



UNIVERSIDAD TÉCNICA
FEDERICO SANTA MARÍA

Departamento de Obras Civiles

**Implementación de marco de reacción estructural, junto
con análisis de su factibilidad técnica ante el eventual
incremento de carga en laboratorio de estructuras,
Campus San Joaquín.**

Memoria de Título presentada por

Benjamín Tomás Mendoza Zúñiga

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Claudio Sepúlveda Contreras

Junio de 2025



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): Memoria o trabajo de título; Tesis de Postgrado;

Título del trabajo: Implementación de marco de reacción estructural, junto con análisis de su factibilidad técnica ante el eventual incremento de carga en laboraotrio de estructuras, Campus San Joaquín.

Nombre del candidato(a): Benjamín Tomás Mendoza Zúñiga.

Carrera / Grado: Ingeniería Civil

Campus: Santiago San Joaquín ; **Departamento:** Departamento de Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Claudio Sepúlveda, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL

El trabajo **NO contiene información que amerite confidencialidad** y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (embargo) por:

6 meses; 12 meses; 2 años; 3 años; 5 años; 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 31-07-2025 ; Firma: 

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 31-07-2025 ; Firma: 

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

Implementación de marco de reacción estructural, junto con análisis de su factibilidad técnica ante el eventual incremento de carga en laboratorio de estructuras, Campus San Joaquín.

AUTOR:

Benjamín Tomás Mendoza Zúñiga

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

	<u>Nombre</u>	<u>Firma</u>
Prof. Guía	Claudio Sepúlveda Contreras
Miembro 1 Comisión	Gastón Fermandois
Miembro 2 Comisión

Santiago, Chile, Junio 2025

IMPLEMENTACIÓN DE MARCO DE REACCIÓN ESTRUCTURAL, JUNTO CON ANÁLISIS DE SU FACTIBILIDAD TÉCNICA ANTE EL EVENTUAL INCREMENTO DE CARGA EN LABORATORIO DE ESTRUCTURAS, CAMPUS SAN JOAQUÍN.

Benjamín Tomás Mendoza Zúñiga, Claudio Sepúlveda Contreras

Universidad Técnica Federico Santa María

Resumen

La presente investigación evaluó la implementación y posible evolución de un sistema de pruebas estructurales en el laboratorio del Departamento de Obras Civiles de la Universidad Técnica Federico Santa María. El sistema está compuesto por un marco de reacción, un espécimen de hormigón armado a escala y tres actuadores de carga.

Inicialmente, se analizó únicamente la situación actual del marco de reacción, verificando su factibilidad de anclaje directo al radier del laboratorio mediante un ensayo esclerométrico y estudios previos de resistencia. Posteriormente, se realizó una verificación sísmica del sistema mediante un análisis tiempo-historia en SAP2000, utilizando un registro del terremoto de Iquique 2014 ajustado a las condiciones locales.

Luego, se estudió la posible evolución del sistema, la cual consiste en incorporar tres actuadores de carga al marco de reacción, junto con un espécimen de hormigón armado a escala. Para ello, se diseñó y detalló una zapata de fundación que permite anclar este nuevo sistema. El diseño se llevó a cabo considerando la combinación de carga más desfavorable, y se estableció como criterio que la zapata no presente agrietamientos bajo dicha condición.

Finalmente, se realizó un análisis avanzado mediante elementos volumétricos en SAP2000, evaluando la distribución de esfuerzos de tracción en la zapata, verificando el comportamiento del sistema. Se evidenció que algunos supuestos de la teoría del hormigón armado no se cumplen plenamente debido a la complejidad de las cargas y geometría del sistema. En base al análisis realizado, se debe tener en cuenta que el marco de reacción no puede ser considerado un elemento infinitamente rígido en cualquier escenario, debido a su alta participación en la deformación total del sistema cuando el espécimen a ensayar es un rígido.

Contenido

1	Introducción.....	5
2	Objetivos	6
2.1	Objetivo general.....	6
2.2	Objetivos específicos	6
3	Marco teórico	7
3.1	Diseño flexión vigas	7
3.2	Verificación flexión en eje débil vigas	7
3.3	Diseño corte vigas.....	8
3.4	Ensayo esclerométrico Schmidt.....	9
3.5	Diseño de anclajes.....	10
3.5.1	Resistencia de diseño: perno de anclaje.....	10
3.5.2	Resistencia de diseño: adhesivo epóxico.....	10
3.5.3	Resistencia del cono de arrancamiento por tracción en el hormigón	10
3.6	Resistencia a tracción hormigón	11
4	Análisis de la situación actual del marco de reacción instalado.....	13
4.1	Características y parámetros generales	13
4.2	Resistencia a compresión radier de hormigón presente en laboratorio.....	15
4.3	Análisis sísmico: tiempo-historia marco de reacción.....	16
4.4	Instalación marco de reacción.....	21
5	Análisis de la posible evolución del sistema de pruebas	23
5.1	Características y parámetros generales del nuevo sistema de pruebas.....	23
6	Diseño, análisis y detallamiento de la fundación tipo zapata	25
6.1	Configuración de modelos del sistema de carga en SAP2000	25
6.2	Estados de carga o combinaciones de los sistemas	26
6.3	Envolvente de esfuerzos en la zapata.....	27
6.4	Diseño a flexión zapata	29
6.5	Diseño a corte zapata	38
6.6	Detalle zapata.....	41
7	Análisis avanzado de la zapata mediante elementos volumétricos	43
7.1	Configuración de modelos del sistema de carga en SAP2000	43
7.2	Resistencia a tracción del hormigón	45
7.3	Esfuerzos máximos: Sistema con viga de carga perpendicular al eje del espécimen	46
7.4	Esfuerzos máximos: Sistema con viga de carga en el eje del espécimen	49
7.5	Deformaciones relativas marco de reacción- espécimen de hormigón.....	55
8	Conclusiones	57
9	Referencias	58
A.	Apéndice 1.....	59

1 Introducción

En la actualidad, la mayoría de los diseños en ingeniería estructural se realizan mediante métodos computacionales, los cuales permiten ahorro de tiempo y dinero. Sin embargo, en muchas ocasiones es necesario conocer las condiciones reales de los esfuerzos y deformaciones a los cuales se someten los diferentes elementos estructurales, con el fin de evitar posibles errores humanos asociado al uso incorrecto de softwares (Cortéz et al., 2021). Por consiguiente, realizar distintos ensayos experimentales permiten al ingeniero entender, verificar y aplicar los conceptos teóricos, pudiendo así, realizar comparaciones de resultados obtenidos a partir de modelos numéricos, con resultados adquiridos mediante métodos experimentales (Pérez-Fortes et al., 2021).

Llevar a cabo un sistema de pruebas experimentales en ingeniería estructural no es trabajo sencillo, debido a las exigencias técnicas y conocimientos teóricos involucrados. En primer lugar, se enfrentan diversos desafíos generales que requieren habilidades de otras áreas de la ingeniería, además de la ingeniería estructural per se (Nguyen et al., 2017). En consecuencia, al momento de realizar un ensayo experimental, se debe tener en cuenta el tipo de carga que está actuando sobre la estructura, la cual puede ser estática o dinámica. Conocida el tipo de carga, se configura un sistema de adquisición de datos, para finalmente, mediante softwares de programación, obtener datos digitalizados, tales como deformaciones, desplazamientos, fuerzas, entre otros (Guo et al., 2019)

El departamento de Obras Civiles de la Universidad Técnica Federico Santa María, Campus San Joaquín, busca implementar un sistema de pruebas de ensayo en el laboratorio de estructuras. Este consiste en un marco de reacción estructural anclado al radier del laboratorio, con el objetivo de permitir que estudiantes de pregrado, post grado y académicos estudien el comportamiento de diferentes elementos estructurales sometidos a diversos estados de carga.

Además, se proyecta una posible evolución del sistema que contempla reemplazar el anclaje directo al radier por una conexión del marco a una zapata de fundación, de modo que ambos elementos trabajen en conjunto. Esta evolución, considera el anclaje tanto del marco como de un espécimen de hormigón armado a escala a la zapata, conectados mediante un sistema de carga compuesto por tres actuadores: uno horizontal, que conecta el marco con el espécimen, y dos verticales, que permiten estudiar el comportamiento flexo-axial de este último. El sistema anterior, estará sujeto a distintas combinaciones de carga, ya que los actuadores podrán ubicarse en diversas posiciones.

En contexto, la presente investigación evalúa la factibilidad técnica de la evolución del sistema de carga, a través de un estudio frente a la condición actual del sistema (con el marco anclado directamente al radier) y una solución estructural que contemple el diseño y detallamiento de una zapata de fundación, cuyo objetivo es soportar el eventual incremento de carga mediante diferentes actuadores presentes en el sistema de pruebas.

2 Objetivos

2.1 Objetivo general

Análisis de la condición actual del marco de reacción presente en el laboratorio de estructuras y de su factibilidad técnica ante el eventual incremento de carga mediante diferentes actuadores, junto con el diseño y evaluación de su comportamiento estructural en futuros escenarios de carga.

2.2 Objetivos específicos

1. Análisis integral del marco de reacción, incluyendo verificación sísmica mediante análisis tiempo historia de su condición actual.
2. Diseño y análisis prescriptivo de la fundación tipo zapata correspondiente a la eventual evolución del sistema de pruebas, considerando las posibles configuraciones de carga presentes en ella.
3. Análisis avanzado de la zapata mediante el uso de elementos volumétricos en software de elementos finitos (SAP2000) junto con determinación de las deformaciones relativas del sistema marco-espécimen de hormigón.

3 Marco teórico

3.1 Diseño flexión vigas

Las expresiones presentadas a continuación, son obtenidas directamente del capítulo 9 de la normativa “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural” (ACI, 2019)

La cuantía mínima de refuerzo longitudinal en una viga está dada por la siguiente expresión:

$$\rho_{min} = \max\left(0.8 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} h \cdot b, \frac{15}{f_y} h \cdot b\right) \quad (1)$$

Donde f_c' corresponde a la resistencia a compresión del hormigón, f_y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, h altura de la sección y b el ancho de la sección.

El área de refuerzo de una sección que se somete a un momento último positivo o negativo M_u , se determina según:

$$A_{s_{req}} = 0.85 \frac{f_c'}{f_y} b d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.353 M_u}{\phi b d^2 f_c'}}\right) \quad (2)$$

Donde ϕ corresponde al factor de minoración de resistencia para las secciones controladas por tracción y d corresponde a la altura útil de la sección (DS60, 2011) en función de la altura h de la misma:

$$d = h - 5cm \quad (3)$$

El momento nominal de una sección sometida a flexión está dada por:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (4)$$

Donde A_s corresponde al área total del refuerzo superior o inferior utilizado en la sección y a la altura del bloque equivalente de la sección para el estado último de esfuerzos:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \quad (5)$$

Finalmente, el diseño a flexión debe cumplir con que el momento último (M_u) en la sección debe ser menor o igual al momento nominal (M_n) de esta, reducido por el factor de minoración de resistencia a flexión (ϕ), es decir:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (6)$$

3.2 Verificación flexión en eje débil vigas

La Figura 1 presenta un esquema de la sección de una viga de ancho b y altura h , la cual se encuentra apoyada sobre resortes separados a una distancia x , los cuales representan la acción del suelo mediante un coeficiente de balasto k . La fuerza máxima que ejerce cada resorte es P , resultante del peso propio de la viga y de las cargas externas aplicadas sobre esta. En este contexto, la presión máxima del suelo (σ_{suelo}) en el punto de mayor carga puede estimarse mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{suelo} = \frac{P}{bx} \quad (7)$$

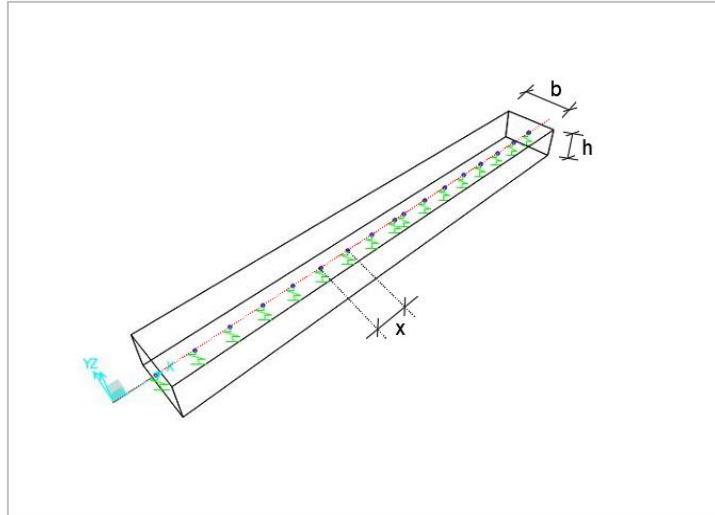


Figura 1: Esquema de propiedades de la viga y su interacción con el suelo.

Posteriormente, para determinar el momento en el eje débil de la viga (momento en dirección X), se utiliza una analogía basada en el modelo de viga en voladizo. Este modelo consiste en representar la viga como un voladizo de longitud $\frac{b}{2}$ sometida a una carga uniforme lineal equivalente al producto entre la presión máxima del suelo (σ_{max}) y el ancho de la viga (b), como se ilustra en la Figura 2:

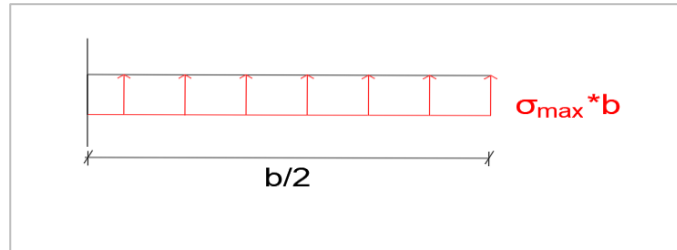


Figura 2: Elevación viga en voladizo

Finalmente, el momento máximo en esta configuración se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$M_{apoyo} = M_x = \frac{qL^2}{2} \quad (8)$$

3.3 Diseño corte vigas

Las expresiones presentadas a continuación, son obtenidas directamente del capítulo 9 de la normativa “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI, 2019):

El aporte de resistencia al corte del hormigón en una viga se obtiene según:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd \quad (9)$$

Donde f'_c corresponde a la resistencia a compresión del hormigón, b_w el ancho de la sección y d la altura útil de la misma.

La resistencia al corte requerida de la sección se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_{sreq} = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (10)$$

Donde V_u es el corte último de la sección, ϕ el factor de minoración de resistencia al corte de la sección y V_c el aporte de resistencia al corte del hormigón.

La armadura al corte mínima de la sección se obtiene según:

$$A_{vmin} = \max\left(\frac{0.2\sqrt{f'_c}b_w}{f_{yt}}; \frac{3.5b_w}{f_{yt}}\right) \quad (11)$$

Donde f_{yt} representa el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

La resistencia al corte del refuerzo transversal propuesto se obtiene según la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (12)$$

Donde A_v es el área transversal del refuerzo propuesto y s el espaciamiento entre refuerzos transversales.

La resistencia al corte máxima de la sección se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_{sMAX} = 2.2\sqrt{f'_c}b_w d \quad (13)$$

El corte nominal de la sección (V_n) se obtiene sumando el aporte al corte del hormigón (V_c) con el aporte al corte del refuerzo propuesto (V_s):

$$V_n = V_c + V_s \quad (14)$$

Finalmente, la verificación del diseño al corte debe cumplir con que el corte último (V_u) en la sección, debe ser menor o igual al corte nominal (V_n) reducido por el factor de minoración de resistencia al corte (ϕ), es decir:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (15)$$

3.4 Ensayo esclerométrico Schmidt

Este ensayo consiste en medir la dureza superficial del hormigón en función del rechazo de un martillo ligero, constituido por un pequeño cilindro macizo de acero en determinar el índice esclerométrico o de rebote (R) en el hormigón mediante un martillo de acero impulsado por un resorte, con el fin de obtener la resistencia a compresión del hormigón (Jiménez Montoya et al., 2000).

El ensayo se ejecuta siguiendo cada uno de los criterios establecidos por la norma chilena oficial NCh1565.Of2009, proporcionada por el Instituto Nacional de Normalización (INN), que ofrece directrices y parámetros generales para determinar correctamente el índice esclerométrico del hormigón. La Figura 3 presentada a continuación ilustra una imagen referencial del martillo Schmidt utilizado en la presente investigación.



Figura 3: Imagen referencial Martillo Schmidt (COTECNO 2023)

3.5 Diseño de anclajes

A continuación, se presentan las expresiones utilizadas para determinar la resistencia de diseño que debe tener un sistema de anclaje. Esta resistencia se descompone en tres componentes principales: la resistencia del perno, la resistencia del adhesivo epóxico y la resistencia del cono de arrancamiento por tracción del hormigón. La resistencia final del sistema de anclaje estará determinada por el valor mínimo entre estas tres resistencias.

3.5.1 Resistencia de diseño: perno de anclaje

La carga de tracción solicitada en el perno de anclaje (N) debe ser menor o igual que la carga de diseño que resiste el perno (T_p), es decir:

$$N \leq T_p \quad (16)$$

3.5.2 Resistencia de diseño: adhesivo epóxico

La Figura 4 presenta la distribución de esfuerzos de corte (τ_b) en el adhesivo epóxico de un anclaje, cuando este se somete a una carga de tracción (N):

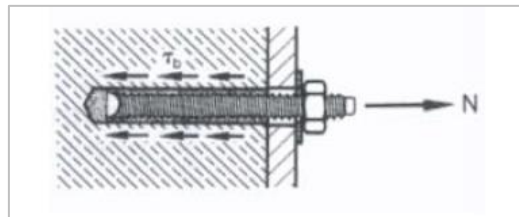


Figura 4: Esfuerzos de corte en epóxico bajo una carga de tracción en el anclaje (HILTI, 2007)

Con lo anterior, la carga de tracción solicitada en el perno de anclaje (N) debe ser menor o igual que la resistencia de adherencia a la tracción del epóxico (T_e), es decir:

$$N \leq T_e \quad (17)$$

3.5.3 Resistencia del cono de arrancamiento por tracción en el hormigón

Las expresiones presentadas a continuación, son obtenidas directamente del capítulo 17 de la normativa “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI, 2019)”

La Figura 5 presenta un esquema del cono de arrancamiento por tracción en el hormigón, correspondiente al caso de un perno de anclaje aislado. Este se encuentra empotrado en el hormigón con una longitud de anclaje h_{ef} y es sometido a una fuerza de tracción N .

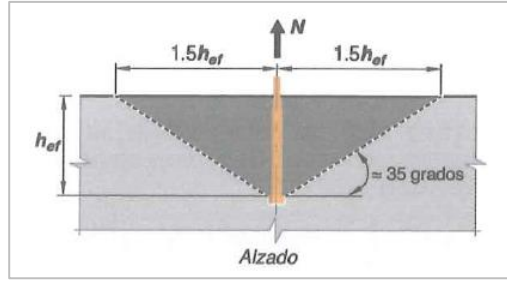


Figura 5: Cono arrancamiento por tracción del hormigón (ACI, 2019)

La resistencia al arrancamiento del hormigón en tracción viene dada por la siguiente expresión:

$$\phi N_{cb} \geq N_{ua} \quad (18)$$

Donde N_{ua} es la fuerza mayorada aplicada a un anclaje individual, ϕ es el factor de minoración de resistencia y N_{cb} la resistencia nominal al arrancamiento del hormigón en tracción del anclaje, la cual se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (19)$$

Donde A_{Nc} y A_{Nco} representan el área de falla proyectada del cono de arrancamiento para un anclaje individual y el área de falla proyectada del hormigón cuando no hay limitación por borde. Luego, $\psi_{ed,N}$, $\psi_{c,N}$ y $\psi_{cp,N}$ son factores que se incluyen para modificar la resistencia a tracción del hormigón. $\psi_{ed,N}$ es el factor de corrección por cercanía del anclaje a los bordes del elemento de hormigón. $\psi_{c,N}$ incluye un factor de fisuración por el arrancamiento del hormigón en función de la presencia o ausencia de fisuración de este. $\psi_{cp,N}$ corresponde al factor de modificación por hendimiento en anclajes postinstalados en hormigón no fisurado y sin refuerzo suplementario. Por último, N_b corresponde a la resistencia básica al arrancamiento del hormigón en tracción de un anclaje, cuyo cálculo está dado por la siguiente expresión:

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (20)$$

Donde k_c es el coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del hormigón en tracción. λ_a el factor de modificación que tiene en cuenta la reducción de las propiedades mecánicas del hormigón liviano. f'_c la resistencia especificada a la compresión del hormigón y h_{ef} es la longitud de empotramiento del anclaje en el hormigón.

3.6 Resistencia a tracción hormigón

La resistencia a la tracción del hormigón (f'_t) según el ACI318-19 se obtiene de la siguiente forma:

$$f'_t = 2\sqrt{f'_c} \quad (21)$$

Donde f'_c es la resistencia a compresión del hormigón en $\frac{kgf}{cm^2}$. Si bien esta es una expresión ampliamente utilizada, al proveer un valor para su uso en procesos de diseño, el resultado podría no ser tan representativo de lo que se pudiese encontrar en la realidad. Para esto, es útil contar con valores de resistencia a tracción medidos en campañas experimentales, cuyo hormigón tenga propiedades similares a las utilizadas en este estudio.

Mavros, et al., estudiaron el comportamiento a flexión y torsión de dos muros de hormigón armado en forma de U (UW1 y UW1) bajo cargas sísmicas y gravitacionales, mediante ensayos y simulaciones numéricas. Ambos muros anteriores presentan un hormigón de clase G30 y propiedades según la Tabla 1:

Tabla 1: Propiedades mecánicas muros UW1 y UW2. (Mavros et al., 2025)

Specimen	Cylinder compressive	Splitting strength f_{sp}' (Mpa)	Tensile strength f_t' (Mpa)
UW1	38,2	3,41	3,07
UW2	37,1	3,20	2,88

Donde la resistencia a la tracción de estos (f_t') se determina en función de la resistencia a tracción por fisuración (f_{sp}') de la siguiente manera:

$$f_t' = 0.9f_{sp}' \quad (22)$$

Liao, et al., estudiaron la resistencia a tracción de varias clases de hormigón, cuyas propiedades se presentan en la Tabla 2. Cada tipo de hormigón se ensayó bajo diferentes métodos de tracción, los cuales se presentan en la Tabla 3. Dentro de estos métodos, se encuentra el ensayo de tracción indirecta por compresión diametral (*splitting test*) para cada una de las clases de hormigón mencionadas anteriormente.

