

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Reforzamiento de nudos exteriores viga-columna de estructuras de concreto armado mediante aleación con memoria de forma

PROYECTO DE GRADUACIÓN

Previo la obtención del Título de:

Magíster en estructuras civiles sismorresistentes

Presentado por:

Anuar Alejandro González Alcívar

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2026

DEDICATORIA

El presente proyecto lo dedico a mi padre, quien me inculcó desde los primeros años de mi existencia, el amor por las ciencias...; y, a mis hermanas con quienes comparto igual afición. A mi madre por mostrarme cada día el valor de la constancia; a mi hijo, Anuar Maximiliano González Castillo, quien sobre los hombros de su padre, comprenderá el Universo desde los ojos de la ciencia, como forma inequívoca de plenitud y desarrollo del ser humano y de la sociedad...

AGRADECIMIENTOS

A la ESPOL, por acogerme en sus aulas del saber; a la Dra. Natividad García, por impulsar la formación técnica en el campo de la ingeniería estructural, y, a su equipo docente; y, al Dr. Wilson Carofilis, por la confianza y guía ingenieril para llevar a cabo el presente trabajo de investigación

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, me corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; *Anuar Alejandro González Alcívar* da su consentimiento para que la ESPOl realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

.....
Anuar Alejandro González Alcívar

EVALUADORES

.....

Nadia Rosaura Quijano Arteaga

PROFESORA DE LA MATERIA

.....

Samantha Elizabeth Hidalgo Astudillo

PROFESORA DE LA MATERIA

.....

Wilson Wladimir Carofilis Gallo

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

Se desarrolla una metodología de retrofit sísmico para nudos exteriores viga–columna en pórticos de concreto armado con Fe-SMA, orientada a aumentar resistencia, ductilidad y jerarquía de resistencia del sistema. La hipótesis establece que un refuerzo Fe-SMA activado térmicamente para inducir presfuerzo incrementa la resistencia al cortante y la capacidad rotacional del nudo, mitigando mecanismos frágiles. Se justifica por la vulnerabilidad de nudos deficientes en edificaciones existentes y por la carencia de procedimientos estandarizados de modelación y diseño. Se modeló en SeismoStruct una unión típica y un pórtico de tres pisos con nueve nudos, considerando no linealidad material. Los nudos se representaron con links bilineales momento–rotación y se evaluaron mediante análisis pushover según ASCE/SEI 41-17, aplicando cargas gravitacionales y cargas laterales incrementales en nudos maestros con diafragma rígido. El refuerzo se definió con barras Fe-SMA Near Surface Mounted, grout de anclaje y activación térmica; para Fe-17Mn-5Si-10Cr-4Ni-1(V,C) se adoptó $\sigma_{\text{prestress}}=350$ MPa con 2% de pretensado. La capacidad del nudo aumentó de 8.3 a 51.0 kN·m. En el pórtico, el cortante basal máximo pasó de 57,85kN a 95,106 kN ($\approx 64\%$) y la falla por corte en columnas del primer piso se retrasó respecto de la fluencia. En conclusión, la metodología permite dimensionar y verificar refuerzos Fe-SMA en nudos exteriores y demostrar cómo mejoras locales se traducen en incrementos globales de capacidad y ductilidad, dejando una base para validación experimental. Palabras clave: Fe-SMA, nudo viga–columna, pórtico de tres pisos, análisis pushover, retrofit sísmico.

ABSTRACT

This project develops a seismic retrofit methodology for exterior beam–column joints in reinforced-concrete frames using Fe-SMA, aimed at increasing strength, ductility, and the system’s strength hierarchy. The hypothesis states that a thermally activated Fe-SMA strengthening to induce prestress increases joint shear strength and rotational capacity, mitigating brittle mechanisms. It is justified by the vulnerability of deficient joints in existing buildings and by the lack of standardized modeling and design procedures. A typical joint and a three-story frame with nine joints were modeled in SeismoStruct, considering material nonlinearity. The joints were represented with bilinear moment–rotation links and were evaluated through pushover analysis per ASCE/SEI 41-17, applying gravity loads and incremental lateral loads at master nodes with a rigid diaphragm. The strengthening was defined with Near Surface Mounted Fe-SMA bars, anchorage grout, and thermal activation; for Fe-17Mn-5Si-10Cr-4Ni-1(V,C), a recovery stress $\sigma_{\text{prestress}}=350$ MPa with 2% prestraining was adopted. Joint capacity increased from 8.3 to 51.0 kN·m. In the frame, peak base shear rose from 52.24 to 85.82 kN ($\approx 64\%$) and shear failure in first-story columns was delayed relative to yielding. In conclusion, the methodology enables sizing and verification of Fe-SMA strengthening for exterior joints and shows how local improvements translate into global gains in capacity and ductility, leaving a basis for experimental validation. Keywords: Fe-SMA, beam–column joint, three-story frame, pushover analysis, seismic retrofit.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	2
AGRADECIMIENTOS.....	3
RESUMEN.....	6
ABSTRACT.....	7
ABREVIATURAS.....	10
SIMBOLOGÍA.....	12
ÍNDICE DE FIGURAS.....	13
ÍNDICE DE TABLAS.....	15
1. INTRODUCCIÓN.....	16
1.1 Antecedentes.....	17
1.2 Problemática a resolver.....	23
1.3 Justificación.....	25
1.4.1 Objetivo general.....	27
1.4.2 Objetivos específicos.....	27
INTRODUCCIÓN.....	27
Marco conceptual.....	28
2.1.1 Importancia y Rol Estructural de las Uniones Viga-Columna.....	28
2.1.2 Degradación de Adherencia y Comportamiento Cíclico.....	28
2.1.3 Patrones de Falla Observados en Eventos Sísmicos.....	29
2.1.4 Deficiencias Normativas en Estructuras Existentes.....	32
2.1.5 Métodos Tradicionales de Reforzamiento Pasivo de Uniones.....	32
2.1.5.1 Refuerzo con Materiales Compuestos de Fibra (FRP).....	32
2.1.5.2 Limitaciones del Refuerzo Pasivo con FRP.....	33
2.1.6 Aleaciones con Memoria de Forma (SMA): Tecnología de Confinamiento Activo.....	34
2.1.6.1 Propiedades Fundamentales de las Aleaciones con Memoria de Forma..	34
2.1.6.2 Confinamiento Activo Previo con SMA.....	35
2.1.6.3 Aleaciones de Níquel-Titanio (NiTi-SMA) en Aplicaciones Estructurales. .	36

2.1.6.4 Emergencia de Aleaciones con Memoria de Forma a Base de Hierro (Fe-SMA).....	36
2.1.6.5 Desempeño de Fe-SMA en Elementos de Concreto Armado.....	40
2.1.6.6 Estudios Recientes sobre Refuerzo de Nudos con SMA.....	41
2.1.6.7 Estudio Comparativo de Diferentes Tipos de SMA en Nudos.....	41
2.1.7 Consideraciones para refuerzo activo con Fe-SMA.....	42
2.1.8 Criterios de Desempeño y Límites de Aceptabilidad.....	43
Marco metodológico.....	43
Trabajo de laboratorio o gabinete.....	46
Tabulación de datos.....	55
Solución a diseñar.....	58
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	64
3.1 Análisis de resultados.....	64
3.2 Ejemplo de aplicación.....	66
Especificaciones técnicas.....	72
Diseño de la solución.....	72
Conclusiones Y Recomendaciones.....	73
Conclusiones.....	73
Recomendaciones.....	74
BIBLIOGRAFÍA.....	76
Anexos.....	84

ABREVIATURAS

AASTMT	Academia Árabe de Ciencia, Tecnología y Transporte Marítimo (<i>Arab Academy for Science, Technology & Maritime Transport</i>).
ACI	<i>American Concrete Institute</i> (Instituto Americano del Concreto).
AIMS	AIMS (AIMS Press / <i>AIMS Materials Science</i>), editorial/revista citada en bibliografía.
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i> (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles).
ASCE-SEI	Designación conjunta ASCE–SEI (<i>American Society of Civil Engineers – Structural Engineering Institute</i>).
ASCE/SEI	Designación conjunta ASCE/SEI (<i>American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute</i>).
ASCE/SEI 41-17	Norma ASCE/SEI 41-17 : evaluación y rehabilitación sísmica de edificios existentes (<i>Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings</i>).
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i> (ASTM International).
CFRP	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i> (polímero reforzado con fibra de carbono).
COUS	Coordinación Universitaria para la Sustentabilidad (UNAM).
DEAD	<i>Dead load</i> (carga muerta) como tipo de carga en el modelo.
EERC	<i>Earthquake Engineering Research Center</i> (Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica).
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral.
Fe-SMA	<i>Iron-based Shape Memory Alloy</i> (aleación con memoria de forma base hierro).

FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency</i> (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, EE. UU.).
FRP	<i>Fiber Reinforced Polymer</i> (polímero reforzado con fibras).
GDL	Grado(s) de libertad.
LF	<i>Load Factor</i> (factor de carga) usado en análisis incremental/pushover.
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción.
NEC-15	Norma Ecuatoriana de la Construcción, edición 2015.
ODS	Objetivos de Desarrollo Sostenible.
pH	Potencial de hidrógeno (medida de acidez/alcalinidad).
PhD	<i>Doctor of Philosophy</i> (doctorado).
RC	<i>Reinforced Concrete</i> (concreto/hormigón armado).
SEI	<i>Structural Engineering Institute</i> (instituto de ingeniería estructural de ASCE).
SENPLADES	Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo (Ecuador).
SMA	<i>Shape Memory Alloy</i> (aleación con memoria de forma).
UK	<i>United Kingdom</i> (Reino Unido).
UNAM	Universidad Nacional Autónoma de México.
USA	<i>United States of America</i> (Estados Unidos de América).

