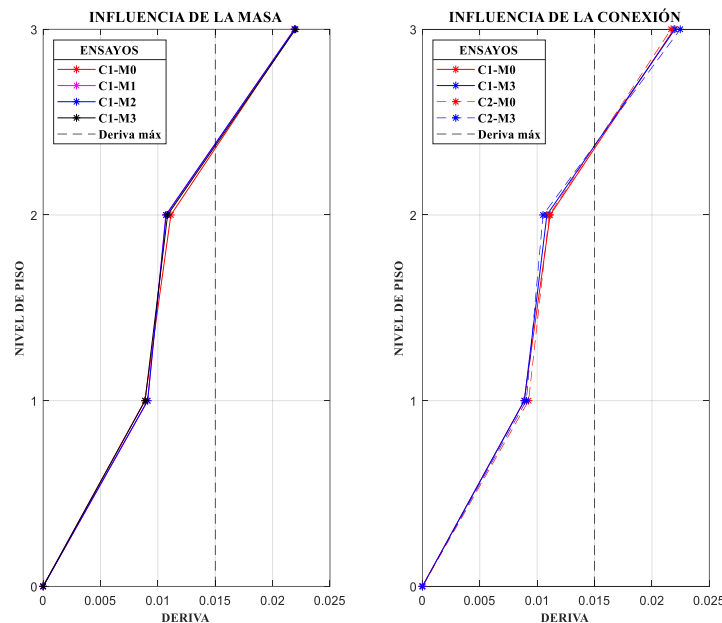


Figura 16: Comparaci3n de la influencia de la masa y la conexi3n en las derivas por piso de la estructura.

4.4. Obtenci3n y análisis de la raz3n de amortiguamiento en la estructura

Para cada ensayo se desarroll3 lo propuesto en la secci3n 3.4, respecto de la obtenci3n de la raz3n de amortiguamiento de la estructura. Ésta se obtuvo para cada amplitud de desplazamiento impuesto del ciclo carga-descarga del protocolo en ensayo realizado. Estos resultados son expuestos en la **Figura 17**, y dan cuenta del comportamiento de la estructura en sus diferentes ensayos. Al analizar este comportamiento, se observa que luego de la primera amplitud del ciclo de carga, la estructura entra en un rango no lineal. Por otra parte, se observa que la masa no genera diferencias marcadas de manera significativa en la raz3n de amortiguamiento de la estructura. Sin embargo, el tipo de conexi3n si genera diferencias claras respecto del comportamiento de la estructura, donde se demuestra que al rigidizar la estructura se afecta la raz3n de amortiguamiento de ésta.

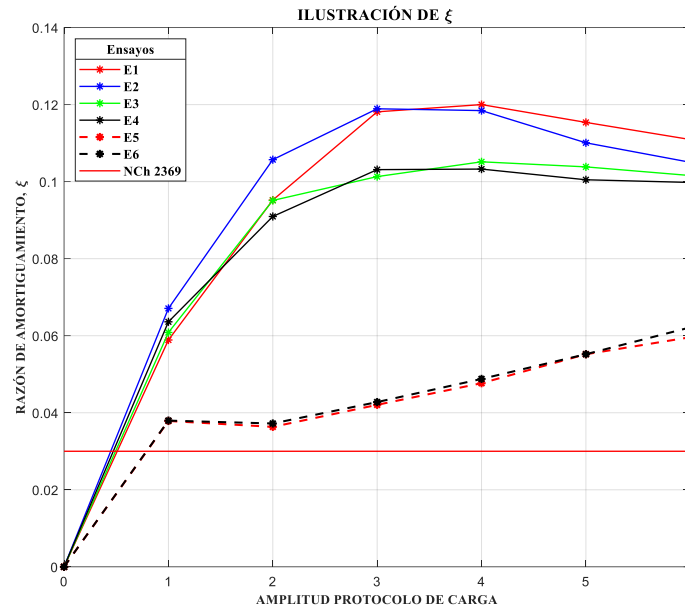


Figura 17: Grafico del comportamiento de la estructura en cada ensayo respecto de su razón de amortiguamiento.