Tabla 2: Detalle propiedades hormigón (Liao et al., 2020)

ID	Compressive Strength Target	Cement	Sand	Coarse Aggregate	Water	SP
C30	30	450	1000	700	293	2,25
C40	40	450	1000	700	225	5,85
C60	60	450	1000	700	149	9,9

Tabla 3: Resultados ensayos (Liao et al., 2020)

Testing Methods	ID	Test Tensile Strength (Mpa)	Average Coefficient
Direct tension test	C30	1,91	0,34
	C40	2,10	
	C60	2,55	
Splitting test	C30	2,57	0,48
	C40	2,86	
	C60	4,11	
Flexural test	C30	3,37	0,58
	C40	3,67	
	C60	4,66	
Strut-and-tie method	C30	1,83	0,37
	C40	2,16	
	C60	2,78	

4 Análisis de la situación actual del marco de reacción instalado

En esta sección se establece el análisis del estado actual del marco instalado. En primer lugar, se describen los parámetros generales del marco de reacción, tales como lugar de instalación, materiales, elementos lo componen, dimensiones y funcionamiento. Luego, se analiza la condición actual del marco, analizando la factibilidad de anclarlo directamente al radier mediante el ensayo esclerométrico Schmidt, así como su comportamiento sísmico mediante un análisis tiempo-historia en el software SAP2000. Este último, se realiza utilizando un registro escalado de aceleraciones del suelo, correspondiente al terremoto de Iquique 2014, con el objetivo de evaluar el anclaje ante eventuales acciones sísmicas. Por último, se presentan imágenes reales correspondientes al proceso de instalación del marco en el laboratorio.

4.1 Características y parámetros generales

La instalación del marco de reacción se realizó en el laboratorio de estructuras del Departamento de Obras Civiles de la Universidad Técnica Federico Santa María (UTFSM). Este laboratorio, se encuentra ubicado en el nivel -2 del edificio K, en el Campus San Joaquín. Actualmente, dispone de dos equipos en funcionamiento: una prensa universal y una mesa vibradora. La Figura 6 presenta un plano de arquitectura en planta del laboratorio, identificado con las siglas LAB. KS215, donde se aprecian la prensa universal, la mesa vibradora y el marco de reacción, junto con sus respectivas dimensiones en metros.

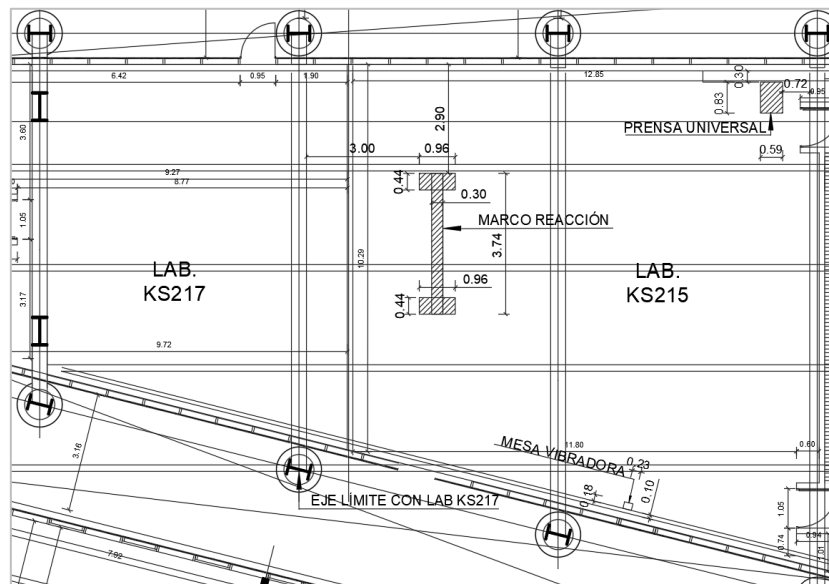


Figura 6: Planta laboratorio KS215.

El marco de reacción fue diseñado, construido e instalado por la empresa *Advanced Modular Construction Systems* (AMCS). La Figura 7 presenta una vista isométrica del marco, el cual está conformado por dos vigas (IE450x300x32x18) y dos columnas (IE300x300x18x12) de acero A572-Gr 50. Cada una de las columnas está anclada al radier de hormigón mediante cuatro pernos químicos de 3/4" de diámetro, a través de una placa base de 20 mm de espesor de acero A572-Gr 50. La estructura posee una altura total de 2.4 m, un largo de 3.74 m y un ancho efectivo considerando la placa base de 0.96 m. Además, las uniones viga-columna, se realizan mediante 8 pernos de 1" de diámetro y acero A325.

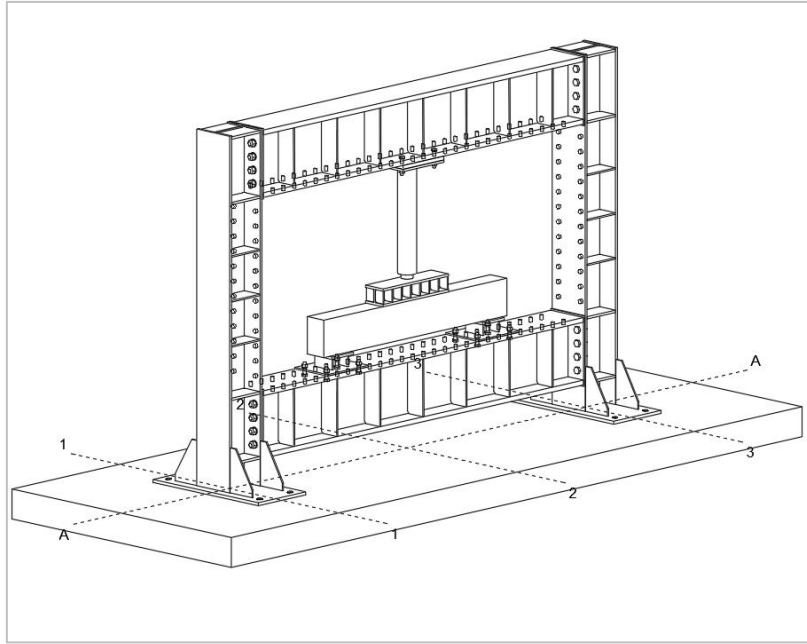


Figura 7: Isométrico marco de reacción (AMCS, 2023)

El marco cuenta con un cilindro hidráulico anclado a la viga superior. Este componente tiene como finalidad aplicar cargas de hasta 50 tonf a una viga de ensayo, la cual se encuentra apoyada sobre la viga inferior del marco. Para asegurar una distribución uniforme de la carga aplicada, se dispone de una vigueta de acero entre el cilindro y la viga de ensayo. Por último, tanto las columnas como las vigas del marco presentan aberturas de anclaje a lo largo de su longitud. Estas permiten fijar el cilindro hidráulico en distintas posiciones del marco, posibilitando la aplicación de diversos estados de carga sobre la viga de ensayo. La Figura 8 muestra la elevación frontal del marco, en la cual se aprecia con mayor detalle los elementos mencionados anteriormente, con sus respectivas dimensiones en milímetros.

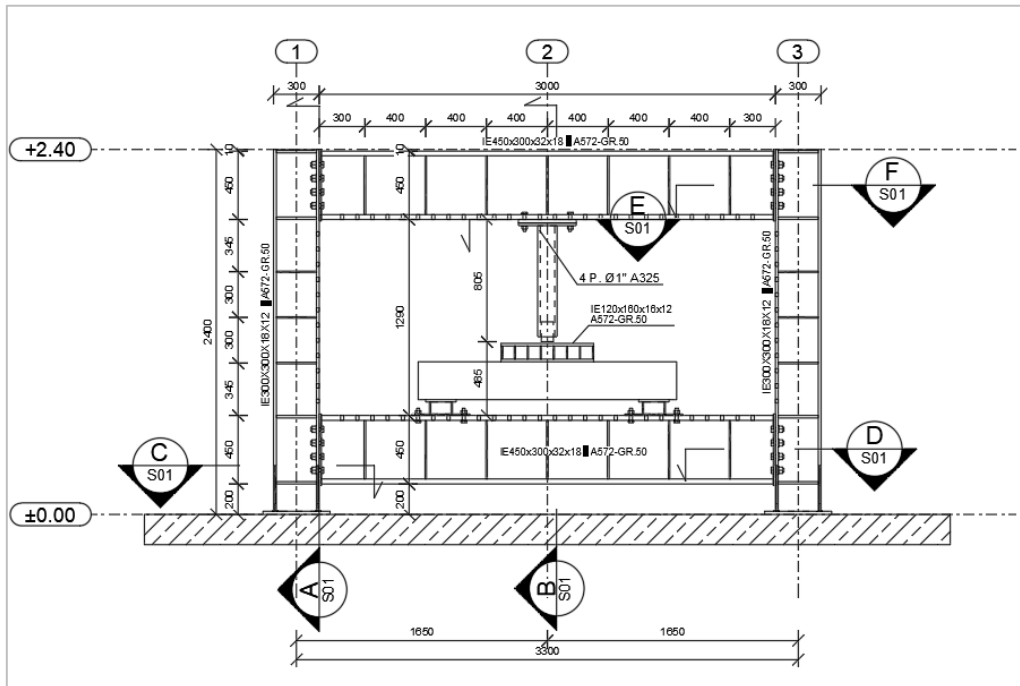


Figura 8: Elevación frontal marco de reacción (AMCS, 2023)

4.2 Resistencia a compresión radier de hormigón presente en laboratorio

Se realizó el ensayo esclerométrico Schmidt con el objetivo de determinar la resistencia a compresión del radier de hormigón presente en el laboratorio de estructuras. Este ensayo se llevó a cabo para analizar la factibilidad de anclar directamente el marco de reacción al radier, considerando que la empresa diseñadora, *Advanced Modular Construction Systems* (AMCS), exige un valor mínimo de resistencia a compresión de 10 MPa para el material de anclaje.

Para la ejecución del ensayo, se definió una grilla de puntos en la zona destinada a la instalación del marco. La Figura 9 presenta la grilla compuesta por cincuenta puntos distribuidos en cinco filas, con una separación de un metro entre cada punto.

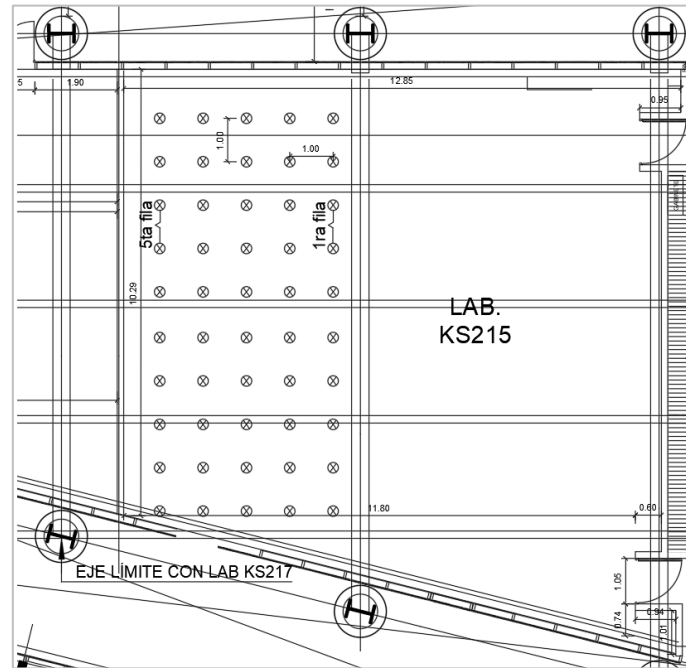


Figura 9: Grilla puntos ensayo Schmidt

Con el fin de obtener una muestra representativa, se realizaron tres mediciones del índice de rebote (R) producido por el impacto del martillo sobre cada punto de la grilla, obteniendo el promedio de este para cada fila de puntos. Estos resultados se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4: Resultados media índice de rebote (R) por fila.

Número fila	Media índice de rebote (R)
1	39,33
2	43,17
3	42,00
4	41,03
5	39,97

Como se puede observar, el índice de rebote (R) presenta una variación mínima entre las filas, evidenciada por una desviación estándar de 1.43, lo que indica que los valores no están muy dispersos. A partir de los promedios obtenidos anteriormente, se obtuvo el índice de rebote general del radier, cuyo valor es de 41.62. Luego, utilizando el ábaco del martillo Schmidt, presentado en el Apéndice A, se determinó el valor mínimo (W_{min}) y máximo (W_{max}) de la resistencia a compresión del radier, a partir del índice de rebote general. Estos valores se obtienen para una holgura de ± 7 MPa con respecto a la medida obtenida.

$$W_{max}(R = 41.62) = 48 + 7 \left[\frac{N}{mm^2} \right] = 55 [Mpa]$$

$$W_{min}(R = 41.62) = 48 - 7 \left[\frac{N}{mm^2} \right] = 41 [Mpa]$$

Posteriormente, los resultados del ensayo Schmidt se compararon con los datos de la exploración técnica del radier (IDIEM, 2021) realizada al momento de construir el edificio K, en el Campus San Joaquín. Esta comparación permitió contrastar los resultados obtenidos mediante diferentes métodos: ensayo de martillo Schmidt y ensayo de compresión de probetas cilíndricas de hormigón de 15 cm de diámetro. La Tabla 5 presentada a continuación, presenta los valores de resistencia compresión de tres probetas cilíndricas, donde la primera se ensaya a los 7 días de vida del hormigón, mientras que las dos restantes, se ensayan a los 28 días. Cada una de las probetas posee la misma sección de ensayo y humedad.

Tabla 5: Resultados ensayo compresión probetas (IDIEM, 2021)

N° probeta	Fecha ensayo	Edad (Días)	Condición Humedad	Sección ensayo (mm2)	Carga Max (kN)	Densidad (kg/m3)	Resistencia (MPa)
1	30-ago-21	7	Húmeda	17.640,00	337	2.380	19,1
2	20-sept-21	28	Húmeda	17.640,00	551	2.390	31,2
3	20-sept-21	28	Húmeda	17.640,00	544	2.420	30,8

Como se puede observar en la tabla anterior, la resistencia a la compresión de la primera probeta es de 19.1 MPa, mientras que la segunda y tercera probeta poseen resistencias de 31.2 y 30.8 MPa respectivamente, lo cual calza, pues, teóricamente se ha logrado demostrar que el hormigón alcanza su resistencia máxima aproximadamente a los 28 días de vida (Alcocer et al., 2008)

Finalmente, se concluye que la resistencia a compresión más desfavorable determinada mediante el ensayo Schmidt (41 MPa) es superior a la resistencia reportada en el informe IDIEM (30.8 MPa). Sin embargo, ambos valores superan el requisito mínimo de 10 MPa exigido por la empresa diseñadora del marco. Por lo tanto, el radier de hormigón presente en el laboratorio, cumple con las especificaciones exigidas para el anclaje del marco directo a este.

4.3 Análisis sísmico: tiempo-historia marco de reacción

Con el fin de analizar de manera más acabada la respuesta estructural del marco de reacción frente a un evento sísmico y evaluar el comportamiento de los pernos anclados al radier del laboratorio, se realizó un análisis tiempo-historia del sistema utilizando SAP2000. Para ello, se empleó el registro de aceleraciones del terremoto de Iquique de 2014, con un paso de tiempo de 0.01 segundos.

Este registro fue ajustado mediante un escalamiento por amplitud, con el objetivo de adaptarlo a las condiciones sísmicas del sitio de emplazamiento del marco. En primer lugar, se obtuvo el espectro de respuesta de aceleraciones asociado al registro, utilizando el método de Newmark lineal en MATLAB, considerando un amortiguamiento del 5%, un rango de periodos entre 0 a 5 segundos y el mismo paso de tiempo del registro. Luego, se obtuvo el espectro de diseño correspondiente al lugar donde se encuentra el laboratorio (comuna de San Joaquín, Región Metropolitana). De acuerdo con la normativa NCh433, esta zona pertenece a la zona sísmica II y se considera un suelo tipo C (NCh433, 2009)

La Figura 10 muestra, en una misma gráfica, el espectro de respuesta de aceleraciones escalado y el espectro de diseño. A partir de ambos, se realizó el escalamiento por amplitud, considerando el periodo fundamental del marco fuera de su plano, determinado mediante SAP2000 con un valor de $T = 0.266$ s. Para este periodo, la aceleración en el espectro de respuesta fue de 11.57 m/s², mientras que en el espectro de diseño es de 7.95 m/s², obteniendo un factor de escala de 0.687.

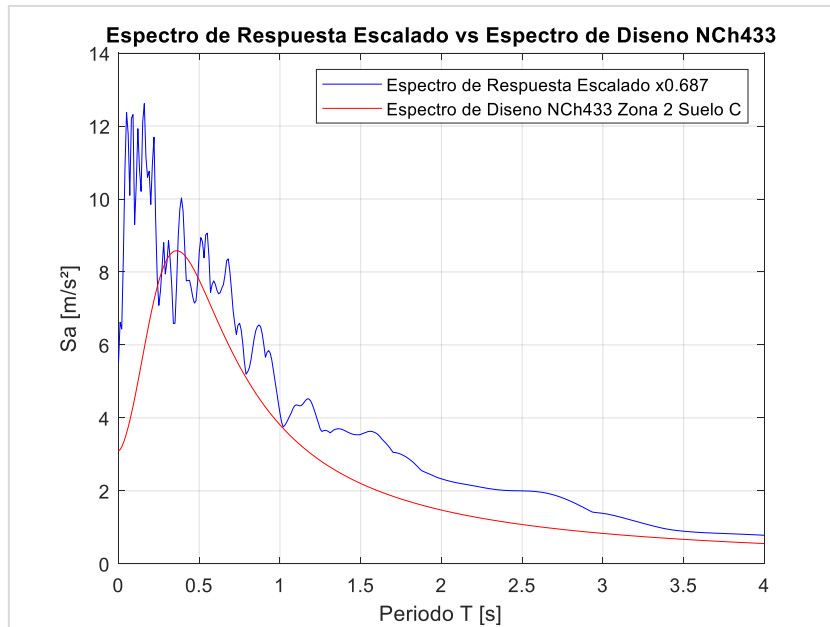


Figura 10: Espectro de respuesta escalado vs Espectro de diseño.

Con el factor de escala determinado, se configuró el modelo del marco en SAP2000 para ejecutar el análisis tiempo-historia. La Figura 11 presenta dicho modelo, compuesto por los elementos principales del marco (vigas, columnas y placa base). Cada placa base cuenta con dos apoyos que restringen desplazamientos en las direcciones X,Y y Z, simulando los pernos de anclaje.

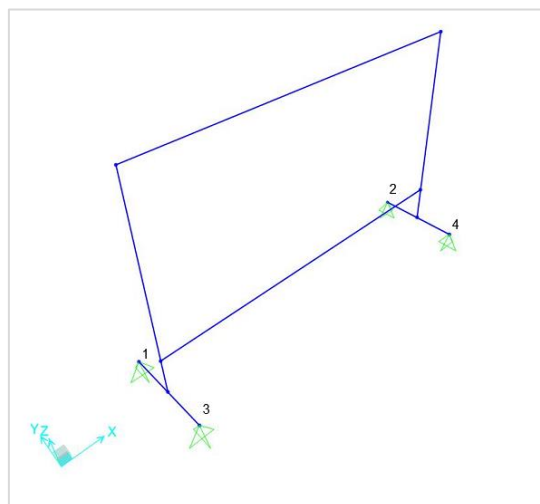


Figura 11: Modelo SAP2000 marco de reacción.

Al modelo se le aplicó el registro sísmico escalado. El registro fue aplicado en la dirección Y del modelo, ya que esta es la dirección más propensa a tener problemas de volcamiento durante un sismo.

Es importante destacar que, este procedimiento tiene como finalidad tener un orden de magnitud de las cargas que debería soportar el anclaje del marco y no constituye un diseño estructural formal, ergo, no se incluyeron factores de mayoración de cargas. Con lo anterior, en el análisis tiempo historia, se consideró la combinación que aplica simultáneamente las cargas del registro sísmico y del peso propio de la estructura, ambas sin mayorar.

Como resultado del análisis, se obtuvo el gráfico de fuerza axial versus tiempo para el apoyo que presentó la mayor fuerza de tracción. La Figura 12 muestra el tiempo-historia del apoyo numero 3 (según Figura 10 anterior) el cual alcanzó una fuerza de tracción máxima de 0.83 tonf (máximo negativo) a los 19.51 segundos del registro.