SIMBOLOGÍA

C	Carbono (símbolo químico).
cm	Centímetro (unidad de longitud).
Cu	Cobre (símbolo químico).
Cu-Al-Mn	Aleación cobre–aluminio–manganeso (familia de aleaciones con memoria de forma).
Fe-17Mn-5Si-10Cr-4Ni-1(V,C)	Designación composicional de aleación Fe-SMA: Hierro, Manganeso, Silicio, Cromo, Niquel, Vanadio, Carbono.
Fe-30Mn-1Si	Designación composicional de aleación base hierro: Fe–30Mn–1Si.
KN	kilonewton (unidad de fuerza).
m	Metro (unidad de longitud).
mg	Miligramo (unidad de masa).
mil	Milésima de pulgada (0.001 in).
MPa	Megapascal (unidad de esfuerzo/presión).
Mn	Manganeso (símbolo químico).
mV	Milivoltio (unidad de diferencia de potencial).
Ni	Níquel (símbolo químico).
NiTi	Aleación níquel–titanio (NiTi), aleación con memoria de forma.
NiTi-SMA	<i>NiTi Shape Memory Alloy</i> (aleación NiTi con memoria de forma).
P	Carga axial

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1a Daño en nudo, ocurrido en terremoto de Pedernales, de 16 de abril de 2016 (Díaz, 2016).....	30
Figura 2.1b Daño en nudo, ocurrido en terremoto de Pedernales, de 16 de abril de 2016 (Díaz, 2016).....	31
Figura 2.2 Falla en nudo viga columna, terremoto de Nepal, 2015 (Khokhar & Brzev, 2021).....	31
Figura 2.3 Daño en nudos, terremoto de Turquía, región de Hatay, 2023 (Doğan et al., 2024).....	31
Figura 2.4 Daño en nudos, terremoto de Zumpango, Guerrero, 2011 (Roberto Arroyo et al., 2014).....	32
Figura 2.5 Esquema del proceso mecánico en la barra (o platina) de refuerzo Fe-SMA (Shahverdi et al., 2018).....	38
Figura 2.6 Esquema del proceso térmico en el Fe-SMA (Shahverdi et al., 2018).....	39
Figura 2.7 Esquema del proceso térmico en el Fe-SMA (Shahverdi et al., 2018).....	40
Figura 2.8 Materiales constitutivos Acero de refuerzo longitudinal y transversal (autor).....	47
Figura 2.9 Modelo constitutivo del hormigón (autor).....	47
Figura 2.10 Modelación de viga (autor).....	48
Figura 2.11 Modelación de columnas (autor).....	48
Figura 2.12 Restricciones en GDL y cargas aplicadas (autor).....	50
Figura 2.13 Determinación de fibras en sección de columna, para cálculo de esfuerzos (autor).....	51
Figura 2.14 Diagrama Momento-rotación del nudo exterior (autor).....	54
Figura 2.15 Modelo bilineal del nudo exterior en SEISMOSTRUC (autor).....	54
Figura 2.16a Conectividad de elementos en SEISMOSTRUC (autor).....	55
Figura 2.16b Conectividad de elementos en SEISMOSTRUC (autor).....	55
Figura 2.17 Momentos obtenidos (autor).....	56
Figura 2.18 Umbral de falla de los elementos (autor).....	56

Figura 2.19 Jerarquía de resistencias en el sistema con nudo existente (autor).....	57
Figura 2.20 Posibles técnicas de instalación.....	58
Figura 2.21 Posibles técnicas de instalación del reforzamiento con SMA con diagonales (Carofilis et al., 2022).....	58
Figura 2.22a Ranura para fijación, centrado y anclaje de barras Fe-SMA. (Re-fer.eu, 2025).....	59
Figura 2.22b Activación o paso de la fase Austenita a Martensita en la configuración atómica de la aleación (pretensado) (Re-fer.eu, 2025).....	60
Figura 3.1 Comparación Curva Momento – Rotación Nudo con y sin refuerzo Fe-SMA.....	64
Figura 3.2 Umbral de falla, usando Fe-SMA.....	65
Figura 3.3 Incremento de la capacidad del sistema estructural con el nudo reforzado con Fe-SMA.....	65
Figura 3.4 Configuración estructural representativa de edificios afectados en el terremoto de Pedernales (Kagermanov et al., 2017).....	66
Figura 3.5 Modelación de nudos en SEISMOSTRUCT numerados desde el piso 1 y de izquierda a derecha; y, cargas aplicadas (Autor).....	67
Figura 3.6a Niveles de desempeño NEC-15 (Ecuador, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).....	68
Figura 3.6b Niveles de desempeño considerados para evaluación del pórtico.....	69
Figura 3.7 Curva de capacidad y niveles de desempeño (Autor).....	69
Figura 3.8 Curva bilineal del nudo 1, reforzado (Autor).....	70
Figura 3.9 capacidad del pórtico reforzado (Autor).....	71

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1a. Detallamiento de los elementos del sistema viga-columna.....	49
Tabla 2.1b. Geometría de los elementos del sistema viga-columna.....	52
Tabla 2.2. Factores de resistencia y de deformación.....	52
Tabla 2.3. Coeficientes geométricos ϕ_1 y ϕ_2	53
Tabla 2.4. Momentos resistentes en el nudo.....	53
Tabla 2.5. Cálculo de la resistencia a tensión, del nudo.....	60
Tabla 2.6 Cálculo del cortante y carga axial sobre el nudo del sistema simplificado..	61
Tabla 2.7 Proceso iterativo con la ecuación 2.4.....	61
Tabla 2.8 Propiedades del refuerzo Fe-SMA.....	62
Tabla 2.9 Cálculo del esfuerzo de tensión admisible P_t total.....	63
Tabla 2.10. Cálculo de curva bilineal del refuerzo Fe-SMA.....	63
Tabla 3.1 Secciones y armadura, consideradas.....	66
Tabla 2.11. Refuerzo requerido en los nudos.....	70

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

Los severos daños observados en edificios de concreto armado durante sismos han evidenciado la alta vulnerabilidad de muchas estructuras existentes, atribuible principalmente al desempeño deficiente de sus uniones viga-columna que no fueron ni diseñadas ni construidas en base a los criterios de sismo-resistencia actuales (De Vita et al., 2017). Esta deficiencia se acentúa en los nudos exteriores (esquinas o fachadas), que carecen de confinamiento lateral completo por ausencia de vigas en todos sus lados; tales nudos, a menudo con detallado inadecuado de armaduras transversales, pueden desarrollar fallas frágiles y concentrar degradación de rigidez y resistencia, induciendo derivas de entrepiso que exceden límites normativos, como los establecidos por la NEC-15 (Ecuador, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015) y aumentando el riesgo de mecanismos no deseados en elementos adyacentes (Suhail et al., 2023).

La mayoría de las técnicas de reforzamiento disponibles para uniones viga-columna se basa en confinamiento pasivo y suele activarse después de que el concreto ha fisurado, por lo que su eficacia depende de deformaciones previas; además, pueden requerir procesos constructivos complejos, incrementando tiempos, costos e interferencia con la operación de la edificación (Suhail et al., 2023). Estas limitaciones motivan el estudio de alternativas innovadoras de reforzamiento activo que, además de incrementar capacidad resistente, aporten control de degradación y potencial de recentrado. En este contexto, las aleaciones con memoria de forma (Shape Memory Alloys, SMA) ofrecen una respuesta distintiva por su capacidad de recuperación y aporte de esfuerzos de confinamiento/recuperación sin esperar necesariamente grandes deformaciones. No obstante, la adopción masiva de SMA se ha visto limitada históricamente por el costo de aleaciones tradicionales; por ello, las SMA basadas en hierro (Fe-SMA) surgen como una opción más asequible para

aplicaciones de reforzamiento con mínima invasividad y potencial de mejora integral del desempeño sísmico (Lee et al., 2023).

Con base en lo anterior, este proyecto plantea desarrollar una metodología de retrofit sísmico para nudos exteriores viga-columna deficientes mediante Fe-SMA, orientada a mejorar simultáneamente resistencia, rigidez, disipación de energía y capacidad de deformación, reduciendo la probabilidad de daño severo y deformaciones residuales significativas. La investigación se aborda como un caso aplicado, mediante modelación y evaluación numérica comparativa entre condición existente y reforzada, incorporando el dimensionamiento del refuerzo y la representación del comportamiento no lineal del nudo en el marco de criterios y procedimientos reconocidos en la literatura. La pertinencia del trabajo se vincula directamente con la necesidad de incrementar la resiliencia del parque construido y contribuir a infraestructura segura y operativa frente a terremotos, en concordancia con el enfoque de desarrollo sostenible (Naciones Unidas, 2015).

1.1 Antecedentes

En estructuras de hormigón armado, las uniones viga-columna (o *nudos*) constituyen zonas críticas bajo cargas sísmicas, pues a través de ellas se transmiten los esfuerzos entre vigas y columnas. Si estas uniones no están debidamente detalladas y confinadas, pueden experimentar fallas frágiles que comprometen la estabilidad del pórtico completo. Estudios clásicos ya demostraron que deficiencias como la falta de adherencia acero-hormigón adecuada o longitudes de anclaje insuficientes en el nudo producen una rotación rígida de la junta acompañada de deslizamientos no deseados, derivando en fallas frágiles y rápida degradación del marco resistente. Filippou y Popov (1983) documentaron tempranamente cómo la degradación de la adherencia en los nudos afecta negativamente la respuesta cíclica, evidenciando la necesidad de confinamiento transversal eficaz en esta zona (Filippou & Popov E.P.,

Bertero, 1983). En términos de diseño sismorresistente, Paulay y Priestley (1992) enfatizaron el concepto de “columna fuerte – viga débil”, asegurando que el pórtico disipe la energía mediante flexión en las vigas antes que por fallas frágiles en columnas o juntas (Paulay & Priestley, 1992). Sin embargo, en muchas construcciones antiguas este criterio no se aplicó, resultando en la situación inversa (viga fuerte – columna débil) que sobrecarga al nudo. Bajo cargas sísmicas cíclicas, las demandas de cortante en el núcleo del nudo suelen exceder a las de los elementos adyacentes, de modo que un nudo mal detallado puede alcanzar su capacidad última antes que vigas o columnas, precipitando el colapso del sistema. Estas observaciones establecen la importancia de garantizar una adecuada resistencia y ductilidad en las uniones viga-columna.

Diversos terremotos han expuesto las consecuencias de deficiencias en nudos de marcos de concreto armado. En el terremoto de Pedernales (Ecuador) del 16 de abril de 2016, colapsaron alrededor de 40 edificios de hormigón armado solo en la ciudad de Portoviejo. Investigaciones post-sismo señalaron como causas principales el mecanismo estructural indeseable de *columna débil – viga fuerte* y la falta de confinamiento en los nudos, lo que generó desplazamientos excesivos y pérdida de capacidad resistente. Las estadísticas de ese evento evidenciaron la vulnerabilidad estructural existente: 661 fallecidos y 4 859 heridos, con daños severos concentrados en edificaciones con detallados sísmicos inadecuados (SENPLADES, 2016).

Otros sismos internacionales refuerzan estas conclusiones. Durante el terremoto de Nepal de 2015, se observaron numerosos colapsos en edificios de hormigón armado donde las juntas viga-columna cedieron bruscamente por deficiente detallado. Khokhar y Brzev (2021) documentaron casos de nudos que fallaron por cortante, agravados por la presencia de mampostería confinada que generó mecanismos de columna corta. La serie de terremotos de Turquía de febrero 2023, produjo daños generalizados en la región de Hatay, incluyendo la falla de uniones viga-columna en

edificios medianos y altos. Un informe detallado destaca que muchos marcos de concreto colapsaron por insuficiente capacidad cortante del nudo y por pobre anclaje de barras longitudinales dentro de la junta (Doğan et al., 2024), reflejando prácticas constructivas inadecuadas similares a las de Latinoamérica en décadas pasadas. Asimismo, en el terremoto de Zumpango (México) de 2011, se registraron fallas en nudos exteriores de edificios de baja altura, atribuidas a falta de refuerzo transversal y a detalles de gancho insuficientes en las barras, según el diagnóstico de Arroyo et al. (2014).