Adicional a esto se realizó un análisis espectral, relacionando el espectro sísmico de la NCh 2369 Of. 2003, con el espectro sísmico dado por la NCh 433 mod. 2012. En la NCh 2369 of 2003 el cálculo del espectro de diseño sísmico está en función de la razón de amortiguamiento y también de un coeficiente sísmico, al contrario de la NCh 433 mod. 2012 que considera a todas las estructuras con $\xi = 0.05$ y no depende de un coeficiente sísmico. Esta relación entre el espectro de una norma y la otra se hace para proponer un espectro sin dependencia de un coeficiente sísmico máximo, como esta en la NCh 433 mod. 2012, pero con influencia de la razón de amortiguamiento como en la NCh 2369 of 2003. Por lo tanto, para el desarrollo de este análisis se utiliza la expresión de la **ecuación (10)**.

$$S_a = \frac{SA_0}{(R^*/I)} \left(\frac{0.005}{\xi} \right)^{0.4} \quad (10)$$

Donde:

S, A_0, α, R^*, I : Valores obtenidos directamente de NCh 433 mod. 2012.

Como los espectros de ambas normas antes mencionadas se definen para análisis elásticos, para su cálculo se considera la razón de amortiguamiento relacionada a la primera amplitud del protocolo de carga en cada ensayo. Adicional a esto, se caracterizó una sola razón de amortiguamiento para los casos de conexión semi-rígida (C1) y otra para los casos con conexión rígida (C2), siendo estos un promedio de todos los ensayos con C1 y C2 respectivamente. Esto se encuentra de manera valórica en la **Tabla 4**.

Para poder desarrollar el espectro de buena manera se obtuvieron los periodos de cada ensayo de manera analítica con la **Ecuación 11**, siendo estos resultados mostrados en la **Tabla 4**. Como el rack fue ensayado y evaluado en la ciudad de Concepción, se consideró para el cálculo del espectro suelo tipo D.

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{M_{eq}}{K_s}} \quad (11)$$

Donde:

T_n = Periodo Natural.

M_{eq} : Masa equivalente de la estructura.

$K_s =$ Rigidez secante de la máxima amplitud del procolo de carga.

Tabla 4: Periodo Natural y razón de amortiguamiento por cada ensayo.

Ensayo	T_n	ξ	$\xi_{Promedio}$
1	0,2951	0,0589	0,0626
2	0,7015	0,0671	
3	0,7609	0,0608	
4	0,7766	0,0636	
5	0,2423	0,0379	0,038
6	0,6831	0,038	

En la **Figura 18** se ilustran los espectros obtenidos de los ensayos realizados respecto de lo que presenta la NCh 2369, la cual establece una razón de amortiguamiento del 3% para estructuras con conexiones o uniones apernadas. Esta figura se divide en dos gráficas, donde M1 presentan los espectros obtenidos en los casos donde el rack no posee cargas; M0-C1 y M0-C2. En esta gráfica se puede apreciar que pasar de conexión C1 a C2 podría ser beneficioso para la estructura en esa condición específica de carga (M0). Esto debido a que al cambiar la conexión el rack se rigidiza, afectando al periodo de entrada al espectro, disminuyendo las aceleraciones y por tanto los desplazamientos que este pueda tener. Sin embargo, en la gráfica M3, donde se presentan los resultados de espectro de los casos donde el rack está completamente cargado, C1-M3 y C2-M3, la situación ya no se considera beneficiosa. Esto se debe a que si bien el periodo se reduce al pasar de conexión C1 a C2, la aceleración en este caso aumenta y por consecuencia aumentan los desplazamientos en la estructura.