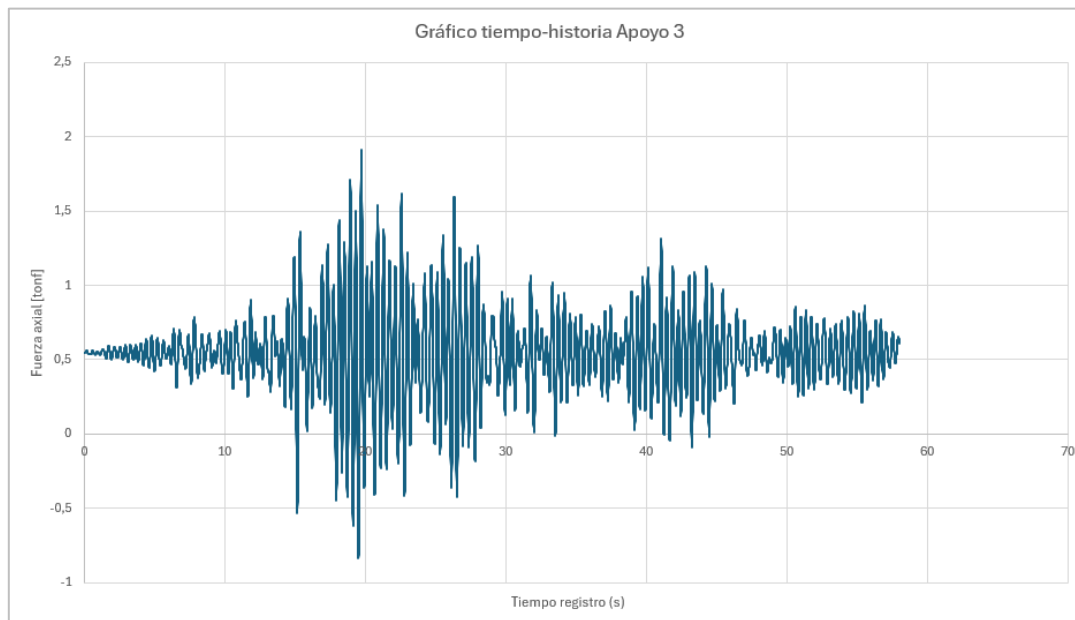


Figura 12: Gráfico tiempo-historia apoyo 3.

Obtenida la fuerza de tracción más desfavorable en los apoyos del marco, se verificó la resistencia del sistema de anclaje conformado por el perno, el adhesivo epóxico y hormigón, en función de dicha fuerza. Como el modelo del marco en SAP2000 contiene dos apoyos por placa base (ver Figura 10 anterior) y cada placa incluye cuatro pernos, la fuerza de tracción máxima obtenida se dividió entre dos, resultando una carga de 0.41 tonf por perno. Con lo anterior, la resistencia del anclaje debe cumplir con la siguiente condición:

$$Carga\ solicitada\ en\ anclaje \leq Carga\ que\ resiste\ el\ anclaje$$

La resistencia del anclaje se evaluó considerando de manera independiente la resistencia del perno químico, del adhesivo epóxico y del cono de arrancamiento del hormigón en tracción.

Por último, es importante destacar que únicamente se calculó un valor de referencia para la resistencia del anclaje, es decir, los cálculos presentados a continuación, no consideran el detalle específico de los elementos de anclaje, como el tipo exacto de perno, el tipo de adhesivo epóxico o la contribución de la placa base al sistema, ya que dichos detalles no se encontraban disponibles al momento de realizar la presente investigación. A continuación, se presenta el cálculo de respectivas resistencias.

Resistencia tracción anclaje: perno químico y epóxico

La resistencia del perno y del epóxico, se obtuvieron a partir del *Manual de Sistemas de Anclajes Químicos y Mecánicos*, utilizando como referencia el sistema de anclaje adhesivo HVA, caracterizado por su alta capacidad de carga en hormigón y beneficioso para realizar pruebas sísmicas (HILTI, 2007). Este sistema está compuesto por dos elementos: el epóxico adhesivo HVU y una varilla roscada estándar HAS. La Tabla 6 presenta la resistencia a tracción permisible de adherencia del epóxico HVU y resistencia a tracción del acero HAS estándar embebidas en hormigón.

Tabla 6: Resistencia permisible de adherencia HVU y resistencia del acero para varillas HAS en hormigón (HILTI, 2007)

Diam. Anclaje	Prof. de Colocación	Cápsula HVU requerida	HVU Resistencia de adherencia a la tracción (lb) ²			HAS Estándar	
			2000 psi concreto	3000 psi concreto	4000 psi concreto	Tracción (lb)	Corte (lb)
3/8"	3-1/2"	3/8 x 3-1/2	939	1054	1169	953	491
1/2"	4-1/4"	1/2 x 4-1/4	1464	1797	2133	1691	872
5/8"	5"	5/8 x 5	1788	2074	2363	2644	1363
3/4"	6-5/8"	3/4 x 6-5/8	27333	3309	3881	3809	1962
7/8"	6-5/8"	7/8 x 6-5/8	3218	3664	4113	5185	2671
1"	8-1/4"	1 x 8-1/4	3292	5092	6047	6770	3489
1-1/4"	12"	1-1/4 x 12	8637	9705	10775	10581	5450

Dado que el marco utiliza pernos de 3/4'' de diámetro (ver Sección 4.1), según la tabla anterior, se requiere una profundidad de empotramiento 6-5/8'' y una capsula adhesiva de 3/4 x 6-5/8. Bajo estas condiciones, la resistencia a tracción del perno (T_p) es de 3809 lb o 1.72 tonf.

Por otra parte, la carga de tracción solicitada en el perno (N), obtenida en el análisis tiempo-historia es de 0.41 tonf. Por lo tanto, mediante la ecuación (16), se verifica que la carga de tracción solicitada en el perno no exceda la resistencia a tracción de este, es decir:

$$N \leq T_p$$

$$0.41 \text{ tonf} \leq 1.72 \text{ tonf} \text{ OK}$$

Por lo tanto, el perno químico de 3/4'' de diámetro que ancla el marco de reacción en el radier de hormigón del laboratorio, resiste adecuadamente la carga de tracción impuesta por una acción sísmica.

Respecto al epóxico, este se encuentra sometido a esfuerzos de corte producto de la tracción ejercida sobre el perno (ver Figura 13). Considerando que la resistencia a compresión del hormigón del radier es de 41 MPa (calculada en la sección 4.2), se utilizó un valor de 4000 psi en la Tabla 6 anterior. Para esta condición la resistencia de adherencia a la tracción del epóxico (T_e) es de 3881 lb o 1.76 tonf.

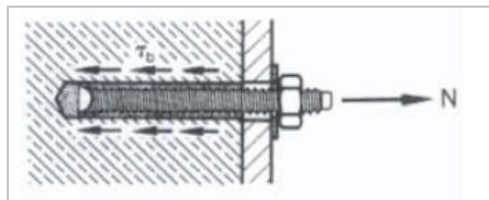


Figura 13: Esfuerzos de corte en epóxico HVU bajo una carga de tracción en el anclaje (HILTI, 2007)

Por lo tanto, mediante la ecuación (17), se verifica que la carga de tracción solicitada en el perno (N), obtenida en el análisis tiempo-historia, es menor que la resistencia de adherencia a la tracción del epóxico (T_e), es decir:

$$N \leq T_e$$

$$0.41 \text{ tonf} \leq 1.76 \text{ tonf} \quad \mathbf{OK}$$

Por lo tanto, el epóxico HVU logra resistir la carga de tracción última impuesta en el anclaje.

Resistencia a tracción del hormigón (cono de arrancamiento)

Finalmente, se evaluó la resistencia del hormigón presente en el radier, mediante el mecanismo de falla por cono de arrancamiento. El análisis se realizó para el caso de un perno aislado, sin considerar la interacción entre los cuatro pernos por placa base, lo que implica un enfoque más desfavorable y conservador.

En primer lugar, mediante la ecuación (20), se obtuvo la resistencia básica al arrancamiento del hormigón en tracción (N_b), considerando los siguientes parámetros: $k_c = 7$ para anclajes postinstalados, $\lambda_a = 1$ para hormigón de peso normal, $f'_c = 41 \text{ MPa}$ como la resistencia a compresión del radier de hormigón, y $h_{ef} = 168.1 \text{ mm}$ como la profundidad efectiva de empotramiento, determinada a partir de la Tabla 6 para un diámetro de perno de 3/4". De esta forma, se obtiene un valor de resistencia básica al arrancamiento del hormigón en tracción igual a:

$$N_b = 10.06 \text{ tonf}$$

Luego, mediante la ecuación (19), se obtiene la resistencia nominal al arrancamiento del hormigón en tracción (N_{cb}), considerando $\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} = 1$, es decir, se asume que el anclaje se encuentra en un área infinita de hormigón. Asimismo, se considera $\psi_{ed,N} = 1$ dado que anclaje no tiene bordes de hormigón cercano, $\psi_{c,N} = 1.4$ para anclajes postinstalados, $\psi_{cp,N} = 1$ por tratarse de un anclaje sin refuerzo suplementario, y $N_b = 10.06 \text{ tonf}$. De esta forma, se obtuvo una resistencia nominal al arrancamiento de:

$$N_{cb} = 14.08 \text{ tonf}$$

Por último, mediante la ecuación (18) se verifica que la resistencia al arrancamiento en tracción del hormigón para un solo anclaje sea mayor o igual a la fuerza mayorada aplicada al anclaje, considerando un factor de minoración de resistencia $\phi = 1$, pues el proceso corresponde a una verificación y no un diseño:

$$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$$

$$10.06 \text{ tonf} \geq 0.41 \text{ tonf} \quad \mathbf{OK}$$

Por lo tanto, dado que las resistencias individuales del perno, del adhesivo epóxico y del hormigón superan la carga de tracción máxima inducida por el sismo, se concluye que el sistema de anclaje resiste adecuadamente la carga sísmica aplicada. Cabe señalar que, al no incorporar la interacción entre los pernos como sistema, la verificación resulta más conservadora, ya que se asumió que la resistencia del hormigón está limitada exclusivamente a la falla de un solo perno, sin considerar la interacción entre los pernos adyacentes.

4.4 Instalación marco de reacción

Las Figuras 14 y 15 presentan imágenes del marco de reacción instalado en el laboratorio de estructuras. Estas permiten visualizar en detalle los distintos componentes que conforman al marco, entre los cuales se destacan las vigas, columnas, uniones y pernos de anclajes. La Figura 13 presenta una vista en elevación frontal del marco completo una vez instalado, mientras que la Figura 14 presenta los detalles de los pernos de anclaje y la conexión viga-columna de este.

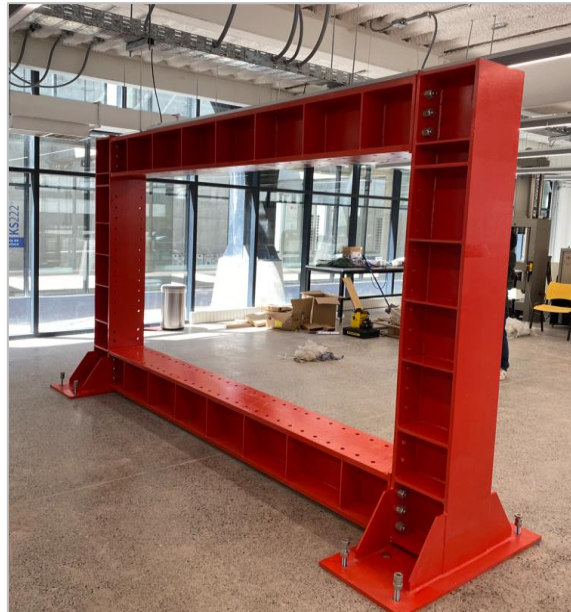


Figura 14: Elevación frontal marco de reacción.

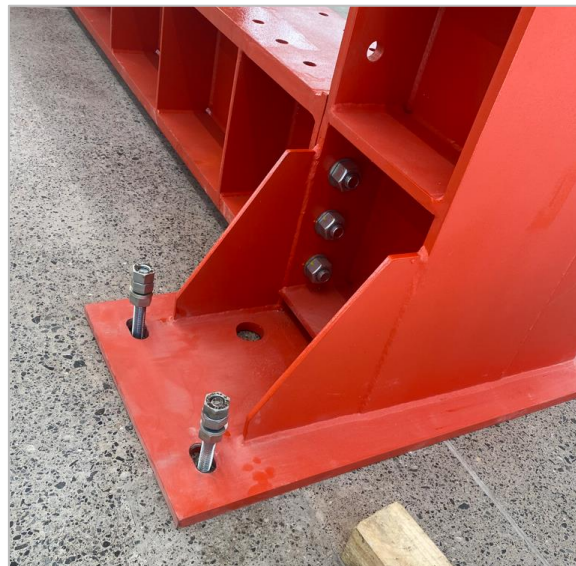


Figura 15: Pernos de anclaje y unión viga-columna.

La Figura 16 presenta una imagen general del laboratorio de estructuras, en la cual se observa la distribución completa de los espacios, incluyendo la ubicación del marco de reacción. Esta imagen permite dimensionar la organización del laboratorio y evaluar la disponibilidad de áreas para futuras instalaciones. Por su parte, la Figura 17 muestra una vista de perfil del marco de reacción, permitiendo apreciar la distancia existente entre este y el límite del laboratorio colindante con la sala de memoristas.

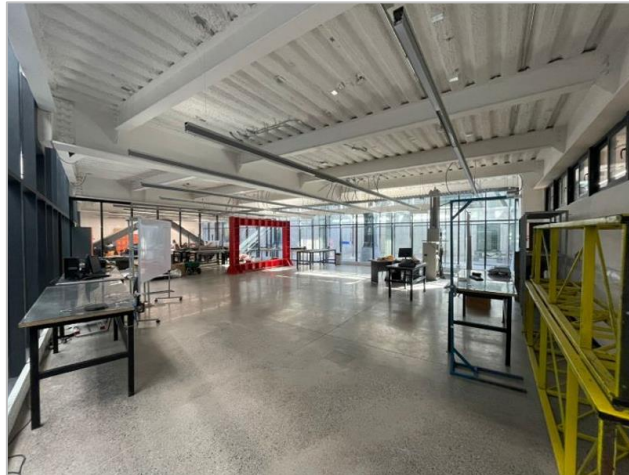


Figura 16: Espacios laboratorio de estructura.

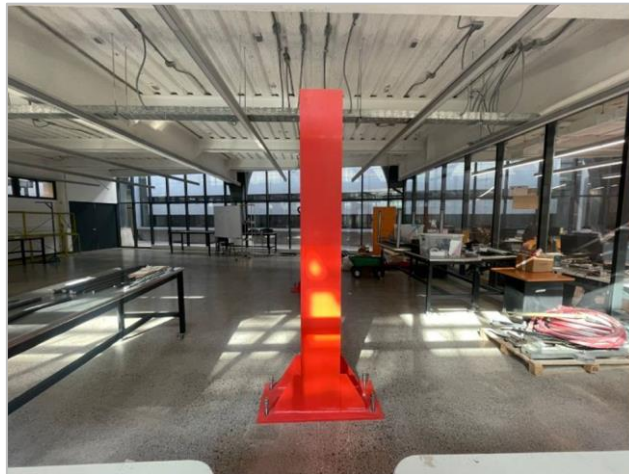


Figura 17: Vista de perfil marco de reacción.

5 Análisis de la posible evolución del sistema de pruebas

La presente sección describe la posible evolución del sistema de pruebas, la cual consiste en la adquisición de tres actuadores servo-hidráulicos. Estos permitirían aplicar cargas en 3 grados de libertad sobre diferentes especímenes tales como muros de hormigón armado, elementos de acero, etc. Para esto, dichos actuadores se anclarían al marco de reacción, generando un sistema de referencia fijo. A continuación, se presentan las características y parámetros generales del nuevo sistema, junto con los posibles casos de carga a considerar.

5.1 Características y parámetros generales del nuevo sistema de pruebas

La evolución del sistema de ensayos significa un nuevo conjunto de cargas. La Figura 18, presenta una imagen referencial que ilustra esta evolución. Esta figura ilustra el sistema de anclaje (*strong wall*) junto con tres actuadores de carga: dos verticales (*vertical actuator*) y uno horizontal (*horizontal actuator*), diseñados para aplicar tanto cargas de tracción como de compresión. Además, se incluye un espécimen de hormigón armado (*specimen*), correspondiente a un muro a escala de 10 cm de espesor y 2.4 m de altura.

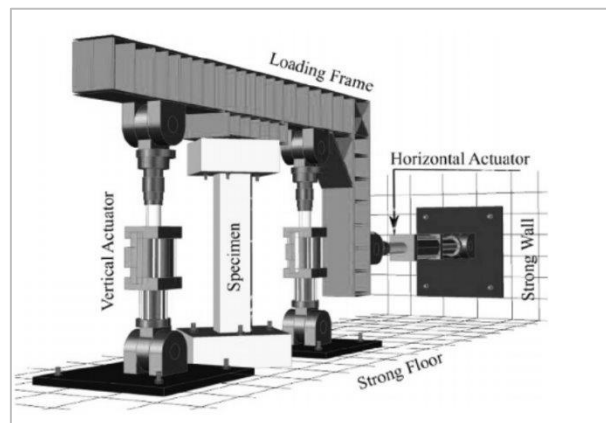


Figura 18: Imagen referencial de la evolución del sistema de pruebas (Li et al., 2013)

Esta configuración tiene como objetivo analizar las propiedades límite del marco de reacción cuando se conecta al espécimen mediante el actuador horizontal, evaluando sus deformaciones ante cargas laterales, así como estudiar el comportamiento frente a cargas flexo-axiales, producidas por los actuadores verticales.

Por un lado, el actuador horizontal es capaz de ejercer cargas de hasta 6.3 toneladas en tracción o compresión, tanto sobre el espécimen como sobre el marco de reacción. Por otro lado, los actuadores verticales pueden generar cargas de hasta 6.3 toneladas en compresión y 3.2 toneladas en tracción, aplicadas mediante una viga de carga (*loading frame*). Con el objetivo de estudiar distintos escenarios de carga sobre el espécimen, se definieron dos configuraciones según la posición de la viga de carga:

1. **Viga de carga perpendicular al eje del espécimen:** Permite analizar el comportamiento del espécimen cuando no se somete a un momento en su base. Para lograrlo, las cargas de los actuadores verticales se aplican en el mismo sentido y magnitud, es decir, ambos en tracción o compresión. La Figura 19 presentada a continuación presenta el caso en análisis mediante un modelo realizado en SAP2000, donde se puede apreciar la viga de carga perpendicular al eje del espécimen.

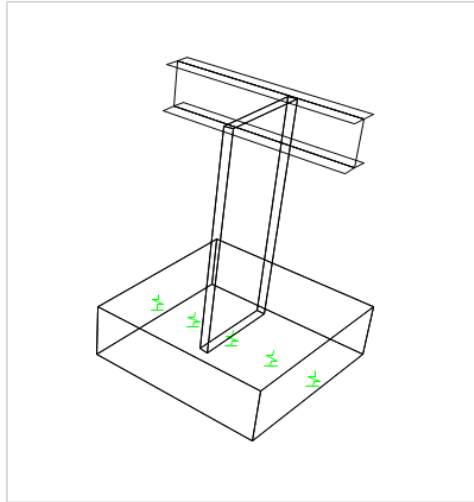


Figura 19: Sistema con viga de carga perpendicular al eje del espécimen.

2. **Viga de carga sobre eje del espécimen:** Permite estudiar el comportamiento del espécimen bajo un momento máximo en su base. En este caso, las cargas de los actuadores verticales se aplican en sentidos opuestos con igual magnitud, es decir, un actuador en tracción y otro en compresión, anulando la carga axial sobre el espécimen y generando un momento máximo en su base. La Figura 20 presenta el caso en análisis, donde se puede apreciar la viga de carga sobre el eje del espécimen.

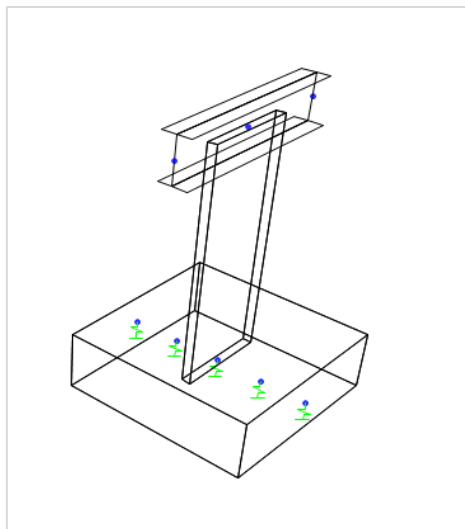


Figura 20: Sistema con viga de carga sobre el eje del espécimen.

Por último, es fundamental el marco, el espécimen y los actuadores verticales estén anclados a una base rígida (*strong floor*). Considerando que el laboratorio de estructuras solo dispone de un radier de hormigón (descrito previamente en la Sección 4.2), se realizó un estudio de factibilidad técnica para diseñar y detallar una zapata de fundación que permita anclar los tres sistemas a la base, garantizando estabilidad y funcionalidad al momento de realizar las pruebas.

6 Diseño, análisis y detallamiento de la fundación tipo zapata

Esta sección llevó a cabo el diseño y análisis de una fundación tipo zapata que permita anclar el sistema de pruebas completo. El proceso incluyó una evaluación iterativa mediante un modelo simplificado del sistema de cargas en SAP2000, compuesto únicamente por elementos tipo *frame*. Este modelo, permitió estimar la altura requerida de la zapata, los esfuerzos máximos que actúan sobre ella y definir los refuerzos longitudinales y transversales según las sollicitaciones obtenidas. Posteriormente, se generó un plano detallado en AutoCAD el cual refleja el diseño realizado.

6.1 Configuración de modelos del sistema de carga en SAP2000

Para el diseño y detallamiento de la fundación, se modelaron en SAP2000 ambos escenarios de prueba: uno con la viga de carga perpendicular al eje del espécimen (Figura 21A y 21B) y otro con la viga de carga alineada al eje del espécimen (Figura 22A y 22B). En las Figuras 21A y 22A se representa la vista general de cada configuración, mientras que las Figuras 21B y 22B muestran una vista extruida de los elementos, donde se aprecia con mayor claridad la posición de la viga de carga respecto al espécimen de hormigón. En ambas configuraciones, es posible identificar la geometría de la zapata, el marco de reacción, el espécimen de hormigón, la ubicación de la viga de carga, el actuador horizontal (A.H) y los actuadores verticales (A.V.1 y A.V.2).