Todos estos eventos históricos han impulsado a la comunidad ingenieril a reconocer que el desempeño sísmico de una estructura de concreto armado depende en gran medida de la integridad de sus uniones viga-columna. Fortalecer estas uniones se vuelve prioritario especialmente en construcciones existentes que no cumplen las exigencias de diseño moderno.

Ante la vulnerabilidad de los nudos no diseñados sísmicamente, se han desarrollado diversas técnicas de rehabilitación estructural. Los métodos *pasivos* de reforzamiento son aquellos que no introducen fuerzas activas al elemento, sino que dependen del propio movimiento o deformación de la estructura para entrar en acción. Entre ellos, uno de los más difundidos en las últimas décadas es el uso de materiales compuestos FRP (Fiber Reinforced Polymer) aplicados externamente.

No obstante, el reforzamiento con FRP presenta limitaciones importantes. Su mecanismo es pasivo: la confinación efectiva ocurre solo cuando el concreto dentro del nudo tiende a dilatarse o fisurarse, activando la tensión en las fibras. Esto implica que inevitablemente parte del daño (fisuración, degradación) ocurre antes de que el FRP participe completamente en el confinamiento (Pohoryles et al., 2019).

En años recientes han cobrado interés los sistemas *activos* de reforzamiento, aquellos que ejercen fuerzas de confinamiento o restricción sin esperar a que ocurran grandes deformaciones en la estructura, sino aplicándolas de antemano o *en tiempo real*. Dentro de esta categoría sobresalen las aleaciones con memoria de forma (SMA, *Shape Memory Alloys*), materiales metálicos capaces de desarrollar deformaciones inelásticas reversibles significativas y recuperar su forma original ya sea al retirar la carga (comportamiento *superelástico*) o al aplicarse calor (efecto de *memoria de forma*). Estas propiedades habilitan dos características estructuralmente deseables: *damping* elevado con disipación de energía por histeresis, y recentrado (recuperación casi completa de deformación) tras un evento sísmico severo (Janke et al., 2005).

Las aleaciones SMA más estudiadas en ingeniería civil han sido históricamente las base Níquel-Titanio (NiTi), debido a su notable superelasticidad a temperatura ambiente. En este contexto, Shin y Andrawes (2010) realizaron uno de los primeros estudios aplicados, utilizando cables de NiTi alrededor de columnas de concreto para confinarlas.

A pesar de sus beneficios, la adopción masiva de los SMA tipo NiTi en construcción se ha visto limitada por su alto costo de fabricación y dificultades de procesamiento (el Ni y Ti son metales caros y de difícil manejo metalúrgico). Esto ha impulsado la investigación hacia aleaciones de memoria más económicas. En la última década emergieron las aleaciones con memoria de forma a base de hierro (Fe-SMA), típicamente desarrolladas con elementos como Fe–Mn–Si–Cr–Ni, las cuales ofrecen propiedades de memoria de forma aunque con superelasticidad limitada, pero a una fracción del costo. De hecho, el costo de los Fe-SMA se estima en solo 5–10% del costo de un NiTi-SMA, lo que las hace muy atractivas para aplicaciones a gran escala (Faisal & Raghieb, 2023).

En cuanto a aplicaciones *específicas en uniones viga-columna*, las investigaciones con Fe-SMA aún son limitadas pero emergentes. Carofilis *et al.* (2025) presentaron un estudio numérico pionero sobre juntas exteriores deficientes sometidas a sismo, reforzadas con dispositivos Fe-SMA. Empleando modelos de elementos finitos, evaluaron la capacidad de distintos arreglos de aleación de hierro (barras activas diagonales a través del nudo, y abrazaderas activas alrededor de la junta) para incrementar la resistencia al cortante y la ductilidad de la unión. Sus resultados mostraron que la incorporación de Fe-SMA presforzado en el núcleo del nudo puede cambiar el modo de falla de la unión de frágil a dúctil, siempre y cuando se asegure una adecuada transferencia de esfuerzos entre la aleación y el hormigón (por medio de anclajes mecánicos robustos).

Otra contribución reciente es la de Nahar *et al.* (2020), quienes realizaron un análisis comparativo del colapso sísmico en marcos de concreto reforzados con distintos tipos de SMA embebidos en la zona de la junta; y, Compararon cinco variantes de material (incluyendo aleaciones de NiTi superelásticas, aleaciones Cu-Al-Mn, y un acero con memoria de forma a base de hierro) frente a un marco convencional de acero. Sus simulaciones mediante análisis incremental mostraron que todas las variantes de SMA mejoraban la seguridad ante colapso del pórtico al proporcionar mayor disipación y recentrado en la unión, siendo las aleaciones superelásticas las más efectivas en reducir derivas residuales. La aleación Fe-SMA, si bien no alcanzó el desempeño recentrante de NiTi, aportó mejoras considerables en ductilidad con costo mucho menor (Nahar *et al.*, 2020).

A pesar de los avances descritos, persisten vacíos y retos técnicos que motivan la investigación en este proyecto de graduación. Primero, no existe aún un procedimiento estándar ni guía técnica local o internacional para el *reforzamiento de uniones viga-columna con Fe-SMA*. La mayoría de normativas (incluida la NEC-15 ecuatoriana) no contemplan estos materiales ni sus criterios de diseño, limitando su

uso práctico. Segundo, las metodologías de modelación numérica para capturar el comportamiento cíclico de uniones reforzadas con SMA están en desarrollo; se requiere validar modelos constitutivos y de elementos finitos que incorporen el efecto de memoria de forma y la superelasticidad. En palabras de Carofilis *et al.* (2025), antes de aplicar estos refuerzos es crucial establecer una jerarquía de resistencia adecuada en el pórtico –asegurando que las columnas y nudos reforzados superen la capacidad de las vigas– y desarrollar herramientas de análisis confiables que permitan diseñar el refuerzo Fe-SMA óptimo para lograr dicha jerarquía.

Actualmente no se cuenta en el medio local con procedimientos claros que garanticen, modelar y diseñar esta técnica de reforzamiento y demostrar el incremento en resistencia y rigidez de la unión, un incremento en la ductilidad y capacidad de recentrado del pórtico estructural, como el que ofrecen las SMA. Esta falta de metodología integral fue identificada tras el sismo de 2016, donde muchas edificaciones reparadas simplemente aumentaron secciones o añadieron refuerzos convencionales, sin abordar la deformación residual ni la pronta recuperabilidad de la estructura. En este contexto, el presente proyecto propone y evalúa un procedimiento de modelado y diseño de reforzamiento sísmico usando Fe-SMA en nudos exteriores, compatible con las normativas ecuatorianas. Para ello se apoyará en herramientas de simulación avanzada (SeismoStruct, entre otras), calibradas con datos experimentales de la literatura. Se desarrollará un modelo detallado de una conexión viga-columna típica de la costa ecuatoriana pre-NEC-15, que represente sus deficiencias (baja cuantía de estribos, anclajes cortos) y se verificará su respuesta sísmica inicial. Luego se introducirán elementos de refuerzo Fe-SMA (barras o tirantes externos activados) en el modelo, evaluando su efecto en la resistencia al cortante del nudo, la rigidez pos-elástica, la disipación de energía y la reducción de derivas residuales tras sismo.

El proyecto aprovechará este *estado del arte* para justificar y diseñar una solución innovadora de rehabilitación sísmica. Cada afirmación y decisión de diseño en el desarrollo del proyecto estará sustentada en la evidencia científica revisada (p.ej., resultados de Doğan *et al.* 2024 para daños en nudos, lineamientos ACI 440.2R-17 para FRP, hallazgos de Lee *et al.* 2023 y Carofilis *et al.* 2025 para Fe-SMA, etc.), garantizando así rigurosidad académica y pertinencia práctica en la solución propuesta.

1.2 Problemática a resolver

Las estructuras de hormigón armado construidas con criterios sísmicos obsoletos presentan una alta vulnerabilidad, evidenciada por los severos daños observados en sus uniones viga-columna durante eventos sísmicos (De Vita *et al.*, 2017a; Suhail *et al.*, 2023). Dichos nudos, a menudo con detallados inadecuados de armaduras transversales (estribos insuficientes o mal anclados), sufren degradaciones progresivas de resistencia y rigidez bajo cargas cíclicas, llegando a fisurarse y perder capacidad resistente al corte y adherencia acero-hormigón tras sismos severos (De Vita *et al.*, 2017). Estas fallas locales comprometen la transferencia de esfuerzos entre elementos adyacentes y pueden inducir derivas de entrepiso que excedan los límites normativos, poniendo en riesgo la seguridad de la edificación.

Entre las soluciones pasivas, el uso de revestimientos de FRP ha ganado consenso internacional, pues aumenta la resistencia al corte del panel de unión y mejora la adherencia entre las barras de acero y el concreto circundante (De Vita *et al.*, 2017). Sin embargo, estos refuerzos entran en acción principalmente después de que el concreto ha fisurado. Esto implica inevitablemente que ocurra cierto daño inicial antes de que el refuerzo contribuya plenamente (Lee *et al.*, 2023). En consecuencia, las técnicas pasivas no siempre logran evitar modos de falla frágil en nudos altamente deficitarios y, además, su implementación conlleva operaciones laboriosas

(por ejemplo, soldar chaquetas de acero o aplicar resinas epóxicas) que encarecen y ralentizan el proceso de rehabilitación estructural (Lee et al., 2023; Suhail et al., 2023).

Ensayos experimentales han mostrado que el confinamiento activo con SMA puede prevenir la fisuración y el aplastamiento prematuro del concreto, mejorando significativamente la capacidad de deformación última en comparación con los métodos pasivos convencionales (Lee et al., 2023). Adicionalmente, la técnica presenta ventajas prácticas, ya que la activación del presfuerzo en las SMA es rápida y sencilla: basta con calentar las aleaciones pre-tensadas para inducir el efecto memoria, aplicando instantáneamente la presión confinante sin necesidad de esperar a deformaciones estructurales para que el refuerzo actúe.