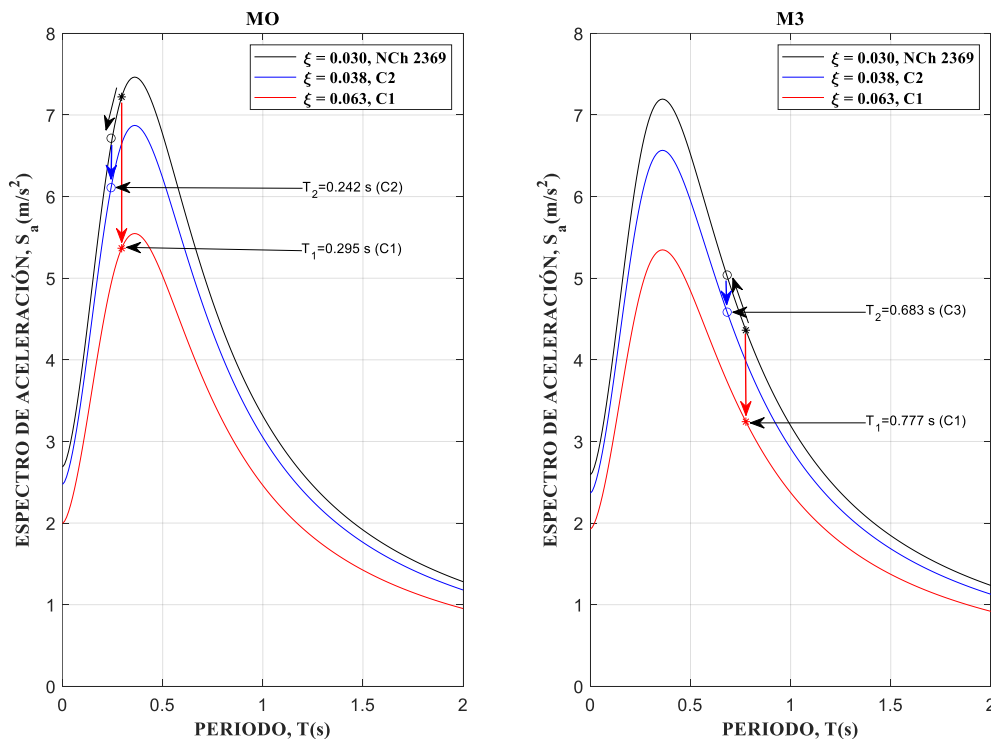


Figura 18: Comparación del comportamiento espectral del cambio de conexión semi-rígida(C1) a conexión rígida(C2) respecto de la adaptación de la NCh 433 mod. 2012 con NCh 2369 of 2003.

5. CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos se logró dar cumplimiento a la evaluación de los parámetros dinámicos de un rack tipo selectivo mediante ensayos cíclicos cuasi-estáticos. Para ello se implementó un actuador electro-mecánico controlado con un motor stepper accionado por control numérico. El actuador posee un recorrido de total de 300 mm y una velocidad máxima y mínima de 2.5 mm/s y 0.95 mm/s respectivamente. Este permite el desarrollo ininterrumpido de ensayos cíclicos a velocidad constantes o variable. En relación con la fuerza que éste es capaz de desarrollar, por limitaciones de la celda de carga usada, sólo se logró verificar que es capaz de ejercer fuerzas de 807 kg.

Se definió un protocolo de carga cíclico para los ensayos del rack selectivo. Este protocolo comprendió una amplitud de movimiento impuesto de 58.6 mm, tanto para empujar como para retraer. El protocolo se aplicó con secuencias de amplitudes crecientes en grupos de tres ciclos iguales, aumentando la amplitud del movimiento en 1 cm cada tres ciclos.