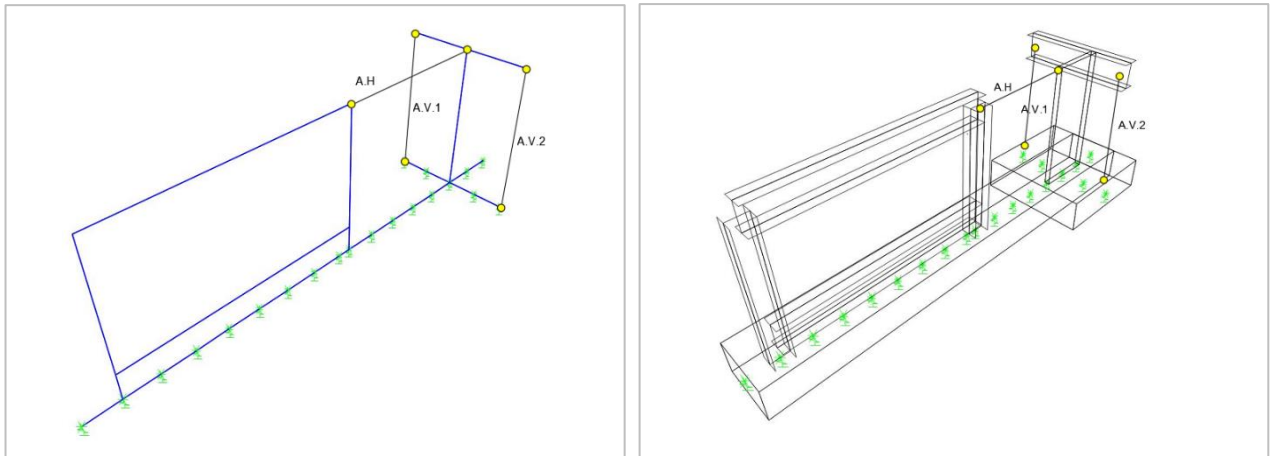


Figura 21: Sistema con viga de carga perpendicular al eje del espécimen: A) Vista normal elementos; B) Vista extruida elementos

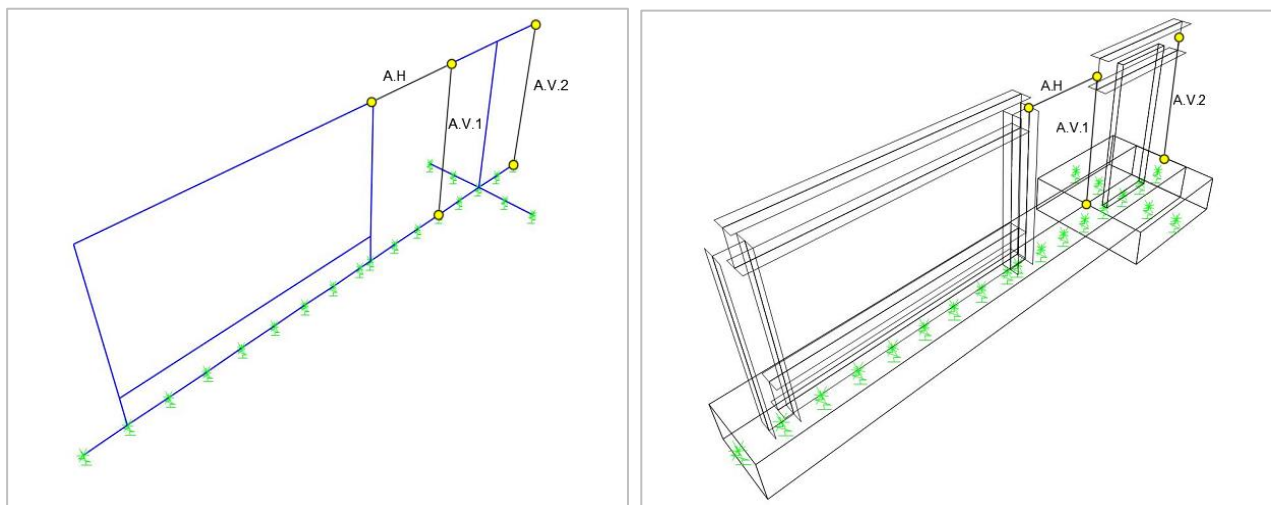


Figura 22: Sistema con viga de carga sobre el eje del espécimen: A) Vista normal elementos; B) Vista extruida elementos

En ambos modelos, la zapata adopta una forma de cruz, compuesta por una viga longitudinal que ancla el marco de reacción y una viga transversal, en forma de bloque, que ancla tanto el espécimen de hormigón como los actuadores verticales. Los actuadores verticales se representaron mediante fuerzas puntuales, indicando su condición de tracción o compresión a través del sentido asignado a dichas fuerzas en el modelo.

Los elementos estructurales (zapata, marco, espécimen y viga de carga) se modelaron mediante elementos tipo *frame*, lo que permitió realizar un predimensionamiento de la zapata, es decir, un proceso de diseño iterativo que permita estimar su altura y refuerzos. No obstante, un análisis más detallado de cada sistema será abordado en la Sección 7. Por ahora, este enfoque permitió obtener la envolvente de esfuerzos (corte y momento) en cada viga de la zapata.

Las dimensiones de los elementos de cada modelo fueron: viga longitudinal V100/60, viga transversal V200/60 y muro/espécimen de hormigón V10/100. Todos los elementos se configuraron con un hormigón de resistencia a la compresión $f'_c = 300$ MPa. El marco de reacción se modeló utilizando los elementos y materiales descritos previamente en la Sección 4.1. En cuanto a la viga de carga, esta se modeló con la misma sección que la viga del marco (IE450x300x32x18), ya que su única función es transmitir las cargas uniformemente hacia espécimen, sin requerir propiedades estructurales específicas.

Por último, ambos modelos cuentan con resortes distribuidos a lo largo de la zapata, los cuales simulan las propiedades del suelo mediante un coeficiente de balasto $k = 250$ kg/m³. Este valor fue asignado sin un estudio de la mecánica de suelos, dado que el objetivo es evitar que el balasto influya significativamente en los esfuerzos internos de la zapata bajo las combinaciones de carga analizadas, realizando un diseño más desfavorable o conservador.

6.2 Estados de carga o combinaciones de los sistemas.

Cada configuración del sistema de prueba contempla distintas combinaciones de carga en los actuadores, las cuales dependen de las restricciones impuestas por la posición de la viga de carga, es decir, si se desea incluir o no un momento en la parte superior del espécimen. A continuación, se presentan las combinaciones de cargas de ambos sistemas:

1. **Viga de carga perpendicular al eje del espécimen:** Ambos actuadores verticales (A.V.1 y A.V.2) aplican cargas en el mismo sentido, ya sea de tracción o compresión. El actuador horizontal (A.H) puede actuar indistintamente en tracción o compresión, dando a lugar las siguientes combinaciones de carga:
 - Combinación 1.1: A.H tracción, A.V.1 tracción y A.V.2 tracción.
 - Combinación 1.2: A.H tracción, A.V.1 compresión y A.V.2 compresión
 - Combinación 1.3: A.H compresión, A.V.1 tracción y A.V.2 tracción
 - Combinación 1.4: A.H compresión, A.V.1 compresión y A.V.2 compresión

2. **Viga de carga sobre eje del espécimen:** Los actuadores verticales pueden actuar en sentidos opuestos, generando un momento en la base del espécimen, mientras que el actuador horizontal puede estar en tracción o compresión. Considerando esto, se tienen las siguientes posibles combinaciones de carga:
 - Combinación 2.1: A.H tracción, A.V.1 tracción y A.V.2 en tracción.
 - Combinación 2.2: A.H tracción, A.V.1 compresión y A.V.2 en compresión.
 - Combinación 2.3: A.H tracción, A.V.1 compresión y A.V.2 tracción.
 - Combinación 2.4: A.H tracción, A.V.1 tracción y A.V.2 compresión.
 - Combinación 2.5: A.H compresión, A.V.1 tracción y A.V.2 tracción.
 - Combinación 2.6: A.H compresión, A.V.1 compresión y A.V.2 compresión.

- Combinación 2.7: A.H compresión, A.V.1 compresión y A.V.2 tracción.
- Combinación 2.8: A.H compresión, A.V.1 tracción y actuador A.V.2 compresión.

6.3 Envoltente de esfuerzos en la zapata

Se determinaron los esfuerzos máximos de momento y corte en la zapata, considerando la combinación de carga más desfavorable para cada sistema. Estos esfuerzos se evaluaron tanto en la viga longitudinal como en la viga transversal, abarcando las combinaciones descritas previamente en la sección 6.2.

Es importante señalar que las envolventes de fuerzas se obtuvieron utilizando un factor de mayoración igual a uno, ya que el sistema de ensayos permite tener un completo control de las cargas aplicadas, lo que no requiere considerar factores de seguridad asociados a la incertidumbre en las sollicitaciones.

Asimismo, es importante mencionar que los esfuerzos máximos considerados en el diseño fueron obtenidos asumiendo que cada actuador ejerce su máxima capacidad de carga, según lo indicado en la sección 5.2. Esta condición representa el escenario más desfavorable, ya que en la práctica se procura trabajar con márgenes de seguridad que mantengan el sistema de pruebas alejado de su capacidad máxima, lo que hace más conservador el diseño propuesto.

Envoltente fuerzas viga longitudinal

La Figura 23 muestra la elevación frontal del sistema de pruebas para el caso en que la viga de carga se encuentra alineada al eje del espécimen. A continuación, las Figuras 24, 25 y 26 presentan respectivamente las envolventes de momento positivo, momento negativo y corte para la viga longitudinal de la zapata.

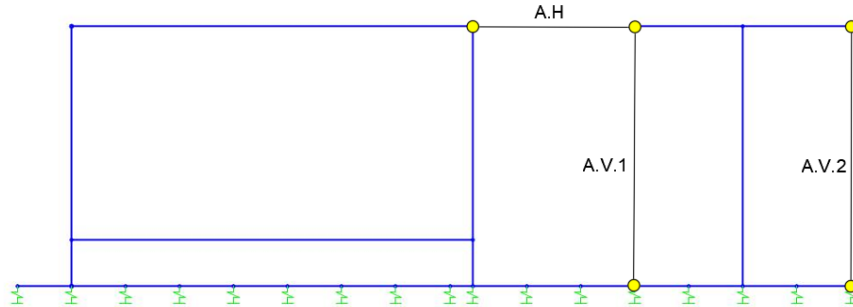


Figura 23: Elevación frontal sistema con viga de carga en el eje del espécimen.

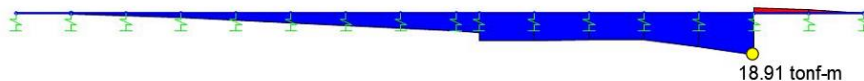


Figura 24: Momento positivo (M3+) viga longitudinal.

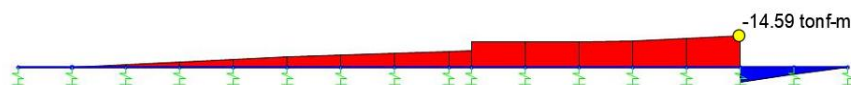


Figura 25: Momento negativo (M3-) viga longitudinal.

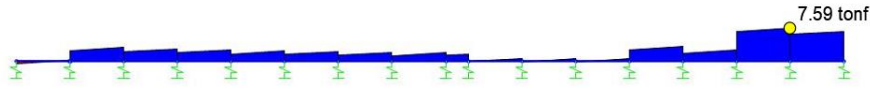


Figura 26: Corte (V2) viga longitudinal.

En las anteriores, se puede apreciar que los mayores esfuerzos en la viga longitudinal ocurren para el caso en que la viga longitudinal se encuentra en el eje del espécimen, ya que los actuadores verticales se anclan a esta. Además, se observa que los esfuerzos máximos se concentran en la base del espécimen. A continuación, la Tabla 7 resume las magnitudes de los esfuerzos máximos identificados, junto con la combinación de carga que los genera, según lo definido en la sección 6.2:

Tabla 7: Envolvente de esfuerzos, viga longitudinal

M3+ (tonf-m) (combinación 2.7)	M3- (tonf-m) (combinación 2.4)	V2 (tonf) (combinación 2.4)
18,91	-14,59	7,59

Envolvente fuerzas viga transversal

La Figura 27 presenta un corte transversal de la zapata en la zona correspondiente a la viga transversal, para el caso en que la viga de carga se encuentra perpendicular al eje del espécimen. A continuación, las Figuras 28, 29 y 30 ilustran las envolventes de momento positivo, momento negativo y corte, respectivamente para la viga transversal:

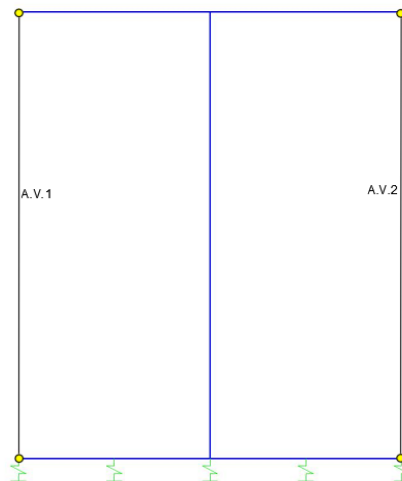


Figura 27: Corte en viga transversal de la zapata, con viga de carga perpendicular al eje del espécimen

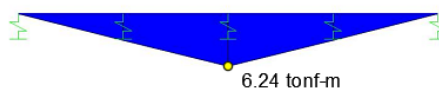


Figura 28: Momento positivo (M3+) viga transversal.

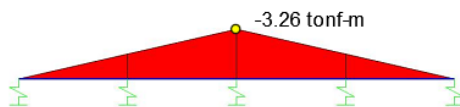


Figura 29: Momento negativo (M3-) viga transversal.

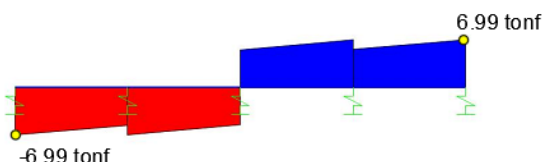


Figura 30: Corte (V2) viga transversal.

Tal como se observa en las anteriores, los mayores esfuerzos en la viga transversal ocurren para el caso en que la viga de carga se encuentra perpendicular al eje del espécimen, ya que los actuadores verticales se anclan a esta. Al igual que en la viga longitudinal, se identifica que las mayores solicitaciones se concentran en la zona donde se encuentra empotrado el espécimen de hormigón. A continuación, la Tabla 8 resume las magnitudes de los esfuerzos máximos identificados:

Tabla 8: Envoltente de esfuerzos, viga transversal

M3+ (tonf-m) (combinación 1.2)	M3- (tonf-m) (combinación 1.3)	V2 (tonf) (combinación 1.2)
6,24	-3,26	6,99

6.4 Diseño a flexión zapata

La presente sección describe el diseño a flexión de la zapata, es decir, el diseño por separado de la viga longitudinal y transversal. El procedimiento consistió en determinar el acero de refuerzo inferior requerido en función del momento positivo máximo (M3+) y el refuerzo superior, en función del momento negativo máximo (M3-).

El diseño se basó en las ecuaciones del Capítulo 9 de la normativa ACI318-19, previamente descritas en la sección 3.1 del Marco Teórico. Además, se adoptó el enfoque de diseño por estados últimos (LRF), considerando las siguientes condiciones:

- Se asumió un control total sobre las cargas externas aplicadas por los actuadores, ergo, el diseño fue realizado con las cargas de servicio, sin aplicar factores de mayoración
- Se utilizó un factor de reducción de resistencia a flexión igual a $\phi = 0.9$, según lo establecido por la normativa ACI 318-19.

Además, el diseño de la zapata se enfocó en mantener su comportamiento dentro del rango lineal elástico, evitando el agrietamiento producto de las fuerzas transmitidas por el marco de reacción, el espécimen y los actuadores. Este criterio es fundamental para preservar la integridad del acero de refuerzo, ya que la fisuración de la zapata podría exponer las barras a la humedad, promoviendo la corrosión y disminuyendo su resistencia.

Con el fin de verificar la condición anterior, una vez definidos los refuerzos superiores e inferiores, se determinó el diagrama momento-curvatura de las secciones de las vigas de la zapata. Este análisis permitió estimar el momento de agrietamiento en función de las dimensiones de la sección, las propiedades del hormigón y del acero de refuerzo propuesto. Dicho valor fue comparado con el

momento solicitante máximo en cada viga, con el propósito de verificar que el diseño a flexión cumple con el criterio de no agrietamiento. A continuación, se describen los parámetros empleados para el diseño a flexión de las vigas de la zapata:

- $f'_c = 300 \text{ MPa}$ (Resistencia a compresión del hormigón)
- $E_{\text{hormigón}} = 261540 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Módulo de elasticidad hormigón)
- $\gamma_{\text{hormigón}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ (Peso específico hormigón)
- A630 – 420H (Acero de refuerzo)
- $E_{\text{acero}} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Módulo de elasticidad acero)
- $b_l = 100 \text{ cm}$ (Ancho viga longitudinal zapata)
- $b_t = 200 \text{ cm}$ (Ancho viga transversal zapata)
- $h = 60 \text{ cm}$ (Altura zapata)
- $\phi = 0.9$ (Factor de reducción LRFD a flexión)

Viga longitudinal

Diseño acero inferior

Mediante la Ecuación (1), se obtuvo la cuantía mínima de refuerzo longitudinal que debe tener la sección, junto con la propuesta de refuerzo mínimo:

$$\rho_{\min} = 20.00 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 22 = 22.81 \text{ cm}^2$$

Luego, el momento último positivo en la dirección M3 según la Tabla 7 es:

$$M_u(+) = 18.94 \text{ tonf} - m$$

Aplicando la Ecuación (2), se determina el área de refuerzo requerida para el momento solicitante:

$$A_{sreq} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Como el área requerida es menor a la mínima, se adoptó la armadura mínima de 6 ϕ 22. Con ello, el momento nominal de la sección, obtenido mediante las Ecuaciones (4) y (5) es:

$$M_n = 50.89 \text{ tonf} - m$$

Finalmente, se verificó el diseño de los refuerzos inferiores mediante la Ecuación (6), utilizando un factor de minoración de resistencia a flexión $\phi = 0.9$.

$$M_u(+) \leq \phi M_n$$

$$18.94 \text{ tonf} - m \leq 45.80 \text{ tonf} - m \text{ OK}$$

Diseño acero superior

Para el diseño del acero superior, se tiene que el momento máximo negativo en la dirección M3 según la Tabla 7 es:

$$M_u(-) = 14.59 \text{ tonf} - m$$

Siguiendo el mismo proceso de diseño anterior, se tiene que, para el momento anterior, la sección requiere del refuerzo mínimo, es decir 6 ϕ 22, obteniendo la siguiente expresión de diseño para el refuerzo superior propuesto:

$$M_u(-) \leq \phi M_n$$

$$14.56 \text{ tonf} - m \leq 45.80 \text{ tonf} - m \text{ OK}$$

Por lo tanto, el diseño a flexión de la viga longitudinal de la zapata quedó determinado por refuerzos 6Ø22 superiores e inferiores. Cabe destacar que, en ambos casos, el momento último de la sección posee un margen considerable respecto al momento nominal. Este margen es aceptado, ya que el objetivo del diseño no fue optimizar el acero de refuerzo, sino que asegurar que la zapata no sufra agrietamientos.

Gráfico momento-curvatura

Una vez determinados los refuerzos longitudinales de la viga, se obtuvo el gráfico momento-curvatura de la sección, el cual depende de las propiedades del hormigón, del acero de refuerzo y de las dimensiones de la viga. Dado que el principal interés radicó en evaluar el momento de agrietamiento, el gráfico se obtuvo mediante expresiones simplificadas, utilizando áreas equivalentes de hormigón a través de la transformación del área de acero. Estas permitieron identificar únicamente los puntos críticos de la curva, presentados y descritos a continuación:

- Pre agrietamiento (P1 en Figura 31):

La sección se encuentra completamente en el rango lineal elástico, con una inercia bruta I_g , resistencia a la tracción del hormigón f_{ct} , una distancia al eje neutro hacia fibra de hormigón traccionada y_t y un módulo de elasticidad del hormigón E_c . Con los parámetros anteriores, es posible obtener tanto el momento como la curvatura de agrietamiento de la sección, los cuales presentan los siguientes valores:

$$M_{cr} = \frac{f_{ct} I_g}{y_t} = 23.10 \text{ tonf} - m; \quad \phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_g} = 0.0004 \frac{1}{m}$$

- Post agrietamiento (P2 en Figura 31):

Corresponde a la meseta que se forma en el gráfico una vez la sección se agrieta. En esta etapa, la sección presenta una inercia agrietada I_{cr} y un momento post agrietamiento igual al de agrietamiento, sin embargo, su curvatura aumenta en función de la inercia agrietada:

$$M_{post} = M_{cr} = 23.10 \text{ tonf} - m; \quad \phi_{post} = \frac{M_{cr}}{E_c I_{cr}} = 0.002 \frac{1}{m}$$

- Fin del rango lineal (P3 en Figura 31):

Se obtuvo resolviendo ecuaciones de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas (hormigón comprimido, acero traccionado y acero comprimido), resultando el siguiente momento y curvatura:

$$M_{limite} = 53.06 \text{ tonf} - m; \quad \phi_{limite} = 0.005 \frac{1}{m}$$

- Rango no lineal (curva naranja en Figura 31):

Se obtuvieron 7 puntos que representan el rango no lineal. Estos se calcularon mediante un equilibrio de fuerzas asumiendo que los esfuerzos en la sección se distribuyen mediante el método de bloque equivalente. Con lo anterior, se obtiene el siguiente momento y curvatura última de la sección:

$$M_{último} = 51.11 \text{ tonf} - m; \quad \phi_{último} = 0.063 \frac{1}{m}$$

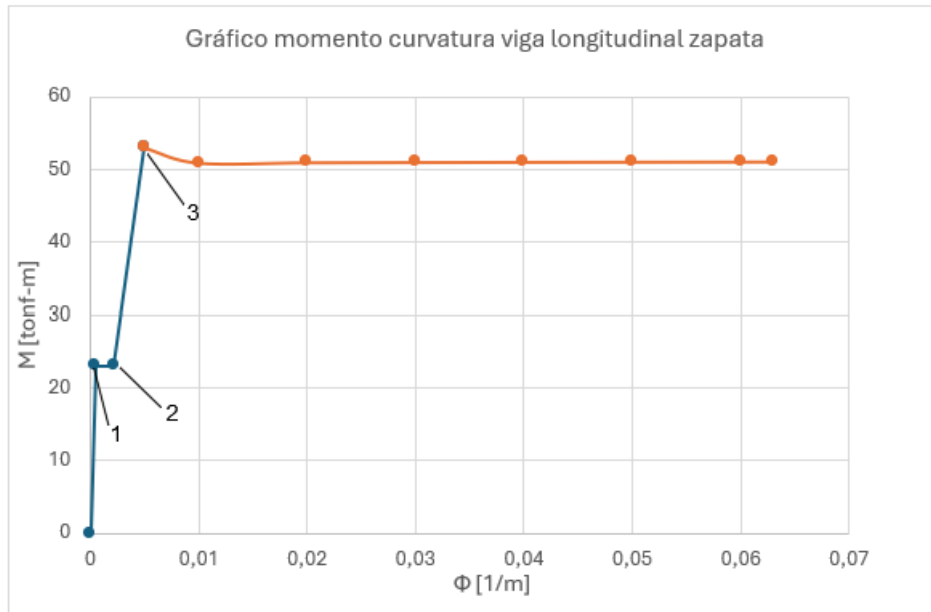


Figura 31: Curva momento-curvatura viga longitudinal zapata.