Un desafío histórico para la adopción masiva de las SMA en ingeniería civil ha sido el alto costo de las aleaciones de NiTi. No obstante, en años recientes han surgido aleaciones con memoria de forma de base hierro (Fe-SMA), cuyo costo es sustancialmente menor (aproximadamente 5–10% del precio de las NiTi-SMA) manteniendo propiedades de memoria de forma adecuadas (Lee et al., 2023c). Gracias a su viabilidad económica y desempeño prometedor, las Fe-SMA se perfilan como alternativas atractivas para aplicaciones a gran escala en reforzamiento sísmico. Estudios iniciales ya han explorado el uso de Fe-SMA en elementos de concreto armado, verificando su eficacia para confinar columnas e incrementar tanto la resistencia como la capacidad de deformación última de los elementos (Lee et al., 2023c).

En este contexto, la ausencia de lineamientos de diseño y procedimientos de modelación constituye el núcleo de la problemática técnica a resolver, pues limita la adopción práctica de las soluciones con Fe-SMA a pesar de sus ventajas potenciales (Carofilis et al., 2025).

1.3 Justificación

Siendo la deformación residual un parámetro determinante a la hora de decidir la demolición o no, de una edificación, el desarrollo de métodos de reparación y reacondicionamiento sísmicos capaces de autocentrarse y recuperar el desplazamiento es esencial para extender la vida útil y reducir costos de mantenimiento posterior de las estructuras de hormigón construidas en zonas de alto riesgo sísmico. En la actualidad, ante la creciente concienciación sobre la importancia de los desplazamientos residuales, se han investigado varios sistemas novedosos para mitigar sus efectos y mejorar la recuperación del desplazamiento. Una forma prometedora de resolver este problema es el uso de materiales inteligentes como el SMA en uniones o nudos de hormigón armado.(Higazey et al., 2023)

Los refuerzos pasivos suelen ser insuficientes para evitar modos de falla frágil en nudos altamente deficientes, además de implicar procesos constructivos laboriosos (soldaduras, resinas, etc.). En contraste, las aleaciones con memoria de forma permiten un confinamiento activo mediante presfuerzo inducido por temperatura, generando presión confinante en el concreto antes de la deformación, retardando la fisuración y mejorando notablemente la ductilidad del elemento reforzado. Si bien las SMA convencionales de NiTi han demostrado eficacia en este sentido, su altísimo costo ha impulsado el desarrollo de Fe-SMA (aceros con memoria) que cuestan sólo un 5–10% de las NiTi tradicionales.

Adicionalmente el presente trabajo se justifica en razón de que de acuerdo a lo que se muestra en las figuras 1.1a y 1.1b (Raza et al., 2022), las investigaciones realizadas en reforzamiento Fe-SMA en el período 2001 a 2020, constituyen apenas el 25% de los trabajos realizados en relación a reforzamientos de estructuras de concreto armado; y las investigaciones realizadas en este mismo contexto, para

uniones viga-columna, representa menos del 20% del total de investigaciones realizadas.

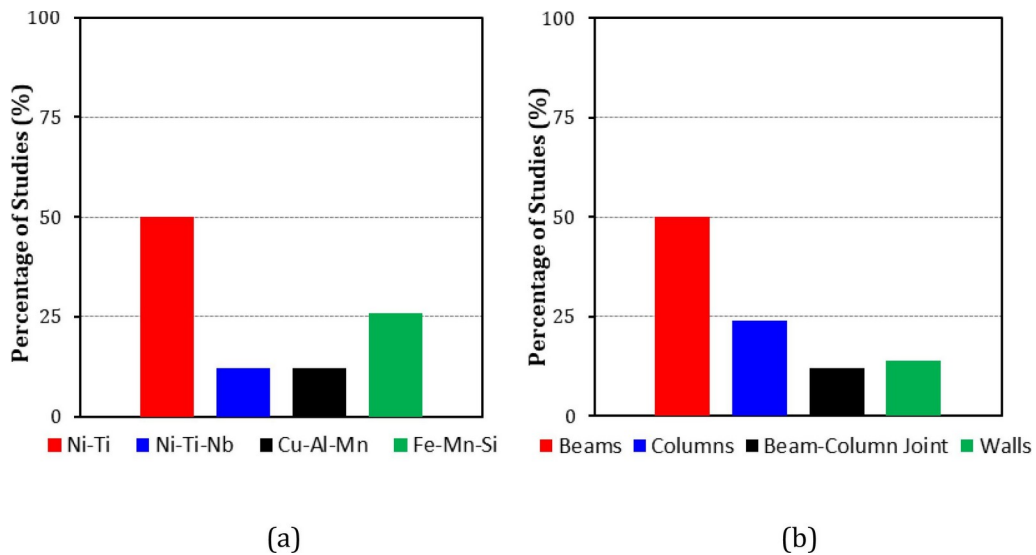


Figura. 1.1 Porcentaje de investigación en Fe-SMA; y, en reforzamiento de uniones viga-columna (Raza et al., 2022)

La resolución del problema indicado, se alinea con los objetivos desarrollo sostenible ODS 9, relacionado a industria, innovación e infraestructura; el cual promueve la búsqueda del desarrollo de infraestructura fiable, sostenible, resiliente y de calidad; y, reconoce que para que las comunidades y economías prosperen, su infraestructura debe ser capaz de resistir y recuperarse rápidamente de desastres, incluidos los climáticos y geofísicos como los terremotos; debido a que la aplicación del SMA en el reforzamiento para la rehabilitación de estructuras, nos permite reutilizar las edificaciones vulnerables, a través de una tecnología innovadora; lo cual nos permite obtener como resultados estructuras reforzadas; fiables, sostenibles, resilientes y de calidad al asegurar su operatividad.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Desarrollar una metodología de retrofit sísmico para nudos exteriores viga-columna de pórticos de hormigón armado mediante aleaciones con memoria de forma a base de hierro (Fe-SMA), que incremente su capacidad resistente y ductilidad y sea compatible con los requisitos de la normativa técnica ecuatoriana vigente.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Formular un procedimiento de modelación numérica de un pórtico típico de hormigón armado con nudos deficientes reforzados con Fe-SMA, que permita evaluar su respuesta sísmica.
2. Establecer criterios de diseño y dimensionamiento del refuerzo con Fe-SMA en nudos viga-columna, a partir de análisis paramétricos que relacionen la cantidad y disposición del refuerzo con la mejora en resistencia, rigidez y ductilidad.
3. Verificar y ajustar la metodología propuesta comparando los resultados obtenidos en el modelo numérico con los límites de desempeño y exigencias de la normativa técnica local, de manera que el procedimiento sea aplicable como guía de diseño para el retrofit de pórticos existentes.

CAPÍTULO 2

2.1 Marco conceptual

2.1.1 Importancia y Rol Estructural de las Uniones Viga-Columna

Las uniones viga-columna, también denominadas nudos estructurales, constituyen zonas críticas en el desempeño sísmico de estructuras de hormigón armado. Estas uniones son responsables de la transmisión de esfuerzos entre elementos verticales y horizontales, y su adecuado comportamiento es fundamental para la integridad del pórtico completo. Según Paulay y Priestley (1992), la resistencia del nudo debe ser consistentemente mayor que la demanda máxima correspondiente al desarrollo del mecanismo de rótulas plásticas en las vigas, de modo que las vigas sean los elementos de sacrificio en lugar de los nudos (Paulay & Priestly, 1992).

En estructuras de hormigón armado sometidas a cargas sísmicas cíclicas, los nudos exteriores (esquinas de pórticos) presentan una vulnerabilidad particularmente elevada debido a la ausencia de confinamiento lateral completo, al no estar rodeados por vigas en todos sus lados. Esta configuración geométrica implica que dichos nudos carecen de restricción transversal en una o más direcciones, agravando la degradación de resistencia y rigidez bajo ciclos de carga inelástica (De Vita et al., 2017).

2.1.2 Degradación de Adherencia y Comportamiento Cíclico

Un fenómeno crítico identificado en la literatura técnica clásica es la degradación de la adherencia acero-hormigón dentro del nudo bajo cargas cíclicas. Filippou y Popov (1983) documentaron tempranamente cómo la pérdida de adherencia en los nudos afecta negativamente la respuesta cíclica, evidenciando la necesidad de

confinamiento transversal eficaz en esta zona [Filippou, Popov & Bertero, 1983. Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley]. Esta degradación de adherencia se manifiesta como un deslizamiento relativo entre las barras de refuerzo longitudinal y el hormigón circundante, generando rotaciones concentradas en la junta que incrementan significativamente las derivas de entrepiso.

Según Paulay y Priestley (1992), la pérdida temprana de adherencia dentro de un nudo puede conducir a derivas de entrepiso superiores al 1%, incluso antes de que la resistencia de fluencia de las barras en las vigas adyacentes se alcance. Los factores críticos que contribuyen a este comportamiento incluyen: (1) resistencia insuficiente del nudo respecto a la demanda máxima; (2) degradación de resistencia por no considerarse el nudo como parte integral del sistema columna-nudo; (3) incapacidad del nudo para responder preferentemente en rango elástico; (4) deformaciones considerables que incrementan significativamente la deriva de piso; y (5) deficiencias constructivas que comprometen el reforzamiento transversal requerido para un desempeño satisfactorio.

2.1.3 Patrones de Falla Observados en Eventos Sísmicos

La vulnerabilidad de los nudos viga-columna ha sido documentada en múltiples eventos sísmicos de magnitud significativa. Durante el terremoto de Pedernales, Ecuador del 16 de abril de 2016, colapsaron aproximadamente 40 edificios de hormigón armado en la ciudad de Portoviejo. Las investigaciones post-sismo identificaron como causas principales el mecanismo estructural indeseable de "columna débil-viga fuerte" (figuras 2.1a y 2.1b) y la falta de confinamiento en los nudos, lo que generó desplazamientos excesivos y pérdida de capacidad resistente [SENPLADES, 2016. Evaluación de los Costos de Reconstrucción, abril 2016]. Las estadísticas del evento registraron 661 fallecidos y 4859 heridos, con daños severos concentrados en edificaciones con detallados sísmicos inadecuados.

En el terremoto de Nepal de 2015, se observaron numerosos colapsos en edificios de hormigón armado donde las juntas viga-columna (figura 2.2) cedieron bruscamente por deficiente detallado. Khokhar y Brzev (2021) documentaron casos donde los nudos fallaron por cortante, siendo el fenómeno agravado por la presencia de mampostería confinada que generó mecanismos de columna corta (Khokhar & Brzev, 2021).

La serie de terremotos de Turquía en febrero de 2023 produjo daños generalizados en la región de Hatay, incluyendo la falla de uniones viga-columna (figura 2.3) en edificios medianos y altos; situación similar se evidenció en el terremoto de Zumpango en el Estado de Guerrero, México (figura 2.4). Un informe detallado destaca que muchos marcos de concreto colapsaron por insuficiente capacidad cortante del nudo y por pobre anclaje de barras longitudinales dentro de la junta, reflejando prácticas constructivas inadecuadas similares a las de Latinoamérica en décadas pasadas (Doğan et al., 2024).