Utilizando el protocolo de carga antes mencionado, se obtuvieron curvas de histéresis de cada ensayo, de las cuales el área encerrada por la curva representa la energía disipada el rack ensayado. De estas se obtuvo la rigidez global de la estructura, y se observó mediante los parámetros F_y , k_1 y k_2 , un cambio de comportamiento lineal a uno no lineal. De las curvas de histéresis experimentales se concluye que la masa no afecta significativamente a la rigidez lateral ni tampoco a la capacidad de disipar energía de la estructura. Sin embargo, en el cambio de tipo de conexión, es decir pasar de conexión semi-rígida (C1) a conexión rígida (C2), sí influye en la rigidez como en capacidad de disipación de energía del sistema. Esto se observa al comparar los casos donde el rack no posee cargas, C1-M0 con C2-M0, respecto de los casos donde el rack está completamente cargado, C1-M3 con C2-M3. En estos últimos casos se presenta un incremento de rigidez de la estructura en un 82% y 48% respectivamente, en relación a los dos primeros casos. También se observó una disminución en la capacidad de disipar energía de 20% y 23% respectivamente entre los mismos casos comparados previamente. Se concluye que, en las primeras etapas de deformación impuesta, hay disipación de energía debido al amortiguamiento interno de la estructura en su rama lineal. Sin embargo, pasado el punto de fluencia F_y de la estructura, se adiciona disipación por roce en las conexiones, la cual se pudo evidenciar visualmente durante el ensayo al observar deslizamiento relativo entre las partes unidas debido al juego entre perno y perforación.

Respecto de la razón de amortiguamiento, se logró evaluar la influencia del tipo de conexión, concluyendo que para la condición sin cargas en la estructura, el cambio de conexión semi-rígida (C1) a conexión rígida beneficia a la estructura en términos de aceleración y desplazamientos de diseño. Esto se debe a que al rigidizar la estructura, el periodo de esta disminuye y, al tener ambos casos periodos menores a aquel que conduce al valor máximo de la aceleración espectral (S_a) de diseño, por lo que se registra beneficio en reducción de S_a y S_d . Sin embargo, con el rack completamente cargado se concluye que no es beneficioso incrementar la rigidez de las conexiones viga-columna, dado que esto conduce a una disminución del periodo pero, al contrario del caso anterior, implica un aumento en la aceleración espectral S_a y del desplazamiento espectral S_d . También se concluye que la conexión semi-rígida es mejor para este tipo de rack, ya que presenta para ambas condiciones de carga, es decir, con y sin carga adicional, mayor amortiguamiento.

En resumen, en esta investigación se logró evaluar los parámetros dinámicos de un rack tipo selectivo, en diferentes condiciones de carga, con un mismo protocolo de carga cíclica, generando resultados reales con aplicaciones potenciales que podrían conducir a mejoras en los procedimientos de las normativas de diseño sísmico vigentes.

6. AGRADECIMIENTOS

Agradezco también al Proyecto VIU21P0091, quien apoyo económicamente esta investigación y además cabe destacar en estos agradecimientos a la empresa INGERACK, que junto a su propietario don Alexis Aguilera donaron la estructura a ensayar y puso la empresa a disposición para cualquier requerimiento material.

7. DEDICATORIA

La tesis esta dedicada en agradecimiento primeramente a Dios por permitirme llegar a esta etapa, en la cual se culmina una etapa de estudios superiores, en la cual Él fue conmigo durante los años de estudio, acompañándome en cada momento.

También a mi familia, en particular a mi Padre, Sergio Arias Anabalón, y a mi madre, Ruth Guzman Ramírez, mis hermanos, quienes siempre me apoyaron a seguir adelante y perseverar en terminar esta profesión, aun en los momentos más complejos. De igual manera añadido a mi novia, Sarita, quien en los últimos años de estudio me ha apoyado de manera continua junto a su familia. Adiciono también a mis amigos y compañeros con los cuales compartí y me ayudaron en lo largo de la carrera.