Finalmente, al comparar el momento máximo presente en la viga longitudinal, con el momento de agrietamiento de la sección, se tiene que:

$$M_u \leq M_{cr}$$

$$18.94 \text{ tonf} - m \leq 23.10 \text{ tonf} - m \text{ OK}$$

Por lo tanto, la viga longitudinal, con 60 cm de alto, 100 cm de ancho, hormigón G30 y refuerzo 6Ø22 superior e inferior, no experimenta agrietamientos bajo la condición de carga más desfavorable del sistema de pruebas. A continuación, la Tabla 9, presenta un resumen del diseño a flexión de la viga longitudinal:

Tabla 9: Resumen diseño flexión viga longitudinal

Mu (+)	18,94	Tonf-m
Mu (-)	14,56	Tonf-m
Refuerzo Inf	6Ø22	-
Refuerzo Sup	6Ø22	-
Mcr	23,10	Tonf-m
Mcr ≥ Mu	OK	-

Viga transversal

La viga transversal de la zapata posee una geometría en forma de bloque, con dimensiones V200/60. Es por esto que, para su diseño a flexión, se consideraron los esfuerzos producidos en ambas direcciones principales, correspondiente a los momentos M_2 y M_3 , tal como se presenta en la Figura 32. Esto se traduce en el diseño de una malla de refuerzo superior e inferior en ambas direcciones de la viga.

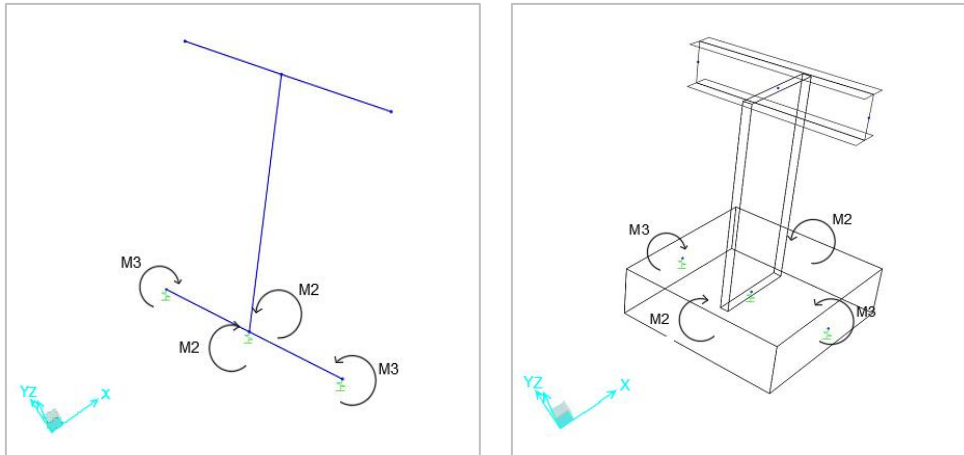


Figura 32: Direcciones de momentos en viga transversal:

A) Vista normal elementos; B) Vista extruida de elementos

Cabe destacar que los esfuerzos fueron obtenidos a partir de un modelo en SAP2000 compuesto únicamente por elementos tipo *frame*. Lo que implica que los momentos entregados corresponden únicamente a la dirección principal del elemento modelado, es decir, M_3 (ver Figura 32)

Dado lo anterior, el momento M_2 de la viga transversal fue estimado a partir del momento máximo registrado en la viga longitudinal en su dirección principal M_3 . Esta aproximación se justifica ya que, de alguna forma, la viga transversal actúa como un empotramiento de la viga longitudinal (Ver Figura 33), compartiendo los esfuerzos en dicha dirección.

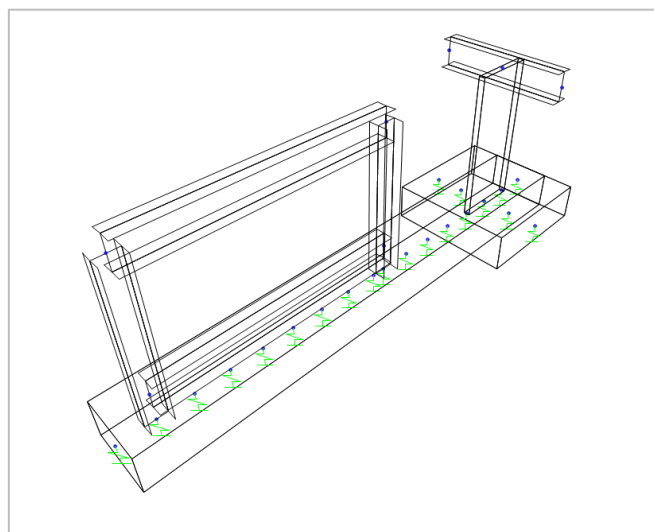


Figura 33: Empotramiento de viga longitudinal en viga transversal.

Diseño malla inferior

Para el diseño de la malla inferior de la viga transversal, se consideraron los siguientes criterios:

- El momento de diseño en la dirección X (momento M2) corresponde al momento máximo positivo de la viga longitudinal en la dirección M3.
- El momento de diseño en la dirección Y (momento M3), corresponde al momento máximo positivo de la propia viga transversal.
- Con el objetivo de homogenizar el refuerzo en toda la zapata, se utilizó el mismo diámetro de barra definido para la viga longitudinal en el diseño de la viga transversal, es decir $\emptyset 22$.

Mediante la ecuación (1), se obtuvo la cuantía mínima de refuerzo que debe tener la sección, junto con la propuesta de refuerzo mínimo:

$$\rho_{\min} = 40.00 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\emptyset 22 + 6\emptyset 22 = 42.44 \text{ cm}^2$$

En esta configuración, los primeros $6\emptyset 22$ corresponden al refuerzo ya dispuesto en la viga longitudinal, y los segundos $6\emptyset 22$ se agregan para cumplir la cuantía mínima exigida para la viga transversal.

Dirección X (M2)

El momento de diseño considerado corresponde al máximo positivo de la viga longitudinal en la dirección M3 (ver Tabla 7):

$$M_u X(+) = 18.94 \text{ tonf-m}$$

Aplicando la ecuación (2), se obtuvo el área de refuerzo requerida para el momento solicitante:

$$A_{sreq} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Dado que el área requerida es menor a la mínima, se utilizó la armadura mínima propuesta de $6\emptyset 22 + 6\emptyset 22$. Con ello, el momento nominal de la sección, obtenido mediante las ecuaciones (4) y (5) es:

$$M_n = 101.76 \text{ tonf} - m$$

Finalmente, mediante la ecuación (6) se verificó el diseño considerando un factor de minoración de resistencia $\emptyset = 0.9$

$$M_u X(+) \leq \emptyset M_n$$

$$18.94 \text{ tonf} - m \leq 91.59 \text{ tonf} - m \text{ OK}$$

Dirección Y (M3)

En esta dirección, el momento de diseño corresponde al momento máximo positivo de la propia viga transversal (Ver Tabla 8):

$$M_u Y(+) = 6.24 \text{ tonf-m.}$$

Se utilizó un refuerzo de $11\emptyset 22$, con un área total de:

$$A_s = 41.81 \text{ cm}^2 \geq \rho_{\min}$$

Obteniendo la siguiente verificación de diseño:

$$M_u Y(+) \leq \emptyset M_n$$

$$6.24 \text{ tonf} - m \leq 91.59 \text{ tonf} - m \text{ OK}$$

Por lo tanto, la viga transversal cuenta con una malla de refuerzo inferior compuesta por:

- $6\emptyset 22 + 6\emptyset 22$ en la dirección X (M2)
- $11\emptyset 22$ en la dirección Y (M3)

Diseño malla superior

Para el diseño de la malla superior de la viga transversal, se consideraron los siguientes criterios:

- El momento de diseño en la dirección X (momento M2) corresponde al momento máximo negativo de la viga longitudinal en la dirección M3.
- El momento de diseño en la dirección Y (momento M3), corresponde al momento máximo negativo de la propia viga transversal.
- Con el objetivo de homogenizar el refuerzo en toda la zapata, se utilizó el mismo diámetro de barra definido para la viga longitudinal en el diseño de la viga transversal, es decir $\emptyset 22$.

Dado que las dimensiones de la viga se mantienen constantes en ambas direcciones, la cuantía mínima de refuerzo sigue siendo la misma que en el caso de la malla inferior, es decir:

$$\rho_{\min} = 40.00 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\emptyset 22 + 6\emptyset 22 = 42.44 \text{ cm}^2$$

Dirección X (M2)

El momento de diseño en esta dirección, corresponde al máximo negativo de la viga longitudinal en la dirección M3 (ver Tabla 7):

$$M_u X(-) = -14.59 \text{ tonf-m}$$

Siguiendo el mismo procedimiento de diseño anterior, se verificó el uso de una malla superior compuesta por $6\emptyset 22 + 6\emptyset 22$ para la dirección en análisis. Por lo tanto, el diseño cumple con la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} M_u X(-) &\leq \emptyset M_n \\ -14.59 \text{ tonf} - m &\leq 91.59 \text{ tonf} - m \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

Dirección Y (M3)

En este caso, el momento de diseño corresponde al momento negativo máximo en la propia viga transversal (ver Tabla 8):

$$M_u Y(-) = -3.26 \text{ tonf-m}$$

Al igual que en el diseño de la malla inferior, se verifica la propuesta de refuerzo de $11\emptyset 22$, cumpliendo el diseño de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} M_u Y(-) &\leq \emptyset M_n \\ -3.26 \text{ tonf} - m &\leq 91.59 \text{ tonf} - m \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

Por lo tanto, la viga transversal de la zapata queda diseñada con una malla de refuerzo superior idéntica a la inferior, con la siguiente disposición de refuerzos

- $6\emptyset 22 + 6\emptyset 22$ en la dirección X (M2)
- $11\emptyset 22$ en la dirección Y (M3)

Al igual que en análisis de la viga longitudinal, se obtuvo el gráfico de momento-curvatura de la viga transversal. Este se discretizó en dos direcciones Eje X y Eje Y, en función de los refuerzos propuestos, propiedades del hormigón y dimensiones de la viga.

Gráfico momento-curvatura eje X

La Figura 34, presenta el gráfico momento-curvatura de la viga transversal en la dirección X, considerando refuerzos superiores e inferiores iguales a $6\phi 22 + 6\phi 22$. Con el objetivo optimizar la presentación de resultados, se presenta directamente el punto más relevante del diagrama: el momento de agrietamiento (punto 1 en Figura 34). Cabe señalar que los puntos críticos restantes, fueron obtenidos mediante el mismo procedimiento desarrollado para la viga longitudinal.

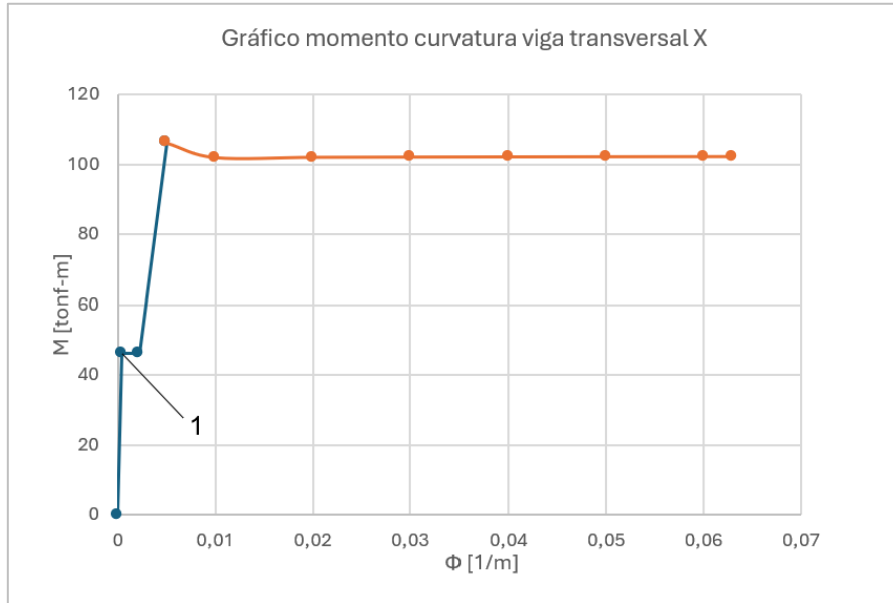


Figura 34: Curva momento-curvatura viga transversal zapata, dirección X.

En el anterior, se observa que el momento de agrietamiento es:

$$M_{cr} X = 46.20 \text{ tonf} - m$$

El anterior se comparó con el momento máximo presente en la viga para esta dirección:

$$M_u X = 18.91 \text{ tonf} - m$$

Cumpliendo la siguiente condición de agrietamiento:

$$M_u X \leq M_{cr} X$$

$$18.91 \text{ tonf} - m \leq 46.20 \text{ tonf} - m \text{ OK}$$

Por lo tanto, la viga transversal en la dirección X, con dimensiones de 200 cm de ancho y 60 cm de alto, hormigón G30 y con un refuerzo $6\phi 22 + 6\phi 22$ superior e inferior, no presenta agrietamiento bajo la condición de carga más desfavorable del sistema de pruebas.

Gráfico momento-curvatura eje Y

A continuación, la Figura 35 presenta el gráfico momento-curvatura correspondiente a la dirección Y de la viga transversal, considerando refuerzos superiores e inferiores 11Ø22

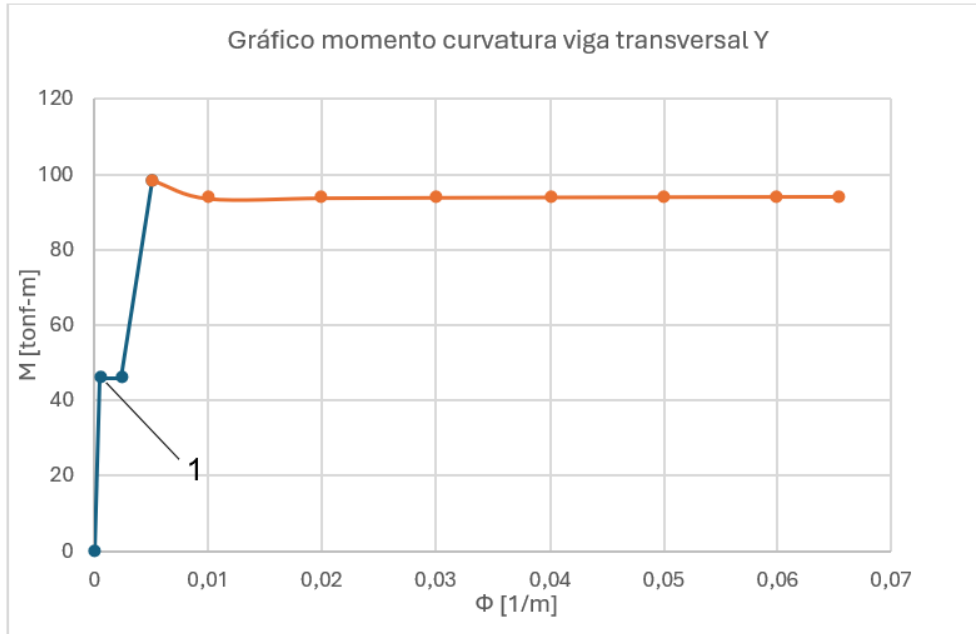


Figura 35: Curva momento-curvatura viga transversal zapata, dirección Y.

En el anterior, se observa que el momento de agrietamiento de la sección (Punto P1) es:

$$M_{cr Y} = 45.81 \text{ tonf} - m$$

El momento máximo presente en la viga para esta dirección:

$$M_u Y = 6.24 \text{ tonf} - m$$

Cumpliendo la siguiente condición de agrietamiento:

$$M_u Y \leq M_{cr Y}$$

$$6.24 \text{ tonf} - m \leq 45.81 \text{ tonf} - m \text{ OK}$$

Por lo tanto, la viga transversal, en la dirección Y con un refuerzo 11Ø22 superior e inferior, no experimenta agrietamientos bajo la condición de carga más desfavorable del sistema. A continuación, la Tabla 10 presenta un resumen del diseño a flexión de la viga transversal:

Tabla 10: Resumen diseño flexión viga transversal.

Mu X (+)	18,94	Tonf-m
Mu Y (+)	6,24	Tonf-m
Refuerzo inferior X	6Ø22+6Ø22	-
Refuerzo inferior Y	11Ø22	-
Mu X (-)	14,59	Tonf-m
Mu Y (-)	3,26	Tonf-m
Refuerzo superior X	6Ø22+6Ø22	-
Refuerzo superior Y	11Ø22	-
Mcr X	46,20	Tonf-m
Mcr Y	45,81	Tonf-m
Mcr X ≥ Mu X	OK	-
Mcr Y ≥ Mu Y	OK	-

6.5 Diseño a corte zapata

La presente sección describe el diseño a corte de la zapata. Al igual que en el diseño a flexión, este fue abordado discretizando por separado las vigas longitudinal y transversal. Este proceso tuvo como objetivo determinar los estribos necesarios en cada viga de modo de resistir la demanda de corte (V_2).

El diseño se fundamentó en las ecuaciones establecidas en el Capítulo 9 del ACI318-19, el cual presenta diferentes expresiones para el diseño a corte de vigas, previamente descritas en la Sección 3.3 del Marco Teórico. Al igual que en el caso del diseño a flexión, se utilizó el método de diseño por estados últimos (LRFD), bajo las siguientes condiciones:

- Se asumió un control total sobre las cargas externas aplicadas por los actuadores, ergo, el diseño fue realizado con las cargas de servicio, sin aplicar factores de mayoración
- Se utilizó un factor de reducción de resistencia a corte igual a $\phi = 0.75$, según lo establecido por la normativa ACI 318-19.

Viga longitudinal

Mediante la ecuación (9), se calculó el aporte del hormigón a la resistencia al corte de la viga longitudinal:

$$V_c = 50.49 \text{ tonf}$$

Luego, el corte último de la sección según la Tabla 7 es:

$$V_u = 7.59 \text{ tonf}$$

Mediante la ecuación (10), se obtuvo la resistencia al corte requerida de la sección (V_{sreq}), considerando el aporte al corte del hormigón y un factor de reducción de resistencia $\phi = 0.75$:

$$V_{sreq} = -40.40 \text{ tonf}$$

Dado que la resistencia al corte requerida de la sección es negativa, quiere decir que la sección no requiere de armadura transversal, es decir, el hormigón resiste por sí solo el esfuerzo de corte presente. Sin embargo, se propone armadura mínima mediante la ecuación (11):

$$\frac{A_{vmin}}{s} = 0.083 \frac{cm^2}{cm} \rightarrow E\phi 12@20 = 0.113 \frac{cm^2}{cm}$$

Por lo tanto, estribos $\emptyset 12$ espaciados cada 20 cm, son capaces de cubrir el área mínima por centímetro cuadrado requerida en la viga. Mediante la ecuación (12) se verificó que la resistencia de estos estribos (V_s) no excediera la máxima admisible (V_{sMAX}), dada por la ecuación (13):

$$V_s = 26.13 \text{ tonf} \leq V_{sMAX} = 209.58 \text{ tonf}$$

Mediante la ecuación (14), se obtiene la resistencia nominal de la sección, considerando el aporte del hormigón y el acero:

$$V_n = 76.61 \text{ tonf}$$

Finalmente, mediante la ecuación (15), se verifica considerando el factor de reducción de resistencia al corte $\phi = 0.75$:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$7.92 \text{ tonf} \leq 57.46 \text{ tonf} \text{ OK}$$

Por lo tanto, aunque la viga longitudinal no requiere de armadura transversal, los estribos $E\emptyset 12@20$ propuestos, cumplen tanto con la armadura mínima exigida como con los requisitos de diseño estructural

Verificación flexión en el eje débil de la viga longitudinal

Una vez determinados los refuerzos transversales, se verificó la capacidad de estos para resistir la flexión en el eje débil de la viga, debido a la carga aplicada por los actuadores verticales. Esta situación se presenta cuando la viga de carga se encuentra en el eje del espécimen (ver Figura 36).