Figura 2.1a Daño en nudo, ocurrido en terremoto de Pedernales, de 16 de abril de 2016 (Díaz, 2016)



Figura 2.1b Daño en nudo, ocurrido en terremoto de Pedernales, de 16 de abril de 2016 (Díaz, 2016)



Figura 2.2 Falla en nudo viga columna, terremoto de Nepal, 2015 (Khokhar & Brzev, 2021)



Figura 2.3 Daño en nudos, terremoto de Turquía, región de Hatay, 2023 (Doğan et al., 2024)

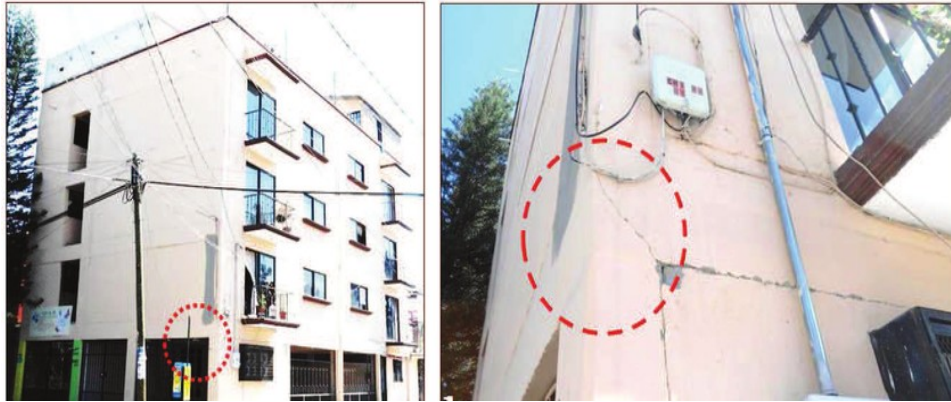


Figura 2.4 Daño en nudos, terremoto de Zumpango, Guerrero, 2011 (Roberto Arroyo et al., 2014)

2.1.4 Deficiencias Normativas en Estructuras Existentes

Muchas estructuras existentes en Ecuador, construidas antes de las normativas modernas, carecen de estribos suficientes en las juntas. Las edificaciones previas a ACI 318-95 solían espaciar los estribos a una distancia igual a la mitad de la altura efectiva, en elementos verticales (frecuentemente 15 cm); mientras que la normativa vigente NEC-15 exige separaciones máximas de 10 cm o 6 veces el diámetro de la varilla longitudinal, con diámetros mínimos de 10 mm. Este contraste normativo, estudiado por Aguiar y Mieles (2016), evidencia que los nudos de estructuras antiguas presentan escaso confinamiento transversal, predisponiendo a fallas cortantes bajo sismos (Aguiar & Yordy Mieles, 2016).

2.1.5 Métodos Tradicionales de Reforzamiento Pasivo de Uniones

2.1.5.1 Refuerzo con Materiales Compuestos de Fibra (FRP)

Entre las soluciones pasivas más difundidas, el uso de materiales compuestos de fibra FRP (Fiber Reinforced Polymer) ha ganado amplio consenso internacional para

el reforzamiento de nudos deficientes. El sistema consiste típicamente en láminas o mantos de fibras de alto desempeño (vidrio, aramida, fibra de carbono) embebidas en resinas poliméricas (epóxicas, poliéster, vinilster), las cuales se adhieren a la superficie del elemento a reforzar (*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*, 2017).

El refuerzo con FRP aumenta la resistencia al corte del panel de unión y mejora la adherencia entre las barras de acero y el concreto circundante. Numerosos estudios experimentales han mostrado que el confinamiento con telas de fibra, por ejemplo jacketing con CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer), retarda la aparición de falla, permitiendo que la viga desarrolle mayor capacidad flexional antes del colapso del nudo (De Vita et al., 2017).

2.1.5.2 Limitaciones del Refuerzo Pasivo con FRP

A pesar de sus beneficios, el refuerzo con FRP presenta limitaciones técnicas significativas. Su mecanismo de actuación es pasivo: la confinación efectiva ocurre únicamente cuando el concreto dentro del nudo tiende a dilatarse o fisurarse, activando la tensión en las fibras. Esto implica que inevitablemente parte del daño (fisuración, degradación) ocurre antes de que el FRP participe completamente en el confinamiento (Lee et al., 2023).

Estudios han encontrado que los encamisados simples de FRP, sin anclajes especiales, a veces no logran desarrollar toda la contribución teórica debido a desprendimientos o fallas de adherencia en las esquinas del nudo. Pohoryles et al. (2019), en una revisión de 20 años de investigaciones, concluyen que para maximizar la eficacia del FRP en juntas es crítico asegurar la continuidad del refuerzo alrededor del panel del nudo (idealmente envolviendo caras opuestas) y utilizar

anclajes adicionales (anclas de fibra o conectores mecánicos) para prevenir el despegue prematuro (Pohoryles et al., 2019).

De lo contrario, los aumentos de resistencia al cortante observados pueden ser modestos. En síntesis, los sistemas de FRP mejoran el comportamiento de uniones deficientes al incrementar su capacidad y rigidez cortante, pero no siempre aportan ductilidad adicional significativa ni la capacidad de recentrado (self-centering) de la estructura, ya que no eliminan las deformaciones residuales después del sismo (Pohoryles et al., 2019).

2.1.6 Aleaciones con Memoria de Forma (SMA): Tecnología de Confinamiento Activo

2.1.6.1 Propiedades Fundamentales de las Aleaciones con Memoria de Forma

Las aleaciones con memoria de forma (Shape Memory Alloys, SMA) son materiales metálicos inteligentes capaces de desarrollar deformaciones inelásticas reversibles significativas y recuperar su forma original; estas aleaciones poseen dos propiedades clave:

Superelasticidad (Pseudoelasticidad): La recuperación prácticamente instantánea de la deformación al retirar la carga, ocurrida a través de cambios de fase cristalina sin necesidad de calentamiento externo. Este fenómeno permite que el material experimente grandes deformaciones sin acumulación significativa de deformación permanente.

Efecto Memoria de Forma: La recuperación de la deformación al aplicarse calor, permitiendo que la aleación retorne a una forma preestablecida tras haber sido deformada plásticamente. Este mecanismo se fundamenta en la transformación martensítica reversible entre fases cristalinas a temperaturas específicas.

Estas propiedades habilitan dos características estructuralmente deseables fundamentales: (1) damping elevado con disipación de energía por histéresis bajo cargas cíclicas, y (2) recentrado o capacidad de autorrecuperación, permitiendo que la estructura recupere su forma original tras un evento sísmico severo (Janke et al., 2005).

2.1.6.2 Confinamiento Activo Previo con SMA

En el contexto de uniones viga-columna, el uso de SMAs permite concebir refuerzos que no solo aumenten la resistencia al cortante del nudo, sino que también incrementen su ductilidad y limiten la deformación residual después del sismo, contribuyendo a que la estructura recupere su posición original (self-centering).

El concepto de confinamiento activo previo es esencial: se aplica una presión confinante al núcleo del hormigón antes de que este se deforme significativamente durante un sismo. Esto contrasta con los sistemas pasivos (FRP, acero), donde el confinamiento solo se activa después de la dilatación del concreto. Shin y Andrawes (2010) realizaron uno de los primeros estudios aplicados, utilizando cables de NiTi-SMA alrededor de columnas de concreto para confinarlas. Al activarlos mediante calentamiento eléctrico, estos cables introdujeron un presfuerzo de confinamiento activo en la zona plástica de la columna, aumentando su ductilidad sin requerir la previa dilatación del concreto (Andrawes et al., 2010).

Ensayos cuasi-estáticos posteriores confirmaron que el confinamiento con SMA puede prevenir la expulsión del recubrimiento (spalling) y retrasar la falla, logrando incrementos notables en la capacidad deformativa de columnas respecto a columnas con confinamiento pasivo convencional (estribos o fibras). Jung et al. (2018) y Choi et al. (2012) documentaron mejoras sustanciales en ductilidad cuando se incorporaron

abrazaderas de SMA en columnas de puente, comparado con encamisados de CFRP (Choi et al., 2012).

La superioridad del efecto de confinamiento activo de SMA frente al confinamiento pasivo FRP quedó claramente demostrada en dichas pruebas: el confinamiento activo con SMA evitó el aplastamiento del núcleo de concreto y prácticamente eliminó la deformación residual luego del ciclo de carga.

2.1.6.3 Aleaciones de Níquel-Titanio (NiTi-SMA) en Aplicaciones Estructurales

Las aleaciones SMA más estudiadas en ingeniería civil han sido históricamente las de base Níquel-Titanio (NiTi), debido a su notable superelasticidad a temperatura ambiente. Sin embargo, un desafío histórico para la adopción masiva de las SMA en ingeniería civil ha sido el alto costo de las aleaciones NiTi. El níquel y titanio son metales caros y de difícil manejo metalúrgico, incrementando significativamente los costos de fabricación y procesamiento.

A pesar de esto, diversos estudios internacionales han explorado su aplicación. Andrawes et al. (2010) presentaron técnicas para confinar columnas de concreto usando cables de NiTi predeformados y activados por calentamiento, verificando mejoras significativas en el comportamiento bajo carga sísmica (Andrawes et al., 2010).

2.1.6.4 Emergencia de Aleaciones con Memoria de Forma a Base de Hierro (Fe-SMA)

El material Fe-SMA fue descubierto por (Sato et al., 1982), quienes realizaron investigaciones sobre el material, en el Instituto Nacional de Ciencias de los Materiales de Japón. Este material en su composición contiene: Fe-17Mn-5Si-10Cr-4Ni-1(V,C); y, su temperatura de activación oscila entre 100°C y

250°C, pudiendo ser generada mediante calentamiento resistivo y durante un período de tiempo aproximado de 1 minuto (Shahverdi et al., 2018). Este tipo de aleación aunque posee una superelasticidad limitada, tiene una fracción sustancial del costo de la aleación NiTi. De hecho, el costo de los Fe-SMA se estima en solo 5-10% del costo de un NiTi-SMA, lo que las hace muy atractivas para aplicaciones a gran escala (Faisal & Raghil, 2023).

Investigadores suizos demostraron la factibilidad de emplear tiras de Fe-SMA como elementos de presfuerzo activable para el reforzamiento de estructuras de concreto. Czaderski et al. (2014) aplicaron tiras de Fe-SMA ancladas externamente a vigas de concreto y, tras calentarlas a 260°C, indujeron esfuerzos de presfuerzo permanentes en las vigas, incrementando su resistencia a flexión sin necesidad de gatos hidráulicos (Czaderski et al., 2014).