8. BIBLIOGRAFÍA

- [1]. Simoncelli, M., Tagliaferro, B., & Montuori, R. (2020). Recent development on the seismic devices for steel storage structures. *Thin-Walled Structures*, 155 doi:10.1016/j.tws.2020.106827
- [2]. Álvarez, O., Maureira, N., Nuñez, E., Sanhueza, F., & Roco-Videla, Á. (2021). Numerical study on seismic response of steel storage racks with roller type isolator. *Metals*, 11(1), 1-23. doi:10.3390/met11010158
- [3]. Nuñez, E., Aguayo, C., & Herrera, R. (2020). Assessment of the seismic behavior of selective storage racks subjected to chilean earthquakes. *Metals*, 10(7), 1-21. doi:10.3390/met10070855
- [4]. Jacobsen, E., & Tremblay, R. (2017). Shake-table testing and numerical modelling of inelastic seismic response of semi-rigid cold-formed rack moment frames. *Thin-Walled Structures*, 119, 190-210. doi:10.1016/j.tws.2017.05.024
- [5]. Yin, L., Tang, G., Zhang, M., Wang, B., & Feng, B. (2016). Monotonic and cyclic response of speed-lock connections with bolts in storage racks. *Engineering Structures*, 116, 40-55. doi:10.1016/j.engstruct.2016.02.032
- [6]. Yin, L., Tang, G., Li, Z., Zhang, M., & Feng, B. (2018). Responses of cold-formed steel storage racks with spine bracings using speed-lock connections with bolts I: Static elastic-plastic pushover analysis. *Thin-Walled Structures*, 125, 51-62. doi:10.1016/j.tws.2018.01.005
- [7]. Yin, L., Tang, G., Li, Z., & Zhang, M. (2018). Responses of cold-formed steel storage racks with spine bracings using speed-lock connections with bolts II: Nonlinear dynamic response history analysis. *Thin-Walled Structures*, 125, 89-99. doi:10.1016/j.tws.2018.01.002
- [8]. Tang, Z., Clifton, G., Lim, J., Maguire, J., & Teh, L. (2017). Increasing seismic resilience of pallet racking systems using sliding friction baseplates. In 2017 NZSEE Conference, New Zeland
- [9]. Shaheen, M. S. A., & Rasmussen, K. J. R. (2019). Seismic tests of drive-in steel storage racks in cross-aisle direction. *Journal of Constructional Steel Research*, 162 doi:10.1016/j.jcsr.2019.105701



- [10]. Casafont, M., Pastor, M. M., Roure, F., Bonada, J., & Peköz, T. (2013). Design of steel storage rack columns via the direct strength method. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 139(5), 669-679. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000620
- [11]. Casafont, M., Roure, F., Pastor, M., Bonada, J., & Peköz, T. (2013). Distortional buckling test for steel storage rack columns. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 166(8), 392-402. doi:10.1680/stbu.12.00055
- [12]. Pellegrino, J. B., Courtwright, J. A., & Michael, R. (2007). Storage Rack Vibration Isolators and Related Storage Racks. U.S. Patent No. 7,263,806. Washington, DC: U.S. Patent and Trademark Office
- [13]. LOKIBASE (2021) <http://www.lokibase.com/> acceso enero 2023
- [14]. Franco, A., Massimiani, S. & Royer-Carfagni, G. (2015) Passive Control of Steel Storage Racks for Parmigiano Reggiano Cheese under Seismic Accelerations, *Journal of Earthquake Engineering*, 19:8, 1222-1259, DOI: 10.1080/13632469.2015.1049386
- [15]. López-Almansa, F., Bové, O., Casafont, M., Ferrer, M., & Bonada, J. (2022). State-of-the-art review on adjustable pallet racks testing for seismic design. *Thin-Walled Structures*, 181 doi:10.1016/j.tws.2022.110126
- [16]. Bernuzzi, C., di Gioia, A., Gabbianelli, G., & Simoncelli, M. (2017). Pushover analyses of hand-loaded steel storage shelving racks. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(8), 1256-1282. doi:10.1080/13632469.2016.1210063.
- [17]. Avgerinou, S., Lignos, X., Tsarpalis, D., & Vayas, I. (2019). Full-scale tests on used steel storage racks. *Steel Construction*, 12(3), 231-242. doi:10.1002/stco.201900009
- [18]. Çelik, İ. D., Yildiz, İ., Arslan, K. Y., Öztürk, Y., Efe, M. E., & Kocaman, T. B. (2022). Effect of base-plate types on system behaviour in down-aisle pallet rack systems. *Journal of Constructional Steel Research*, 198 doi:10.1016/j.jcsr.2022.107584
- [19]. Gilbert, B. P., & Rasmussen, K. J. R. (2012). Drive-in steel storage racks I: Stiffness tests and 3D load-transfer mechanisms. *Journal of Structural Engineering*, 138(2), 135-147. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000449