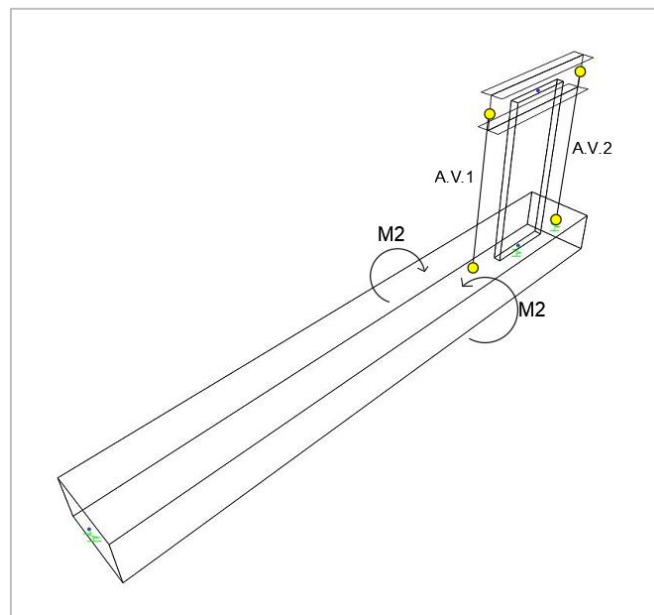


Figura 36: Dirección de momentos en viga longitudinal producto de actuadores verticales.

Dado que SAP2000 entrega resultados para el momento principal (M3), el momento en el eje débil (M2) fue estimado utilizando el método de la viga en voladizo, descrito en la sección 3.2 del Marco Teórico.

A partir del modelo, se identificó la fuerza máxima en los resortes de apoyo:

$$P = 1.08 \text{ tonf}$$

Teniendo en consideración que la viga posee un ancho de 100 cm y sus resortes están espaciados a una distancia de 50 cm, mediante la ecuación (7), se determinó la presión máxima del suelo sobre la viga:

$$\sigma_{max} = 4.32 \frac{tonf}{m^2}$$

Luego, utilizando la ecuación (8), se determinó el momento en el eje débil de la viga (M_2), en función de la presión máxima del suelo obtenida anteriormente:

$$M_{apoyo} = M_2 = 0.54 \text{ tonf} - m$$

Obtenido el momento en la dirección débil de la viga, se verificó si los estribos $E\emptyset 12@20$ propuestos son capaces de resistir dicho momento. Se tiene que, por metro lineal, estos estribos presentan 5 barras de diámetro $\emptyset 12$, por lo que el momento nominal de la sección en función de los anteriores se obtiene mediante la ecuación (4):

$$M_n = 12.94 \text{ tonf} - m$$

Finalmente se verifica el diseño a flexión mediante la ecuación (6), teniendo en consideración el momento en el eje débil de la viga (M_2) y considerando un factor de minoración de resistencia a flexión $\emptyset = 0.9$:

$$M_2 \leq \emptyset M_n$$

$$0.54 \text{ tonf} - m \leq 11.65 \text{ tonf} - m \quad \mathbf{OK}$$

Por lo tanto, los refuerzos transversales $E\emptyset 12@20$ propuestos para la viga longitudinal no solamente cumplen con las exigencias mínimas para el diseño al corte de la misma, sino que también poseen la capacidad suficiente de resistir la flexión en el eje débil de la viga, asegurando que la viga se comporte adecuadamente cuando los actuadores verticales se anclan en esta.

Viga transversal

Dado que la viga transversal posee un ancho de 200 cm y una altura de 60 cm, mediante la ecuación (9) se obtuvo el aporte del hormigón para resistir la demanda al corte:

$$V_c = 100.98 \text{ tonf}$$

Luego, el corte último de la sección según la Tabla 8 es:

$$V_u = 6.99 \text{ tonf}$$

Considerando las dimensiones de la sección, las cuales dificultan la disposición de estribos y dado que el valor del aporte del hormigón para resistir la demanda de corte (V_c) es elevado en comparación a la demanda misma (V_u), se optó por no disponer de refuerzo transversal en esta viga.

Con lo anterior, se procede a verificar si la resistencia nominal al corte de la sección (V_n) considerando únicamente el aporte del hormigón cumple con la ecuación de diseño:

$$V_n = V_c = 100.98 \text{ tonf}$$

$$V_u \leq \emptyset V_n$$

$$7.92 \text{ tonf} \leq 75.735 \text{ tonf} \quad \mathbf{OK}$$

Por lo tanto, se concluye que el hormigón por sí solo es capaz de resistir la demanda al corte en la viga analizada. Cabe mencionar que, a diferencia de la viga longitudinal, no se consideró necesario verificar la flexión en el eje débil de la viga transversal. Esto se debe a que el diseño a flexión de esta última ya contempló la disposición de mallas de refuerzo superior e inferior en ambas direcciones (M_2 y M_3), las cuales son suficientes para resistir los momentos actuantes.

6.6 Detalle zapata

Finalmente, se presentan diferentes imágenes correspondientes a los planos de detalle de la zapata, en los cuales se ilustran los refuerzos longitudinales y transversales diseñados. La Figura 37, muestra la vista en planta de la zapata, en la cual se pueden identificar las dimensiones de ambas vigas, así como la distribución de los refuerzos.

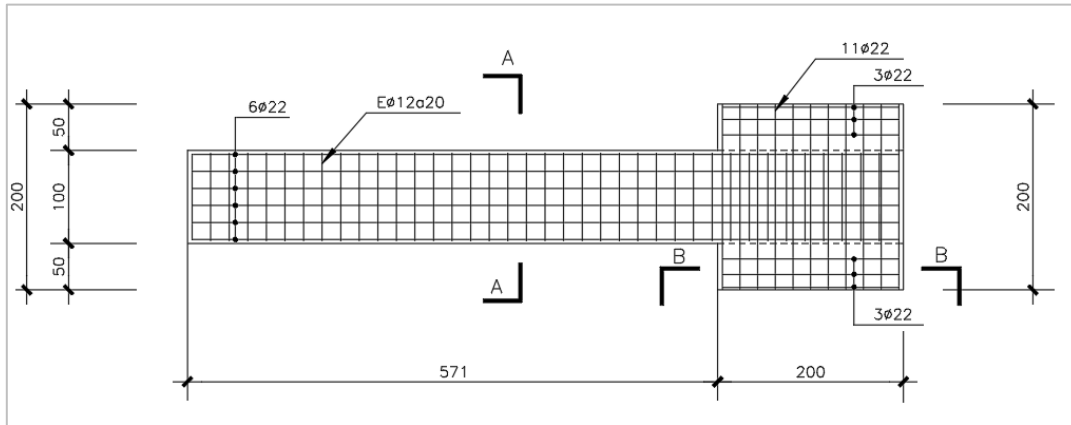


Figura 37: Detallamiento en planta zapata, ESC: 1:50.

Luego, la Figura 38 presentan el corte A-A de la zapata, el cual corresponde a una sección transversal de la viga longitudinal. En esta, se aprecian los refuerzos a flexión y corte. Por un lado, las barras longitudinales Ø22 se disponen a una distancia de 4 cm desde el borde de la sección con el fin de que el micro agrietamiento producido por el fraguado del hormigón no afecte el acero de refuerzo, con una separación entre ellas de 15 cm. Por otro lado, se presenta el refuerzo transversal, correspondiente a estribos EØ12@20.

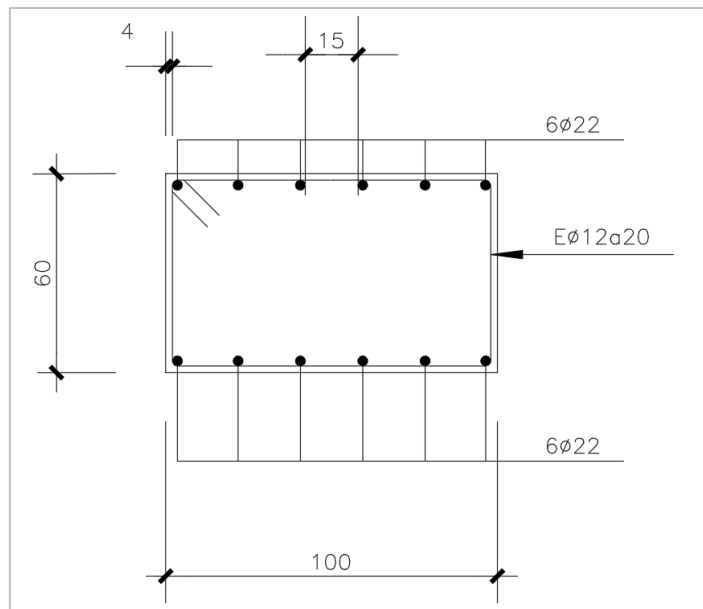


Figura 38: Detallamiento corte A-A zapata, ESC: 1:50

Finalmente, la Figura 39 muestra el corte B-B, correspondiente a la viga transversal de la zapata. En él, se evidencian los refuerzos a flexión dispuestos mediante una malla superior e inferior. En la dirección X, se utilizan 11 barras Ø22 separadas entre sí a 17 cm. Además, se puede observar un refuerzo Ø22 superior inferior, correspondiente a la malla en la dirección Y.

Es importante destacar que las barras dispuestas en la dirección Y poseen una longitud de desarrollo igual a X cm. Esta longitud permite que dichos refuerzos contribuyan a la resistencia al corte de la sección, a pesar de que la viga transversal no fue diseñada específicamente al corte, dado el elevado aporte del hormigón.

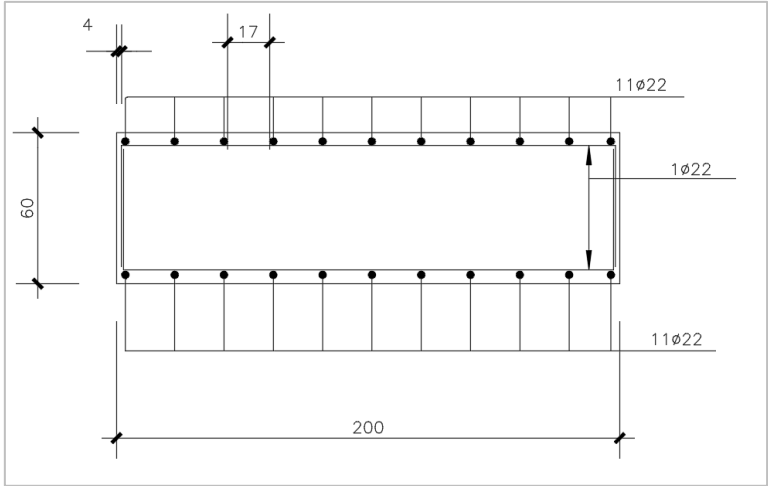


Figura 39: Detallamiento corte B-B zapata, ESC: 1:50

7 Análisis avanzado de la zapata mediante elementos volumétricos

Se realizó un análisis avanzado de la zapata utilizando elementos volumétricos en el software SAP2000. El objetivo de este modelo fue evaluar la distribución de esfuerzos internos cuando la zapata se somete a los distintos estados de carga generados por los actuadores del sistema. Esto permitió verificar que no existan zonas donde se superan los esfuerzos de tracción del hormigón, garantizando así, que la zapata no experimente fisuración o agrietamiento.

Adicionalmente, se analizó la hipótesis del comportamiento infinitamente rígido del marco de reacción, determinando las deformaciones relativas entre este y el muro de hormigón, bajo la condición de carga más desfavorable.

7.1 Configuración de modelos del sistema de carga en SAP2000

Esta vez, se modelaron en SAP2000 ambos escenarios de prueba con elementos volumétricos: uno con la viga de carga perpendicular al eje del espécimen (Figura 40A) y otro con la viga de carga sobre el eje del espécimen, esta vez se realizaron con elementos volumétricos (Figura 40B).

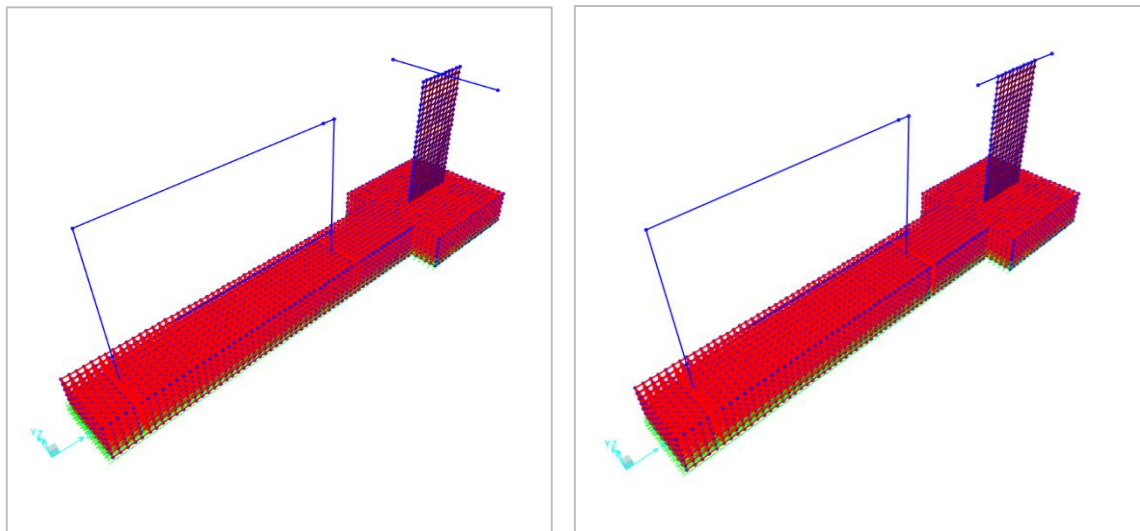


Figura 40: Modelos volumétricos: A) Sistema con viga de carga perpendicular al eje del espécimen; B) Sistema con viga sobre el eje del espécimen.

En ambos modelos, el marco de reacción y la viga de carga fueron representados nuevamente mediante elementos tipo *frame*, manteniendo sus respectivas propiedades.

El espécimen de hormigón fue modelado como elementos *shell*, con espesor de 10 cm, discretizado en elementos de 10 x 10 cm, con el objetivo de representar de mejor manera los esfuerzos, deformaciones y la transmisión de esfuerzos hacia la zapata.

La zapata, por su parte, fue modelada como un elemento sólido. En este modelo, se emplearon elementos sólidos (*bricks*) con propiedades del hormigón G30, resultando en una discretización total de 5880 elementos.

Para representar los refuerzos longitudinales, se modelaron barras de acero de diámetro $\varnothing 22$ mm con propiedades del acero A630-420H a través de elementos *frame* lineales. Estas fueron modeladas directamente en los nodos del mallado de los sólidos de forma tal de que estuvieran adheridos al hormigón. Por un lado, los refuerzos inferiores se modelaron a una altura de 10 cm desde la base de la zapata, coincidiendo con el primer nivel de los elementos sólidos, tal como se muestra en la Figura 41A. Por otro lado, los refuerzos superiores se modelaron a una altura de 50 cm de la zapata, tal como lo muestra la Figura 41B.

Con el fin de simular la acción del suelo, se configuró un balasto no lineal de $500 \frac{kg}{m^3}$ en la dirección vertical U3 (eje Z) mediante resortes de superficie en los elementos *bricks* de la base de la zapata. Este valor se consideró sin un estudio detallado de la mecánica de suelos, con el objetivo de representar el caso más desfavorable, donde el suelo no ayude a tomar los esfuerzos generados en la zapata.

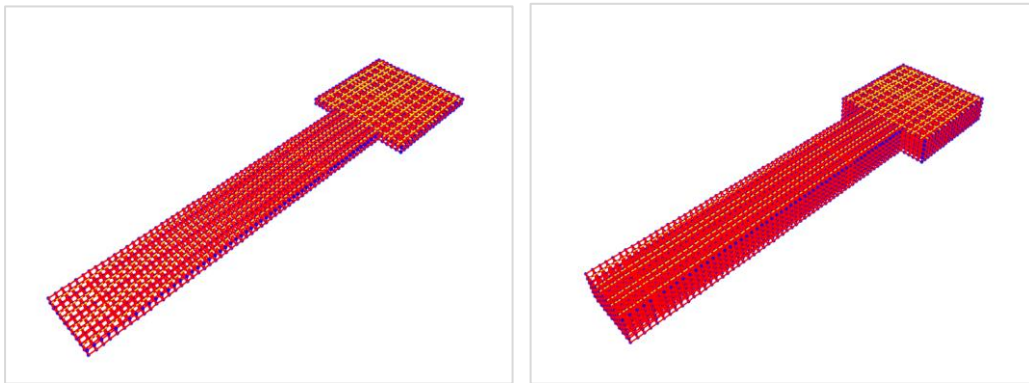


Figura 41: Acero de refuerzo modelo volumétrico

A) Refuerzos inferiores $\varnothing 22$; B) Refuerzos superiores $\varnothing 22$

Luego, en ambos modelos, se configuraron las combinaciones de cargas definidas en la Sección 6.2, es decir, las cuatro combinaciones de carga para el caso en que la viga de carga se encuentra perpendicular al eje del espécimen y ocho combinaciones para el caso en que la viga de carga se encuentra en el eje del espécimen.

Finalmente, con el objetivo de asegurar la estabilidad numérica del modelo y garantizar su convergencia, se impusieron las siguientes condiciones de borde y restricciones al modelo:

- **Nodos en la base de la zapata:** Se restringieron los desplazamientos en las direcciones U1 y U2 (ejes X e Y)
- **Columnas del marco de reacción:** Fueron empotradas a la zapata mediante elementos *frame* de acero, evitando que el marco sufra inestabilidad fuera de su plano.
- **Grados de libertad rotacionales en la zapata:** Dado que los elementos *bricks* no poseen grados de libertad rotacionales y los elementos tipo *frame* sí, se restringieron los grados de libertad R1, R2 y R3 en todos los nodos de los elementos *bricks*, excepto en aquellos que contienen acero de refuerzo, con el fin de evitar inestabilidades en la zapata.
- **Base del espécimen de hormigón:** Nuevamente, como los elementos *bricks* no poseen grados de libertad rotacional y el elemento *shell* sí, se restringieron los nodos de la base del espécimen únicamente en R1, con el objetivo de evitar inestabilidad en él.

7.2 Resistencia a tracción del hormigón

Como se mencionó anteriormente, uno de los objetivos principales del análisis mediante elementos volumétricos, fue evaluar la distribución de esfuerzos internos de la zapata al ser sometida a las distintas combinaciones de carga. Dado que el diseño presentado en la Sección 6 se basó en evitar agrietamientos en la zapata, el presente análisis se centra específicamente en evaluar los esfuerzos de tracción desarrollados en los elementos *bricks* de la zapata. Lo anterior radica en verificar si estos esfuerzos superan el esfuerzo de tracción del hormigón que se utilizó en el diseño de la zapata, el cual es de clase G30.

Según lo establecido en el ACI318-19, la resistencia a tracción del hormigón G30 (f'_t), se puede estimar mediante la ecuación (21), obteniendo un valor de:

$$f'_t(ACI318) = 34.64 \frac{kgf}{cm^2}$$

Si bien esta es una expresión ampliamente utilizada, al proveer un valor para su uso en procesos de diseño, el resultado podría no ser tan representativo de lo que se pudiese encontrar en la realidad. Para esto, es útil contar con valores de resistencia a tracción medidos en campañas experimentales, cuyo hormigón tenga propiedades similares a las utilizadas en este estudio. Por este motivo, se comparó el valor entregado por el ACI con tres estimaciones adicionales provenientes de diferentes autores, con el fin de tener un criterio más robusto para la verificación de la zapata.

En primer lugar, Mavros, et al., proponen valores de resistencia a tracción del hormigón (f'_t) en función de la resistencia a tracción por fisuración (f_{sp}) que poseen dos muros de hormigón grado G30 (*UW1* y *UW2*). Con lo anterior y mediante la ecuación (22), se obtiene la resistencia a tracción del hormigón de ambos muros:

$$f'_t(UW1) = 31.31 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f'_t(UW2) = 29.37 \frac{kgf}{cm^2}$$

Por otro lado, Liao, et al., mencionan que la resistencia a tracción del hormigón (f'_t) en función del ensayo de tracción indirecta por compresión diametral (*splitting test*). Según los datos presentados en la Tabla 3 del punto 3.5 del Marco Teórico, se obtiene la siguiente resistencia a la tracción para un hormigón de clase C30 (equivalente a G30 para el caso en estudio):

$$f'_t(C30) = 26.21 \frac{kgf}{cm^2}$$

Una vez determinados los diferentes valores, se obtuvo un valor promedio de resistencia a la tracción para el hormigón de clase G30:

$$f'_t PROM = 28.96 \frac{kgf}{cm^2}$$

Dado que el valor promedio es más conservador que el estimado por el ACI318-19, se optó por utilizarlo para evaluar la distribución de esfuerzos de la zapata bajo el escenario de carga más desfavorable. De esta forma, se realizó un análisis conservador en la verificación de las posibles zonas de la zapata en donde se supere el esfuerzo de agrietamiento del hormigón.

7.3 Esfuerzos máximos: Sistema con viga de carga perpendicular al eje del espécimen

Se analizó la distribución de esfuerzos máximos de tracción presentes en la zapata para el caso en que la viga de carga se ubica perpendicular al eje del espécimen. Este análisis se realizó evaluando los valores de los esfuerzos principales máximos en los sólidos de la zapata (SMAX) para cada una de las cuatro combinaciones de carga definidas en la Sección 6.2. Para facilitar la identificación visual de las zonas críticas, se configuró el espectro de colores, de modo que el valor mínimo (rojo) sea $0 \frac{kgf}{cm^2}$ y el máximo (azul) igual a la resistencia a tracción del hormigón obtenida previamente, es decir, $28.96 \frac{kgf}{cm^2}$. Las Figuras 42 a 45 presentan la distribución de esfuerzos de tracción en la zapata para cada una de las cuatro combinaciones de carga del sistema en análisis.