Incluso se han llevado a cabo aplicaciones en campo: se reportó en 2017 un proyecto de rehabilitación de losas de concreto en Suiza con tiras de Fe-SMA activadas, logrando aumentos de capacidad con mínima invasividad (Lee et al., 2023).

El proceso termomecánico necesario para aprovechar el efecto de memoria de forma de la barra de Fe-SMA, se esquematiza en la figura 2.5 (Shahverdi et al., 2018), en la que se evidencia cómo ocurre este proceso a través de tres acciones principales: 1) Al material (en fase γ austenita) a temperatura ambiente (Se aplica un pre-esfuerzo hasta llegar al nivel de deformación pre-establecida (fase ϵ martensita), luego de lo cual se libera por completo al elemento, generándose la descarga a partir de la cima de la curva histerética; 2) Una vez restringida y/o anclada la barra o platina de Fe-SMA en el elemento estructural a reforzar, se procede con la activación térmica a través del calentamiento (cambio de fase $\epsilon \rightarrow \gamma$), y enfriamiento hasta temperatura ambiente ($\epsilon \rightarrow \gamma$); es cuando la barra intenta volver a su estado inicial, por lo cual se

genera un esfuerzo de recuperación (línea roja) (Shahverdi et al., 2018), exclusivamente por cambio de fase martensita a austenita; aportando esfuerzos compresivos al elemento de hormigón; generándose además una deformación de recuperación proporcional a la magnitud del referido esfuerzo inducido y, 3) Como de evidencia en el esquema, cuando al elemento de concreto se le aplica la carga de servicio, gran parte del esfuerzo actuante aplicado (línea color verde), se encontrará dentro del área de histéresis, por lo cual la energía que produce será disipada en forma de deformación pseudoelástica o deformación recuperable no lineal, y, deformación elástica o lineal, que se recupera totalmente al retirar la carga.

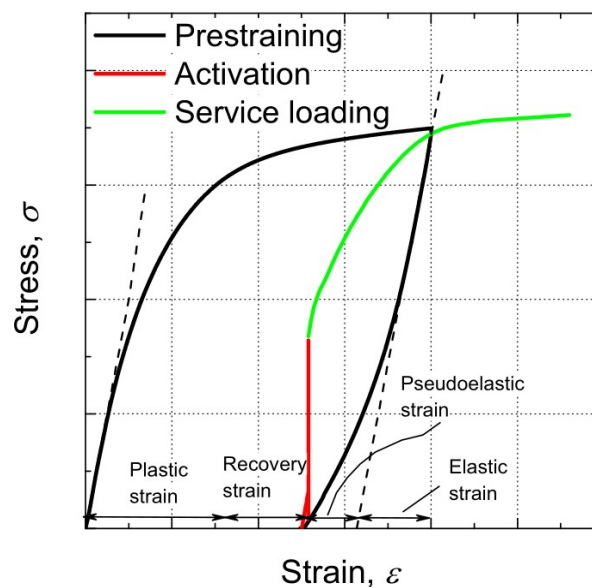


Figura 2.5 Esquema del proceso mecánico en la barra (o platina) de refuerzo Fe-SMA (Shahverdi et al., 2018)

En la figura 2.6 se esquematiza el proceso térmico necesario para que ocurra la activación (línea roja en la figura 2.5); el punto de inicio de la línea roja empieza con el esfuerzo de tensión inducida a temperatura ambiente; es decir en la fase martensítica ϵ expresada como la pendiente de la curva inicial; posteriormente al calentar la tira o barra de refuerzo de Fe-SMA, la aleación pasa a una fase austenítica y progresivamente transcurre de la fase austenítica inicial A_s , hasta la

fase austenítica final A_f ; y, durante el enfriamiento retorna a la fase martensita M_s , en temperatura ambiente.

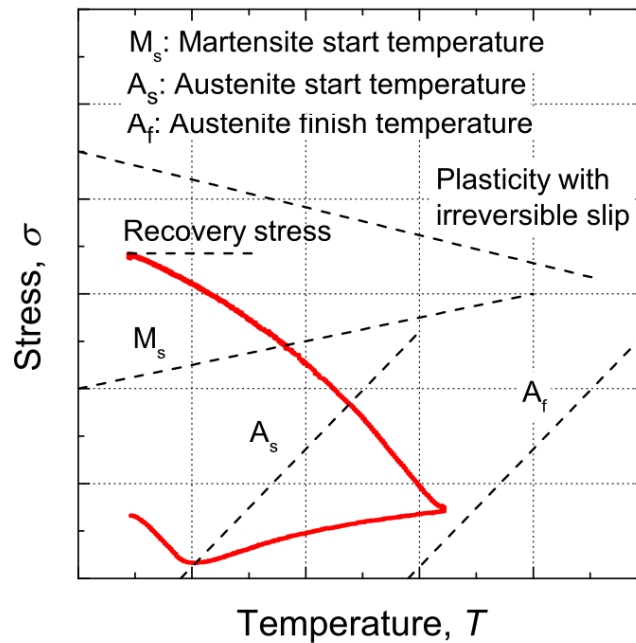


Figura 2.6 Esquema del proceso térmico en el Fe-SMA (Shahverdi et al., 2018)

Por otra parte, en la figura 2.7 se representan las tiras de Fe-SMA con un color distinto, por cada nivel (%) de pre-deformación; las curvas inician en la fase martensítica ϵ , y al inicio del incremento de temperatura, luego de A_s , inicia el incremento progresivo de generación y acumulación de esfuerzo de recuperación; y, finalmente (Shahverdi et al., 2018) concluye que al llegar al enfriamiento, los elementos de Fe-SMA que tuvieron pre-deformaciones iniciales (en fase martensita) del orden del 2% y 4% en su orden, fueron las que generaron mayor esfuerzo de recuperación.

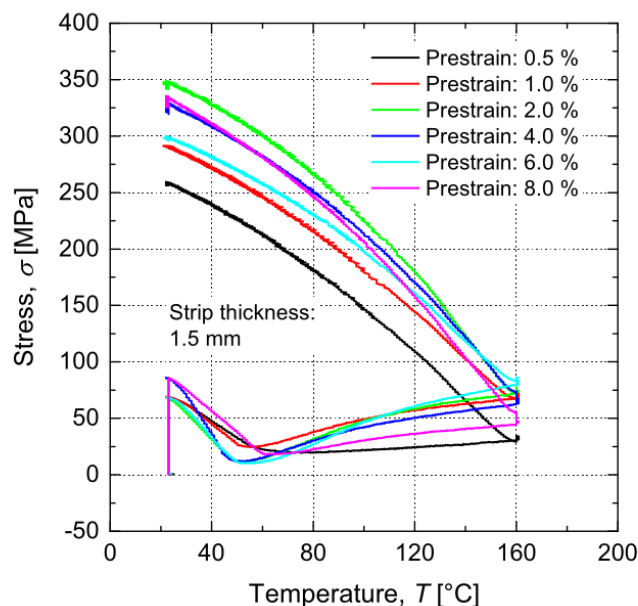


Figura 2.7 Esquema del proceso térmico en el Fe-SMA (Shahverdi et al., 2018)

2.1.6.5 Desempeño de Fe-SMA en Elementos de Concreto Armado

Estudios iniciales en Asia han comenzado a evaluar Fe-SMA en elementos de concreto armado. Se ensayaron columnas circulares confinadas externamente con cables de Fe-SMA preactivados, comparándolas con columnas confinadas con CFRP. Los resultados indicaron que la columna con Fe-SMA alcanzó una ductilidad significativamente mayor (175% de la capacidad respecto a la columna de control), superando incluso el desempeño de la columna con CFRP (Lee et al., 2023).

Este aumento se atribuye a la presión de confinamiento activa que ejercen las aleaciones de hierro al recuperar su forma, la cual retrasó el daño interno según mediciones ultrasónicas concurrentes. Hallazgos así confirman que los Fe-SMA pueden brindar beneficios similares a los NiTi-SMA en términos de mejora sísmica, aunque todavía se requiere investigar aspectos como su ciclado repetitivo, fatiga y métodos óptimos de anclaje.

2.1.6.6 Estudios Recientes sobre Refuerzo de Nudos con SMA

En cuanto a aplicaciones específicas en uniones viga-columna, las investigaciones con Fe-SMA aún son limitadas pero emergentes. Carofilis et al. (2025) presentaron un estudio numérico pionero sobre juntas exteriores deficientes sometidas a sismo, reforzadas con dispositivos Fe-SMA. Empleando modelos de elementos finitos, evaluaron la capacidad de distintos arreglos de aleación de hierro: barras activas diagonales a través del nudo, y abrazaderas activas alrededor de la junta para incrementar la resistencia al cortante y la ductilidad de la unión (Carofilis et al., 2025).

Los resultados mostraron que la incorporación de Fe-SMA presforzado en el núcleo del nudo puede cambiar el modo de falla de la unión de frágil a dúctil, siempre y cuando se asegure una adecuada transferencia de esfuerzos entre la aleación y el hormigón por medio de anclajes mecánicos robustos. Sin embargo, los autores recalcan que hace falta calibrar modelos constitutivos específicos para Fe-SMA en aplicaciones sísmicas, dado que estas aleaciones tienen un comportamiento termo-mecánico distinto a los aceros convencionales, incluyendo una recuperación de deformación dependiente de la temperatura.

2.1.6.7 Estudio Comparativo de Diferentes Tipos de SMA en Nudos

Nahar et al. (2020) realizaron un análisis comparativo del colapso sísmico en marcos de concreto reforzados con distintos tipos de SMA embebidos en la zona de la junta. Compararon cinco variantes de material, incluyendo aleaciones de NiTi superelásticas, aleaciones Cu-Al-Mn, y acero con memoria de forma a base de hierro, frente a un marco convencional de acero. Sus simulaciones mediante análisis incremental demostraron que todas las variantes de SMA mejoraban la seguridad ante colapso del pórtico al proporcionar mayor disipación y recentrado en la unión,

siendo las aleaciones superelásticas las más efectivas en reducir derivas residuales (Nahar et al., 2020).

La aleación Fe-SMA, si bien no alcanzó el desempeño recentrante de NiTi, aportó mejoras considerables en ductilidad con costo mucho menor, posicionándose como una solución técnica viable para aplicaciones a escala real en economías limitadas.

Suhail et al. (2023) implementaron un reforzamiento activo en uniones viga-columna deficientes utilizando alambres SMA superelásticos rodeando el nudo exterior de marcos de concreto. Se aplicaron cordones de NiTi alrededor de la junta y se activaron para confinarla. Los resultados experimentales mostraron mejoras significativas en:

- Resistencia al cortante del nudo
- Rigidez inicial del nudo
- Disipación de energía bajo carga cíclica
- Respuesta recentrable con mínima deformación permanente (el nudo recuperó su forma tras retirar la carga)

Este trabajo, publicado en *Journal of Structural Engineering ASCE*, valida la eficacia de las SMA para rehabilitar nudos y evitar su falla frágil (Suhail et al., 2023).