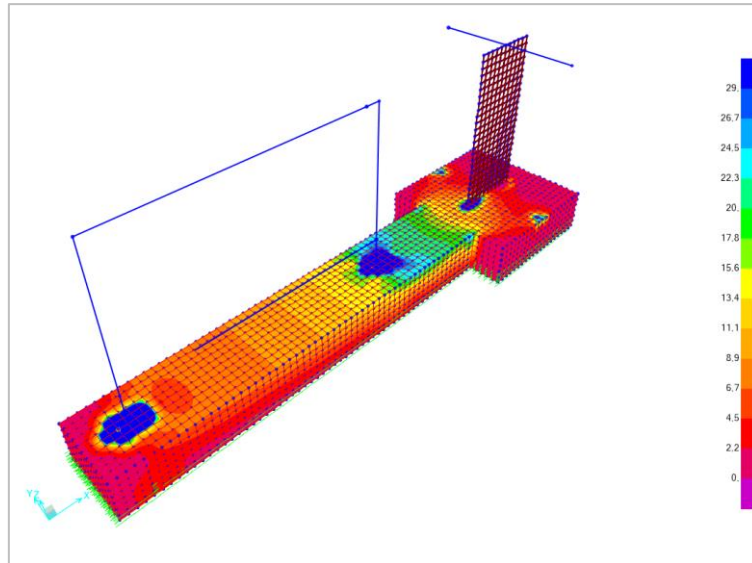


Figura 42: Esfuerzos de tracción zapata, combinación 1.1

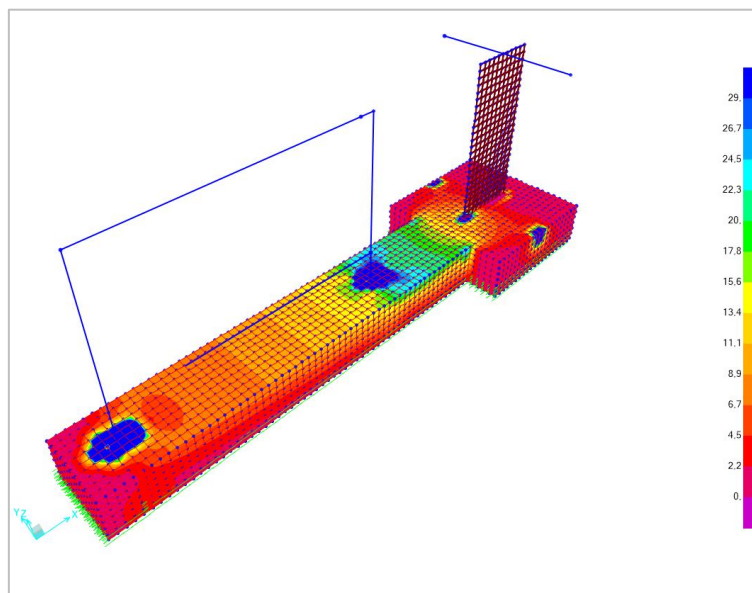


Figura 43: Esfuerzos de tracción zapata, combinación 1.2

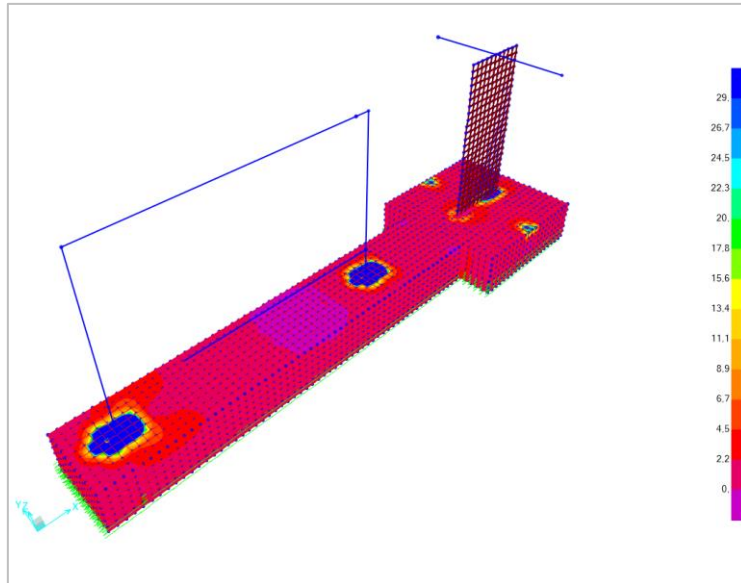


Figura 44: Esfuerzos de tracción zapata, combinación 1.3

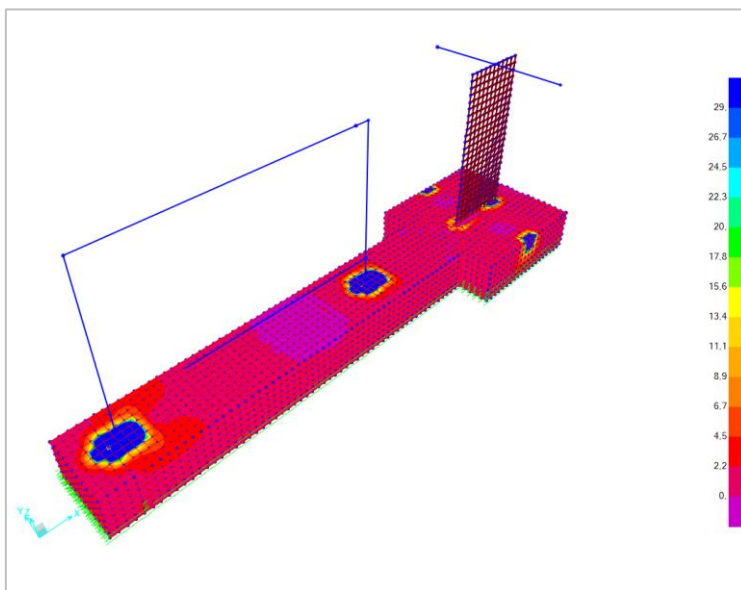


Figura 45: Esfuerzos de tracción zapata, combinación 1.4

En primer lugar, se observa que las combinaciones 1.1 y 1.2 (Figuras 42 y 43) generan distribuciones de esfuerzos de tracción similares, debido a que ambas poseen el actuador horizontal en tracción, variando únicamente la condición de los actuadores verticales: tracción en la combinación 1.1 y compresión en la 1.2. La diferencia de esfuerzos recae en una mayor concentración en los apoyos de los actuadores verticales, ya que en la combinación 1.2 estos se encuentran en compresión, ergo, presentan una carga de 6.3 tonf, en contraste con los 3.2 tonf aplicados en tracción en la combinación 1.1.

De forma análoga, las combinaciones 1.3 y 1.4 (Figuras 44 y 45) presentan un comportamiento similar de la distribución de esfuerzos de tracción. En este caso, el actuador horizontal se encuentra en compresión, mientras que los actuadoras verticales varían su dirección nuevamente: tracción en combinación 1.3 y compresión en 1.4. Al igual que en los casos anteriores, se aprecia que la compresión en los actuadores verticales provoca una concentración mayor de esfuerzos en la zapata que cuando estos se encuentran en tracción.

En las cuatro figuras anteriores, se identifican las zonas en donde se supera la resistencia a tracción del hormigón (representadas en color azul), las cuales coinciden con los puntos críticos del modelo: apoyos de las columnas del marco, cambio de sección de la zapata, la base del espécimen de hormigón y los puntos de contacto de los actuadores verticales en la zapata. No obstante, es importante considerar que estas concentraciones localizadas son propias de los modelos de elementos finitos y no significan necesariamente la falla del sistema, debido a que son zonas pequeñas respecto al tamaño total de la zapata. En este trabajo, estas concentraciones de esfuerzos a nivel de conexión zapata, no se toman en cuenta debido a que no se realizó una modelación detallada de dichas conexiones. Por ejemplo, no se modeló explícitamente la placa base, pernos embebidos en hormigón, etc.

Adicionalmente, para un análisis más detallado, se analizaron cortes transversales en las zonas críticas de la zapata. Se estudiaron los esfuerzos de tracción generados los apoyos de las columnas del marco de reacción, en el cambio de sección de la zapata y en los apoyos de los actuadores verticales. Con el fin de simplificar la exposición de resultados, se presenta únicamente la combinación de carga más desfavorable en cada uno de los cortes. Las Figuras 46A y 46B presentan los esfuerzos de tracción en el apoyo izquierdo y derecho del marco de reacción, ambos correspondientes a la combinación de carga 1.1. Luego, las Figuras 47A y 47B presentan los esfuerzos en el cambio de sección de la zapata y en el apoyo de los actuadores verticales:

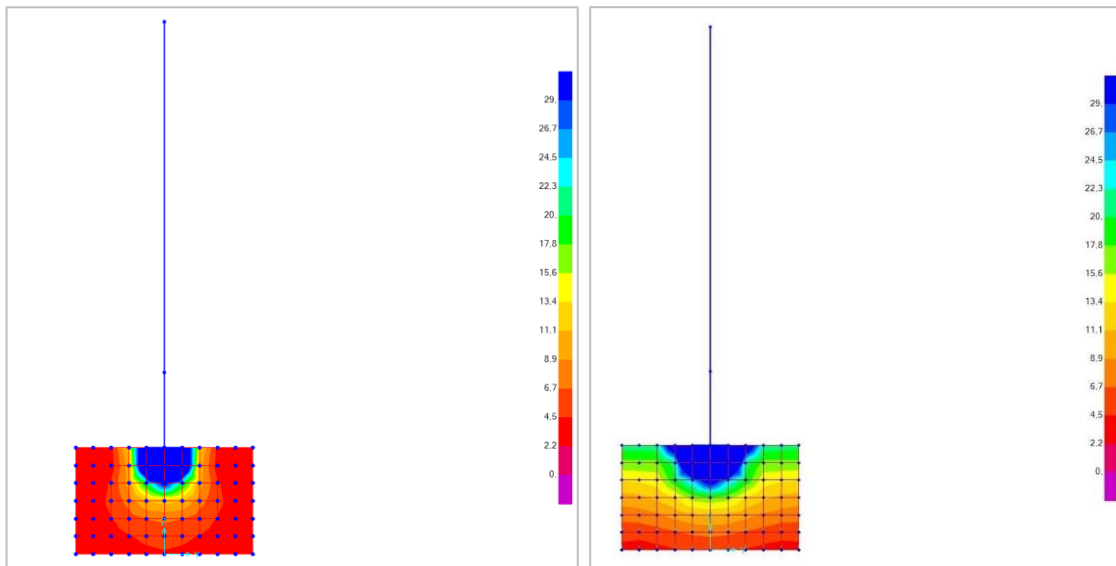
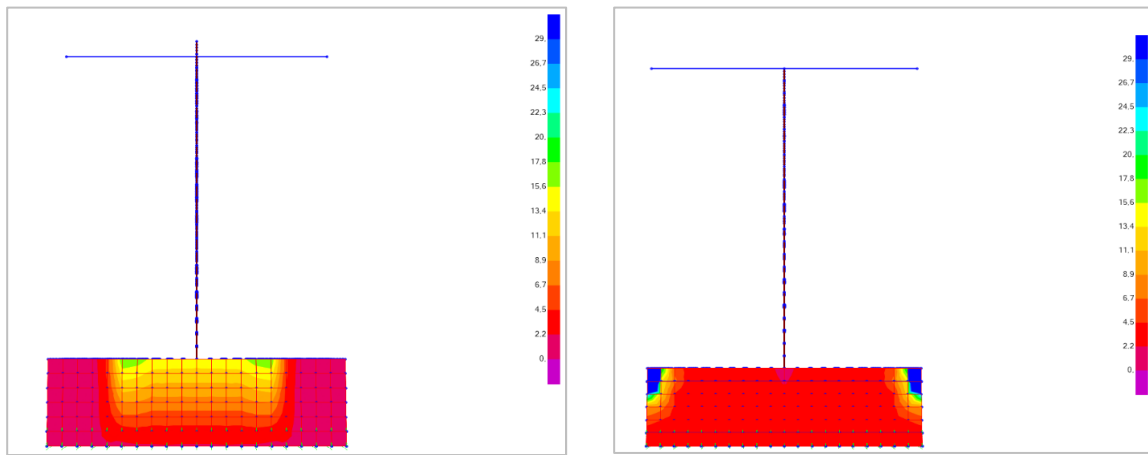


Figura 46: A) Corte apoyo izquierdo marco de reacción, combinación 1.1;

B) Corte apoyo derecho marco de reacción, combinación 1.1



**Figura 47: A) Corte cambio sección zapata, combinación 1.2;
B) Corte apoyo actuadores verticales, combinación 1.2**

En la Figura 46A, el apoyo izquierdo del marco presenta una distribución de esfuerzos de tracción menor en comparación a la Figura 46B, la cual evidencia una concentración significativamente mayor en el apoyo derecho del marco. Esto se atribuye a que la columna derecha del marco se encuentra conectada directamente al actuador horizontal, produciendo mayor concentración de esfuerzos.

Es importante destacar que esta concentración localizada en los apoyos de las columnas, también se ve influida por la ausencia de la modelación de la placa base del marco. En un sistema real, la placa ayudaría a distribuir los esfuerzos de traspaso entre la columna y la zapata, radicando en una menor concentración de esfuerzos en la zapata directamente. Sin embargo, el modelo en cuestión no tuvo como objetivo modelar y analizar la placa base, sino evaluar el comportamiento global de la zapata, particularmente en sus elementos inferiores, los cuales no sobrepasan los esfuerzos de tracción establecidos.

Finalmente, las Figura 47A presenta el esfuerzo de tracción máximos en el cambio de sección de la zapata, mientras que la Figura 47B, los esfuerzos máximos en los apoyos de los actuadores verticales, ambos bajo la combinación de carga 1.2. En el primer caso, se observa una distribución controlada, sin elementos que excedan la resistencia establecida. En el segundo, tal como se apreciaba también en las vistas tridimensionales de los modelos (Figuras 42 a 45), se evidencia una concentración puntual de esfuerzos en la zona de contacto de los actuadores verticales con la zapata.

7.4 Esfuerzos máximos: Sistema con viga de carga en el eje del espécimen

Siguiendo la misma metodología que en el caso anterior, se analizaron los esfuerzos de tracción en la zapata para el caso en que el sistema posee la viga de carga sobre el eje del espécimen, considerando las ocho combinaciones de carga establecidas previamente en la Sección 6.2. Asimismo, se evaluaron los esfuerzos generados en distintos cortes transversales de la zapata, con el objetivo de identificar posibles zonas críticas en las que se generan tracciones.

Las Figuras 48 a 55 presentan la distribución de esfuerzos máximos de tracción en la zapata para cada una de las combinaciones 2.1 a 2.8. En todos los casos, se observa que las zonas de mayor concentración de esfuerzos se encuentran, nuevamente, en los apoyos de los elementos, es decir, en las columnas del marco de reacción, la base del espécimen y las zonas donde se anclan los actuadores verticales.

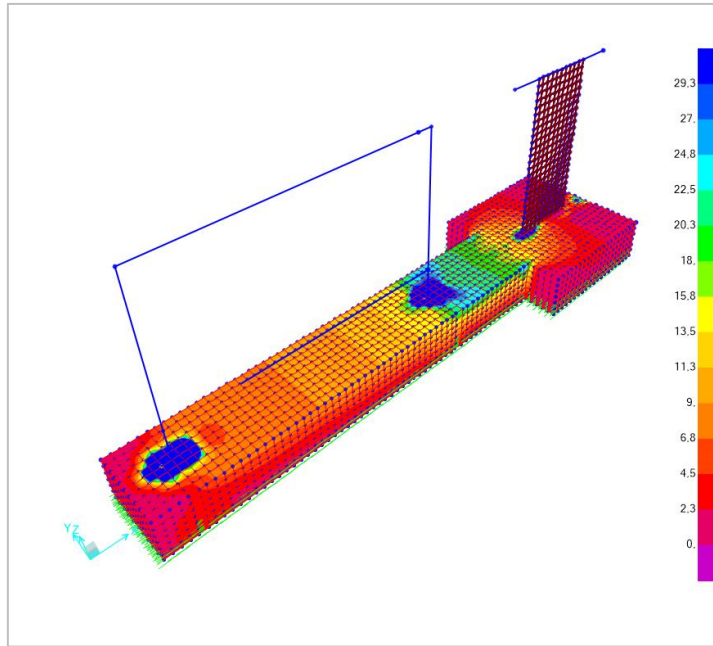


Figura 48: Esfuerzos de tracción zapata, combinación 2.1

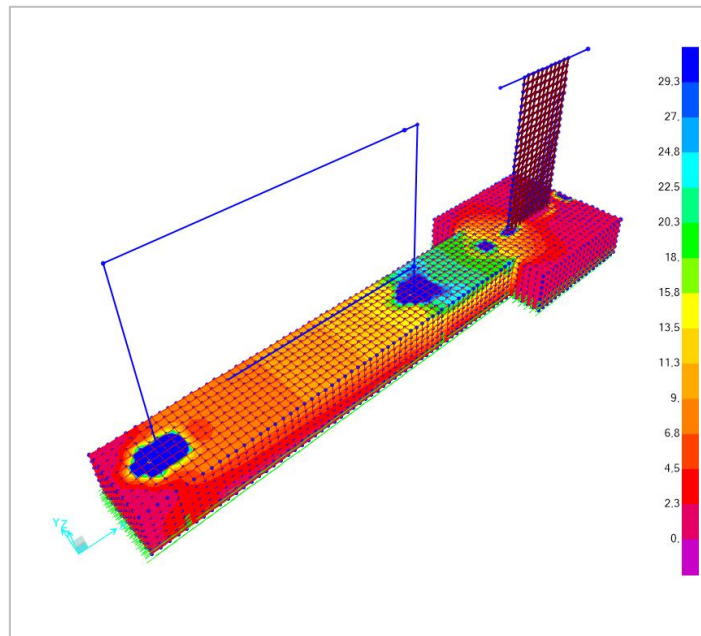


Figura 49: Esfuerzos de tracción zapata, combinación 2.2

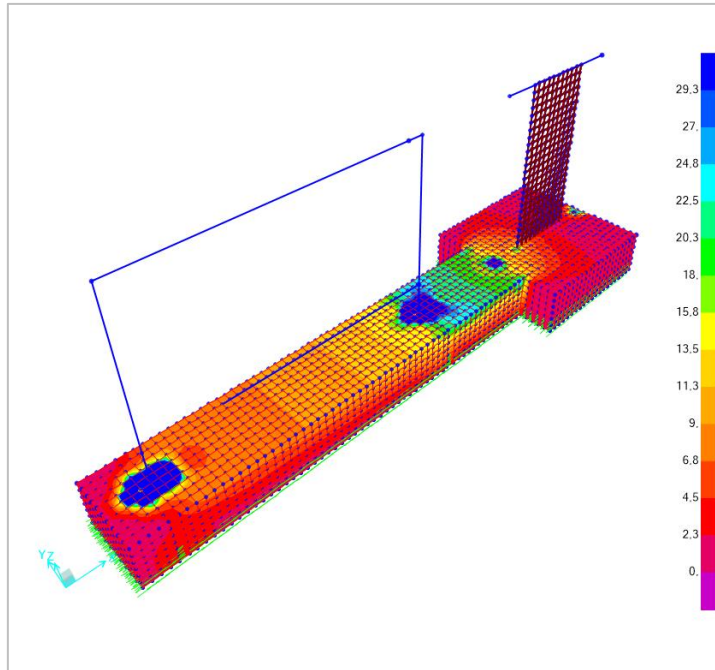


Figura 50: Esfuerzos de tracción zapata, combinación 2.3

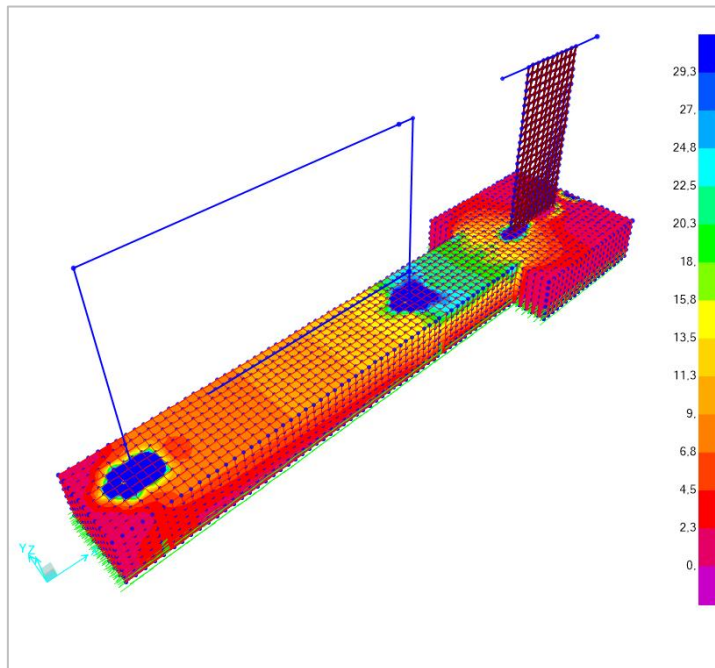


Figura 51: Esfuerzos de tracción zapata, combinación 2.4

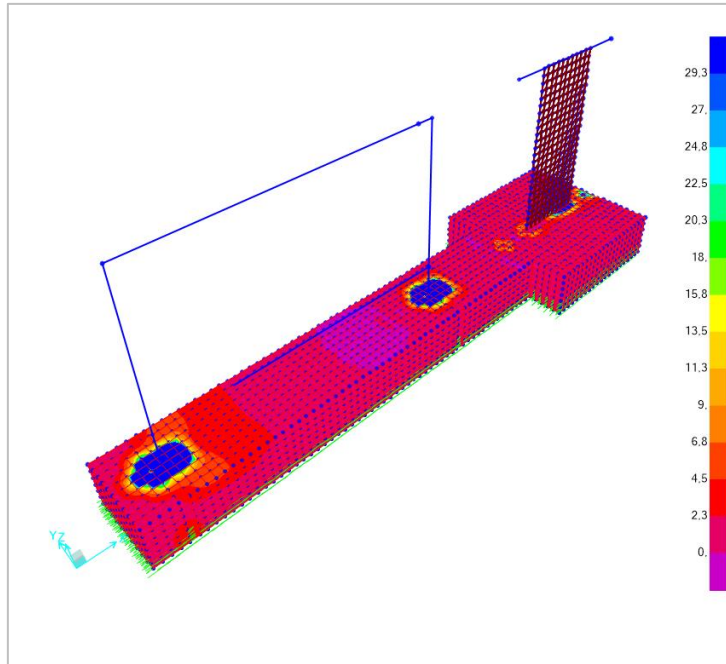


Figura 52: Esfuerzos de tracción zapata, combinación 2.5

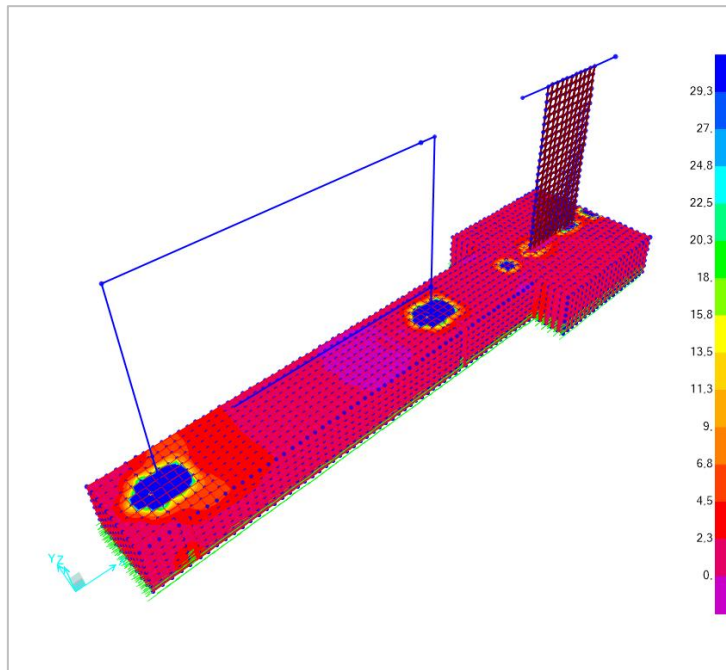


Figura 53: Esfuerzos de tracción zapata, combinación 2.6

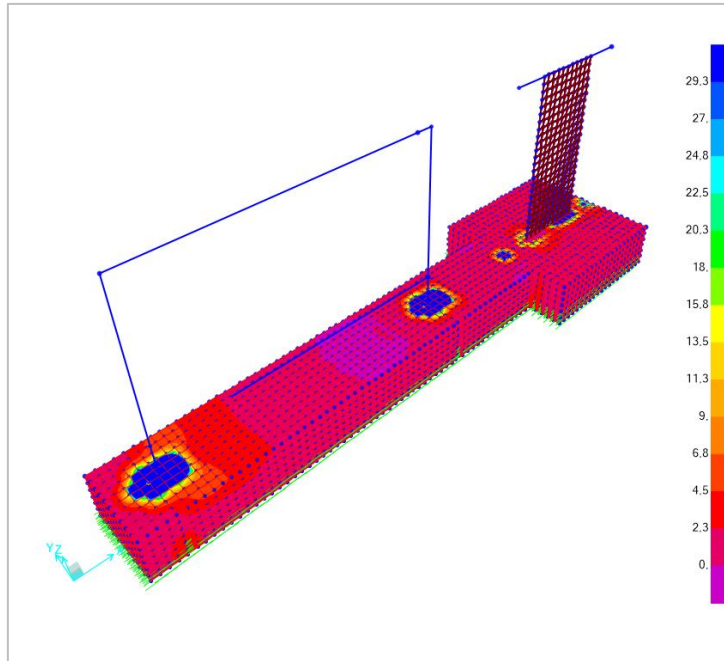


Figura 54: Esfuerzos de tracción zapata, combinación 2.7

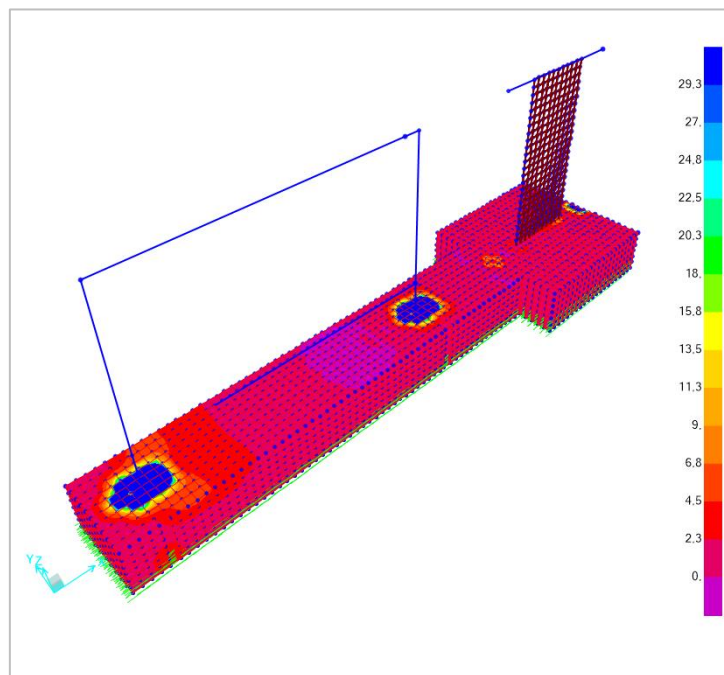
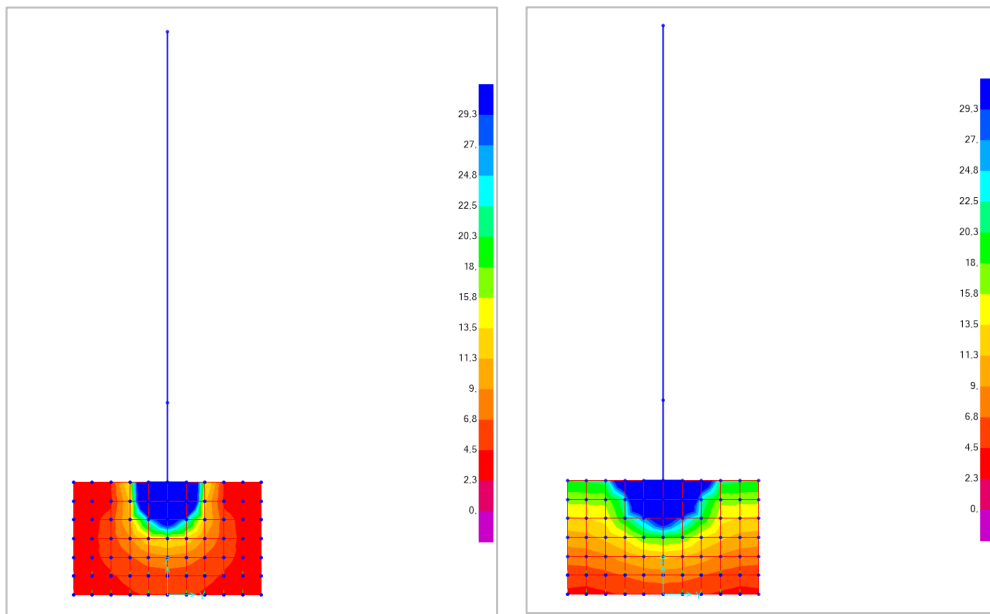


Figura 55: Esfuerzos de tracción zapata, combinación 2.8

A diferencia del caso con la viga de carga perpendicular al eje del espécimen, en este escenario, ninguna de las combinaciones genera zonas adicionales que excedan el esfuerzo de tracción establecido. En otras palabras, no se identificaron nuevas zonas críticas en la zapata adicionales a las que ya se han mencionado, bajo las ocho combinaciones de carga del sistema.

Las Figuras 56A y 56B, ilustran los cortes verticales en los apoyos de la columna izquierda y derecha del marco de reacción respetivamente, mientras que la Figura 57 presenta el corte vertical correspondiente al cambio de sección de la zapata.



**Figura 56: A) Corte apoyo izquierdo marco de reacción, combinación 2.1;
B) Corte apoyo derecho marco de reacción, combinación 2.1**

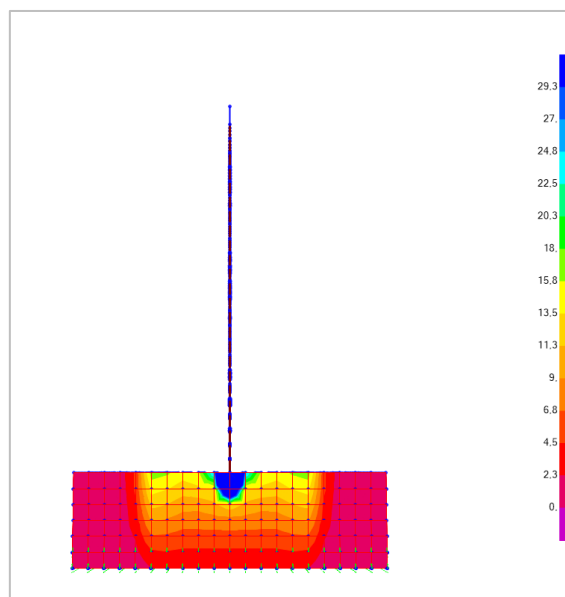


Figura 57: Corte cambio sección zapata, combinación 2.2

Por un lado, analizando las figuras 56A y 56B, se tiene que nuevamente la columna derecha del marco genera una mayor concentración de esfuerzos de tracción, debido a que en esta se ancla el actuador horizontal del sistema. Por otro lado, en la Figura 57 se puede observar una zona localizada donde se supera la resistencia a tracción del hormigón. Esta se produce específicamente en el punto de anclaje de uno de los actuadores verticales del sistema en análisis (viga de carga sobre el eje del espécimen).

Una vez analizado todos los resultados obtenidos mediante el modelo volumétricos para ambos sistemas de prueba, es posible concluir que este tipo de modelación permite evidenciar que no siempre se cumplen los supuestos de la teoría del hormigón armado, específicamente el principio que establece que

“secciones planas permaneces planas”. Los resultados muestran que, en diversas zonas de la zapata, la distribución de esfuerzos no es constante, sino que presenta variaciones locales significativas, en las cuales se superan los límites del esfuerzo de tracción, especialmente en zonas de transferencia de carga concentrada.

7.5 Deformaciones relativas marco de reacción- espécimen de hormigón

Finalmente, se analizaron las deformaciones relativas entre el marco de reacción y el espécimen de hormigón armado para ambos sistemas de carga considerados. El objetivo de este análisis fue determinar si el marco de reacción puede asumirse como un elemento infinitamente rígido. Como criterio, se considera que en caso de que la deformación del marco sea mayor al 10% de la deformación total del sistema marco- espécimen, entonces este no puede ser considerado como infinitamente rígido.

Para realizar esto, se analizaron dos puntos específicos: uno ubicado en el marco de reacción, a 10 cm del vértice superior derecho (P1 en Figura 58), y otro en el espécimen, a 10 cm del vértice superior izquierdo (P2 en Figura 58).

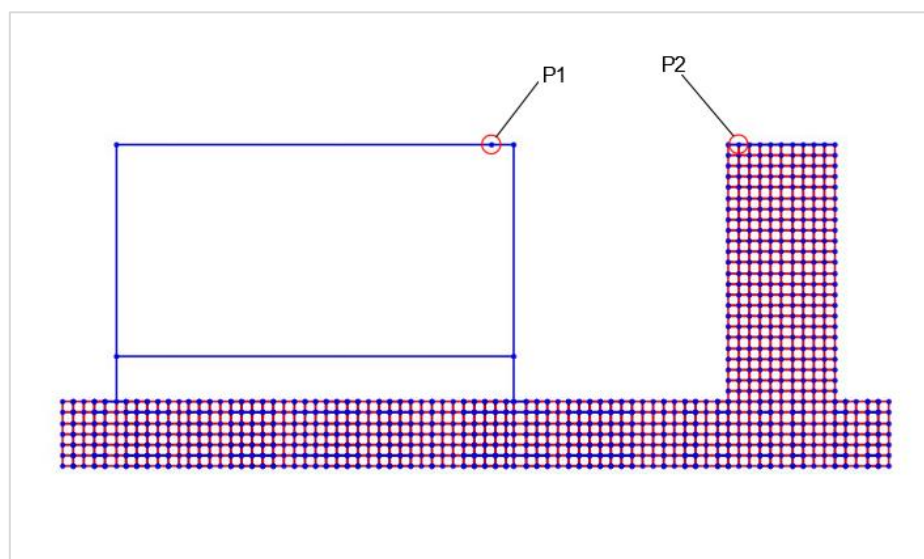


Figura 58: Puntos de análisis deformaciones relativas

Sistema con viga de carga perpendicular al eje del espécimen

La Tabla 11, presenta las deformaciones máximas registradas tanto en el marco de reacción como en el espécimen de hormigón, bajo la combinación de carga más desfavorable del sistema:

Tabla 11: Deformaciones máximas para sistema con viga de carga perpendicular al eje del espécimen

Deformación marco de reacción (mm)	Deformación espécimen (mm)	Deformación total (mm)
6,10	10,10	16,21

Como se observa en la anterior, la deformación máxima del marco de reacción es de 6.10 mm, correspondiente a la combinación 1.3, mientras que la deformación máxima del espécimen es de 10.10 mm, registrada bajo la combinación 1.2. Por lo tanto, la deformación total del sistema (marco+ espécimen) alcanza 16.21 mm. En términos relativos, el espécimen representa un 62.34% de la deformación total, mientras que el marco un 37.63%.

Dado que la deformación del marco supera el 10% de la deformación total, se concluye que, bajo esta configuración, el marco de reacción no puede ser considerado como un elemento infinitamente rígido. Esto implica que, en futuros ensayos experimentales, será necesario utilizar instrumentación adicional externa para medir las deformaciones del marco

Sistema con viga de carga en el eje del espécimen

De la misma forma, la Tabla 1 presenta las deformaciones máximas de ambos elementos, para el caso en que la viga de carga se encuentra alineada al eje del espécimen.

**Tabla 12: Deformaciones máximas para sistema con viga de carga
en el eje del espécimen**

Deformación marco de reacción (mm)	Deformación espécimen (mm)	Deformación total (mm)
7,00	12,61	19,61

Para este caso, la deformación máxima del marco fue de 7.00 mm, bajo la combinación 2.7, mientras que el espécimen alcanzó una deformación máxima de 12.61 mm bajo la combinación 2.4. Con lo anterior, la deformación total del sistema es de 19.61, de los cuales el espécimen representa un 64.31% y el marco un 35.70%. Por lo tanto, al igual que en el caso anterior, la deformación relativa del marco supera el 10% de la deformación total, lo que nuevamente significa que, para esta configuración, el marco no se comporta como un elemento infinitamente rígido.

En ambos sistemas de carga analizados, las deformaciones relativas muestran que el marco de reacción contribuye de manera significativa al desplazamiento total del sistema, superando el umbral teórico del 10%. Por lo tanto, en un contexto experimental (ensayos) no puede asumirse una rigidez que permita al marco considerarse infinitamente rígido, y se recomienda implementar mecanismos externos al momento de medir sus deformaciones durante ensayos experimentales.

8 Conclusiones

Inicialmente, se verificó que el radier de hormigón del laboratorio en el cual se emplaza el sistema de pruebas, cumple con los requisitos de resistencia a compresión necesarios para permitir el anclaje directo del marco de reacción. Esta verificación se realizó mediante ensayos in situ con el ensayo esclerométrico Schmidt y a través de los antecedentes entregados por la exploración técnica realizada por IDIEM.

Posteriormente, se realizó un análisis sísmico tiempo-historia, con el objetivo de evaluar la resistencia del sistema de anclaje del marco (perno químico, adhesivo epoxico y el propio hormigón) frente a cargas dinámicas. Los resultados permitieron confirmar que cada elemento anterior, es capaz de resistir adecuadamente las sollicitaciones sísmicas, asegurando un correcto funcionamiento del sistema durante un evento sísmico.

Luego, se evaluó la posibilidad de incrementar la capacidad de carga del sistema de pruebas, mediante la incorporación de tres actuadores de carga y un espécimen de hormigón armado a escala. Esto implicó el diseño y detallamiento de una zapata de fundación, cuya función es anclar estos elementos. El diseño propuesto fue validado a través de un análisis estructural de la zapata frente a las diferentes combinaciones de carga que puede tener el sistema, garantizando que se mantenga dentro del rango lineal elástico, sin presentar agrietamientos.

Finalmente, mediante un modelo alcanzado con elemento volumétricos en SAP2000, se analizó la distribución interna de esfuerzos de tracción del sistema de prueba. Este modelo permitió identificar el comportamiento global de la estructura frente a las diferentes combinaciones de carga del sistema. Asimismo, se evidenció que el marco de reacción no se puede asumir como un elemento infinitamente rígido al momento de realizar diferentes pruebas, radicando en recomendar el uso de instrumentación adicional externa al sistema para monitorear sus respectivas deformaciones en futuros ensayos.

Por lo tanto, los estudios desarrollados, permiten confirmar la factibilidad técnica de implementar y evolucionar el sistema de pruebas en el laboratorio. Esta implementación contribuirá significativamente al desarrollo experimental tanto de estudiantes como docentes del Departamento de Obras Civiles de la UTFSM. Este trabajo sienta las bases para futuros desarrollos del sistema de pruebas, incorporando nuevas configuraciones de carga para el estudio de diferentes especímenes, logrando así, complementar la teoría aprendida mediante la modelación y experimentación.

9 Referencias

- ACI. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*.
- Alcocer, S. M., Barth, F. G., Becker, R. J., Bondy, K. B., Breen, J. E., Cagley, J. R., Cleland, N. M., Collins, M. P., Corley, W. G., Dolan, C. W., Fiorato, A. E., Anderson, N. S., Aschheim, M. A., Bartlett, F. M., Bonacci, J. F., Browning, J. P., Carino, N. J., Cook, R. A., Covarrubias, J. P., ... Yáñez, F. V. (2008). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario (versión en español y sistema métrico)*.
- AMCS. (2023). <https://amcs.cl/>
- Cortéz, R., Martínez, J., & Donis, F. (2021, July 25). *Los métodos experimentales y su importancia en la enseñanza de la Ingeniería Mecánica como complemento al diseño asistido por computadora*. 1–1.
- COTECNO 2023. (2023). *Todo lo que necesita saber del Martillo Schmidt*.
- DS60. (2011). *Decreto 60*. www.diarioficial.cl
- Guo, Y. Q., Zhang, J., & Huang, X. H. (2019, January 2). The development and tests of remote data acquisition and transmission system on civil engineering structural vibration. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 18(1), 11–17. <https://www.tandfonline.com/action/journalInformation?journalCode=tabe20>
- HILTI. (2007). *SISTEMAS DE ANCLAJE Guía de Selección de Anclajes*.
- IDIEM. (2021). *Informe electrónico*.
- Jiménez Montoya, P., Francisco, M., & Cabré, M. (2000). *Hormigón armado: Vol. 14º*.
- Li, B., Pham, T.-P., & Pham, T. P. (2013). Seismic Behaviour of RC Columns with Light Transverse Reinforcement Under Different Loading Directions Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement under Different Lateral Loading Directions. In *Article in ACI Structural Journal* (Vol. 110, Issue 5). <https://www.researchgate.net/publication/257068995>
- Liao, W. C., Chen, P. S., Hung, C. W., & Wagh, S. K. (2020). An innovative test method for tensile strength of concrete by applying the strut-and-tie methodology. *Materials*, 13(12), 1–20. <https://doi.org/10.3390/ma13122776>
- Mavros, M., Murcia-Delso, J., Panagiotou, M., & Koutromanos, I. (2025). Flexural and torsional response analysis of U-shaped RC walls using the BTM method: insights from a blind-prediction competition and post-test analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-025-02096-y>
- NCh433. (2009). *NCh 433-1996 Mod 2009+DS 61-Diseño sísmico de edificios*.
- Nguyen, A., Chan, T., & Thambiratnam, D. P. (2017, December 5). *Output-only modal testing and monitoring of civil engineering structures: Instrumentation and test management*. 1134–1145.
- Pérez-Fortes, A. P., Gálvez, J. C., Reyes, E., & Enfedaque, A. (2021, October 28). *Importancia de las clases de laboratorio en la motivación de los alumnos de la asignatura Materiales Construcción*. 286–289. <https://doi.org/10.26754/cinaic.2021.0055>

A. Apéndice 1

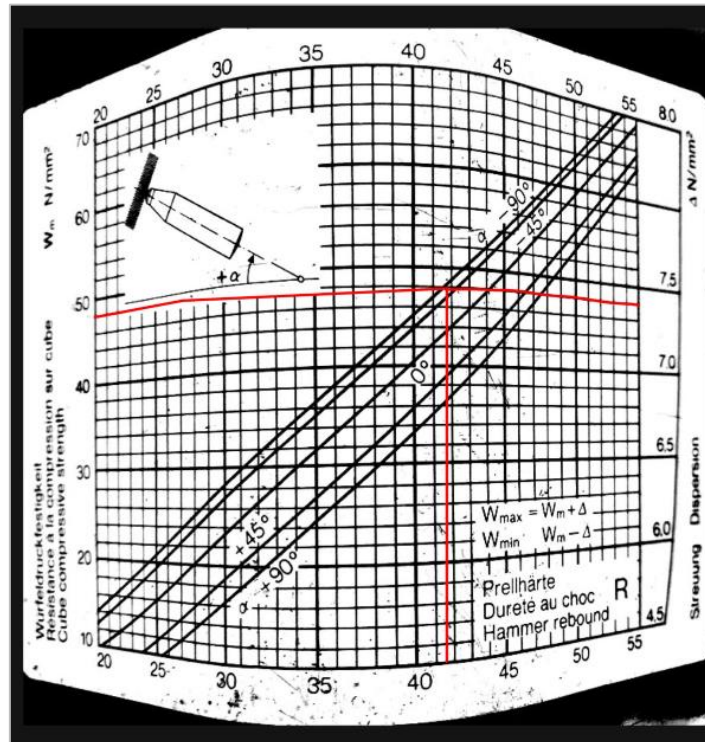


Figura 59: Gráfico Martillo Schmidt.