2.1.7 Consideraciones para Refuerzo Activo con Fe-SMA: Jerarquía de Resistencia

Previo a reforzar nudos mediante Fe-SMA, es imperativo establecer una jerarquía de resistencia adecuada en el pórtico. Carofilis et al. (2025) enfatizan que las columnas y nudos reforzados deben superar consistentemente la capacidad de las vigas,

emergiendo los nudos como los elementos más resistentes del sistema. Esta jerarquía permite al ingeniero estructural detectar rápidamente el elemento más vulnerable y decidir la intervención de reforzamiento óptima.

La falta de jerarquía de resistencia apropiada puede resultar en modos de falla indeseable, donde elementos críticos (nudos o columnas) fallan antes que los elementos sacrificiales (vigas), comprometiendo la disipación de energía global del pórtico (Carofilis et al., 2025).

2.1.8 Criterios de Desempeño y Límites de Aceptabilidad

Los criterios de aceptabilidad para el análisis pushover se definen típicamente en términos de puntos de desempeño, que representan el estado de la estructura donde la demanda sísmica iguala la capacidad ofrecida por la estructura. Estos criterios se evalúan comparando la ductilidad, la rigidez post-elástica, y la disipación de energía con límites establecidos por normas sísmicas como ASCE 7, FEMA 440, o normativas locales como la NEC-15.

La curva de capacidad bilineal permite identificar: (1) la rigidez inicial, (2) el punto de fluencia de la estructura, (3) la rigidez post-elástica (endurecimiento), y (4) la ductilidad disponible (desplazamiento máximo antes de falla) (Ulcuang- Cabascango & Villavicencio-Cedeño, 2025); parámetros que serán evaluados luego del modelado y diseño del reforzamiento con Fe-SMA.

2.2 Marco metodológico

Se desarrollará el modelo básico que incluya el detallamiento deficiente de nudos en pórticos de hormigón armado, para evidenciar el comportamiento de los nudos ante cargas cíclicas; para el efecto se efectuarán los análisis estructurales en el software

SeismoStruct; determinando la capacidad de la unión viga- columna, ante cargas axiales y laterales de diferente magnitud, para evaluar su jerarquía de resistencia y secuencia de falla; y, con estos resultados se propondrán ecuaciones para obtener modelos numéricos que permitan aplicar la técnica a mayor escala y a modelos más complejos; evaluando finalmente el porcentaje de incremento del desempeño en el comportamiento de los nudos.

Para este propósito de acuerdo a (Carofilis et al., 2025) es importante previo a reforzar estos elementos, establecer una jerarquía de resistencia tomando en cuenta que las columnas y nudos tengan mayor capacidad que las vigas, emergiendo los nudos como los elementos más resistentes. Ya que, identificar esa jerarquía permite al ingeniero estructural detectar rápidamente el elemento más vulnerable y decidir la intervención de reforzamiento óptima.

Para el efecto, a través del software Seismostruct, se considerará para el hormigón, el modelo constitutivo de Mander, que integra un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante (Madas, 1993), que sigue la relación constitutiva propuesta por (Mander et al., 1988) y las leyes cíclicas propuestas por (Martinez & -Rueda, 1997).

Este modelo toma en cuenta los efectos del confinamiento provisto por la armadura transversal mediante las leyes propuestas por Mander et al. (1988), en las cuales se asume una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones.

Para el caso del acero, el software considera el modelo uniaxial constitutivo Menegoto – Pinto, programado inicialmente por (Yassin, 1994) sobre la base de una relación esfuerzo-deformación simple pero eficiente propuesta en (*Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic*

behaviour of elements under combined normal force and bending, 1973), enriquecida con las leyes de endurecimiento isotrópico planteadas por (Filippou & Popov E.P., Bertero, 1983). La actual implementación sigue aquella realizada por (Monti & Nuti, 1992). Para este modelo el software integra además, una regla "de memoria" adicional propuesta por Fragiadakis et al. [2008](Fragiadakis & Papadrakakis, 2008), para una mayor estabilidad y precisión numérica bajo cargas sísmicas transitorias. Su utilización debe ser limitada al modelado de estructuras de hormigón armado, en particular de aquellas sometidas a historiales de carga complejos, en los cuales pueden ocurrir inversiones de carga significativas. Como se explica en (Prota et al., 2009).

Se formulará en el software SEISMOSTRUCT, un procedimiento de modelación numérica de un pórtico típico de hormigón armado con nudos deficientes reforzados con Fe-SMA, que permita evaluar su respuesta sísmica; se establecerán criterios de diseño y dimensionamiento del refuerzo con Fe-SMA en nudos viga-columna, a partir de análisis paramétricos que relacionen la cantidad y disposición del refuerzo con la mejora en resistencia, rigidez y ductilidad; y, se verificará y ajustará la metodología propuesta comparando los resultados obtenidos en el modelo numérico con los límites de desempeño y exigencias de la normativa técnica local, de manera que el procedimiento sea aplicable como guía de diseño para el retrofit de pórticos existentes.

El análisis pushover que se emplea en esta investigación, es una técnica de análisis estático no lineal que permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura para sismos severos. El análisis pushover involucra un análisis inelástico de la estructura considerada, bajo un incremento de vectores de fuerza o desplazamientos, representando el patrón de fuerzas de inercia o desplazamientos de respuesta en la estructura.

El método permite obtener la curva de capacidad, que relaciona el cortante basal (V) con el desplazamiento (D) de la estructura. Al utilizar este procedimiento es posible observar:

- La secuencia del agrietamiento de componentes
- La cadencia y modo de fallo de cada elemento
- Los estados límites de servicio
- Las deformaciones y cortantes en la estructura

La metodología "Modal Pushover Analysis" (MPA), desarrollada por Chopra y Goel (2001), permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura para sismos severos mediante el análisis modal incorporando modos superiores significativos (Chopra & Goel, 2002).

Para la modelación del nudo, se tomaron en cuenta las recomendaciones de la norma ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, que en su capítulo 10, implementa la metodología de modelado por deformación.

2.2.1 Trabajo de laboratorio o gabinete

Se procede a modelar una unión viga-columna correspondiente al piso intermedio de una edificación de 3 pisos; con columnas de 20x25 cm, y vigas de 20x20cm; ingresando en el software Seismostruct, los materiales constitutivos tanto del hormigón como del acero, como se muestra en las figuras 2.8 y 2.9; se consideró una resistencia del hormigón $F'_c=210 \text{ Kg/cm}^2$ y acero grado 60, con una resistencia nominal del acero $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ tabulado como límite de fluencia, en el SEISMOSTRUCT, y para el caso del hormigón, se consideró la resistencia a compresión, esperada, de $F'_c=210 \text{ Kg/cm}^2$ que considera lo establecido en el

numeral 10.2.2.1 “Material Properties” del ASCE/SEI 41-17(ASCE Standard, ASCE/SEI, 41-17, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, 2017):

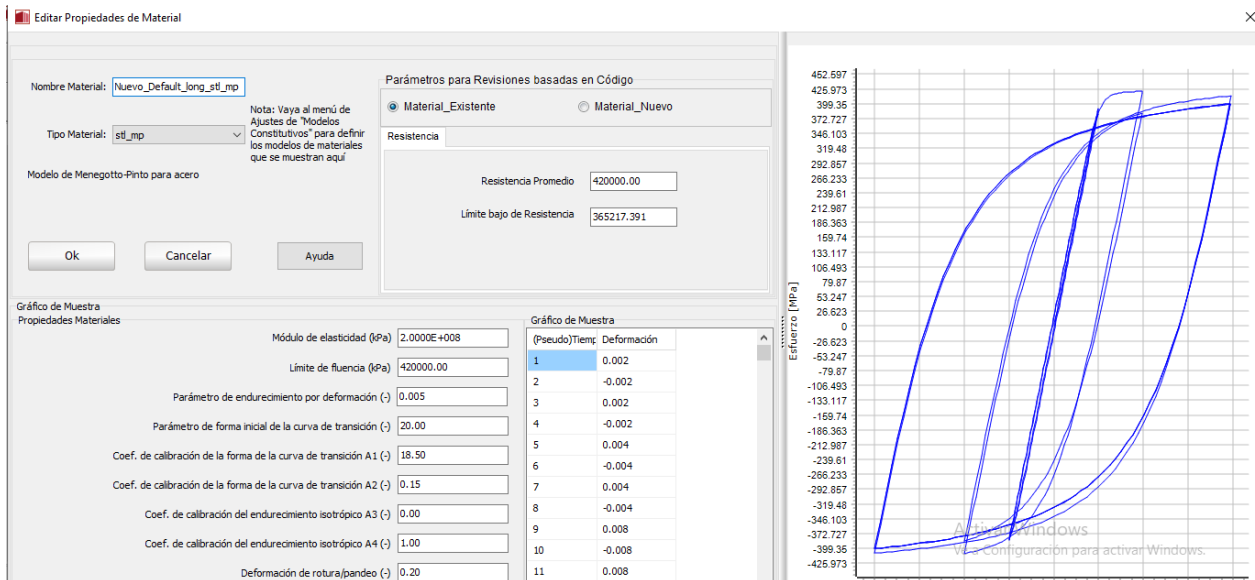


Figura 2.8 Materiales constitutivos Acero de refuerzo longitudinal y transversal (autor)

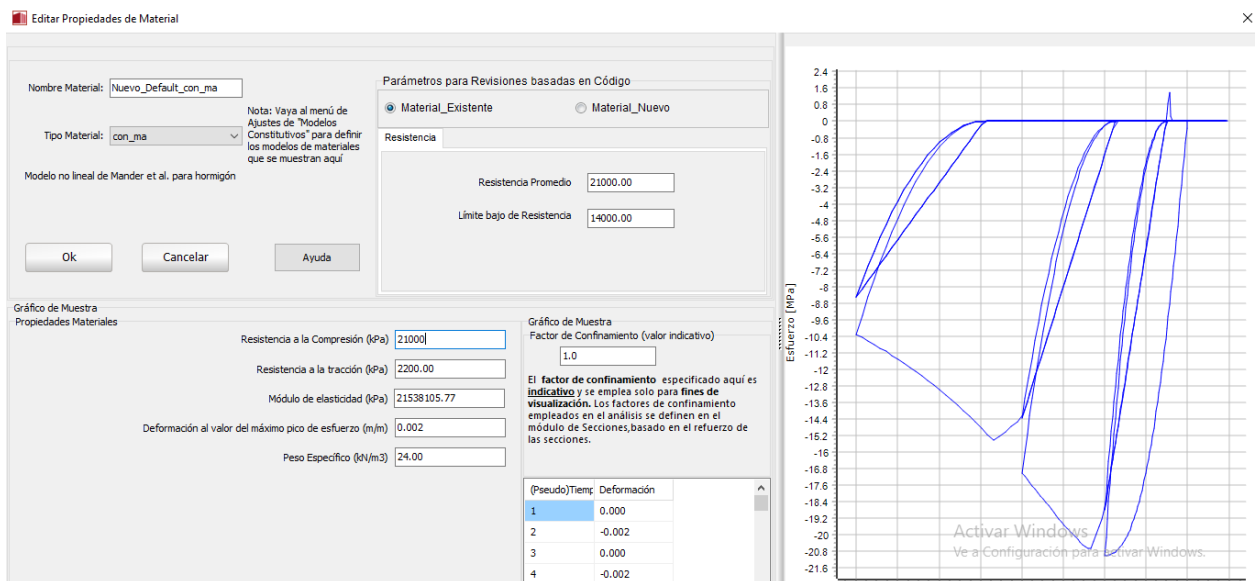


Figura 2.9 Modelo constitutivo del hormigón (autor)

Se modelaron la viga y columnas, como se muestra en las figuras 2.10 y 2.11:

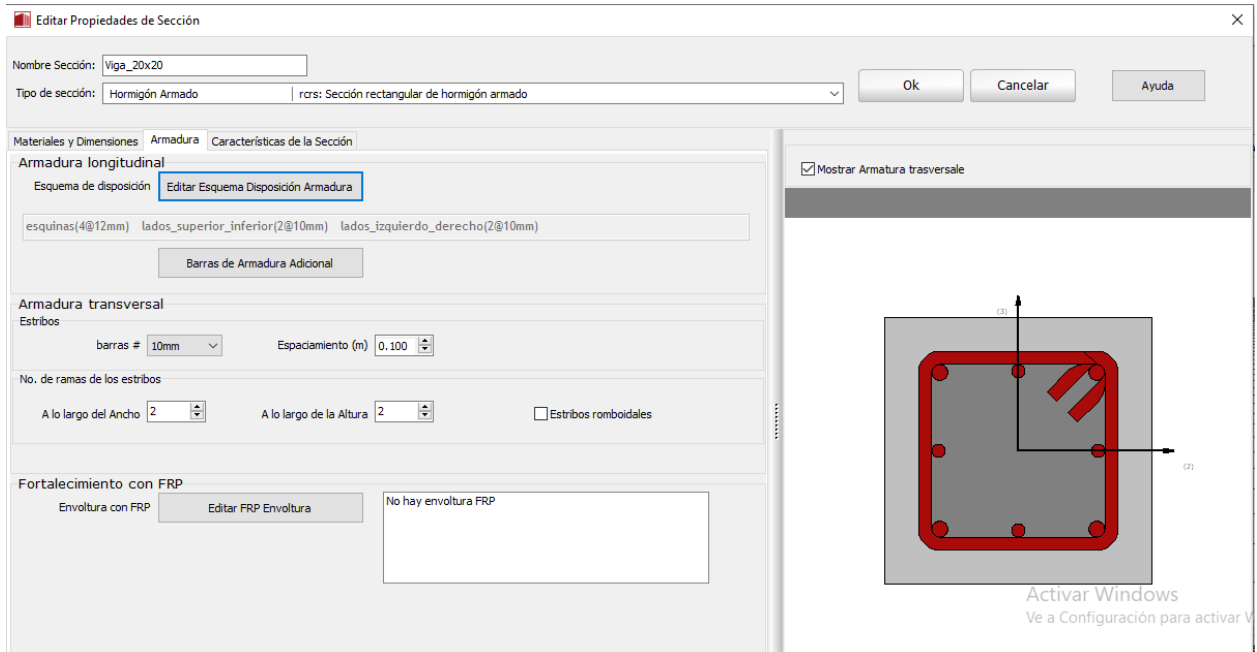


Figura 2.10 Modelación de viga (autor)

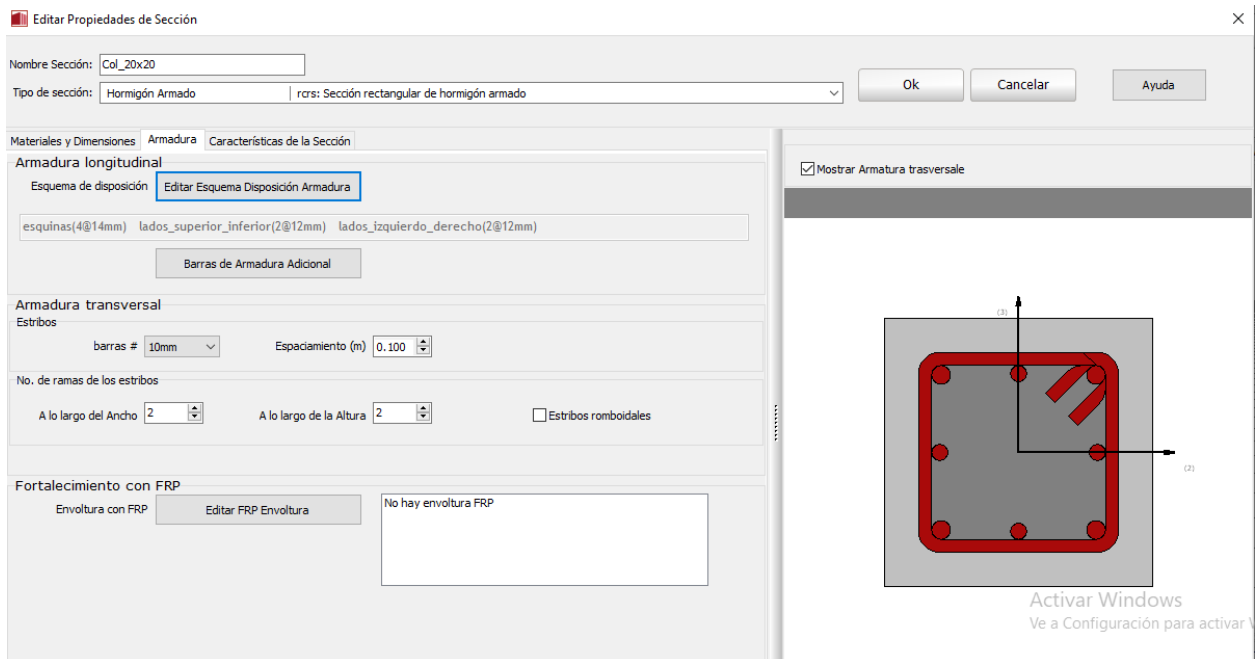


Figura 2.11 Modelación de columnas (autor)

El detallamiento empleado en el modelo estructural, es el siguiente:

Tabla 2.1a. Detallamiento de los elementos del sistema viga-columna

Elemento	As longitudinal sup e inf	As Transversal
Columna L=3m/2	4 Φ 14mm + 2 Φ 12mm	Φ 10mm @ 0,10m
Viga L=4m/2	4 Φ 12mm + 2 Φ 10mm	Φ 10mm @ 0,10m
Nudo	-	-

En el caso de los nudos, no se consideró acero de refuerzo, a fin de caracterizar el nudo típico en estructuras existentes, construidas sin diseño ni detallamiento sísmo-resistente.

Un aspecto importante a tener en cuenta es que los ejes locales de los elementos deben tener coincidencia tomando como referencia los ejes globales del pórtico; y, el GDL que se requiere analizar en el pórtico 2D; así como también el modelado de las restricciones de acuerdo al siguiente esquema, a fin de generar los esfuerzos que representen adecuadamente el modelo.

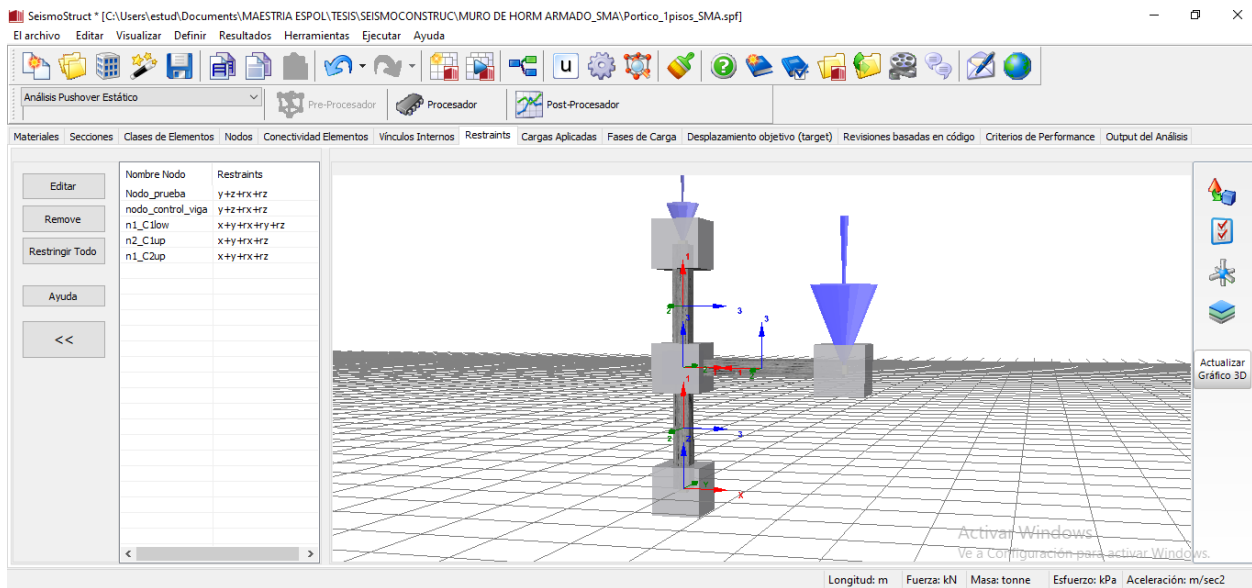


Figura 2.12 Restricciones en GDL y cargas aplicadas (autor)

De acuerdo a la figura 2.12, se aplicó una carga incremental sobre el nudo situado en el punto de inflexión de momentos, en la viga; de una magnitud del orden de 1 kN en la dirección del eje Z, y se programaron 100 incrementos distribuidos para obtener un desplazamiento máximo autoimpuesto, de 0,40m; y así mismo, se impuso una carga axial de 100kN sobre la columna superior.

En la figura 2.13 se muestra la configuración de las fibras de las que se obtendrán los esfuerzos internos; en SEISMOSTRUCT se realiza de manera análoga el ingreso de los datos en para la viga.

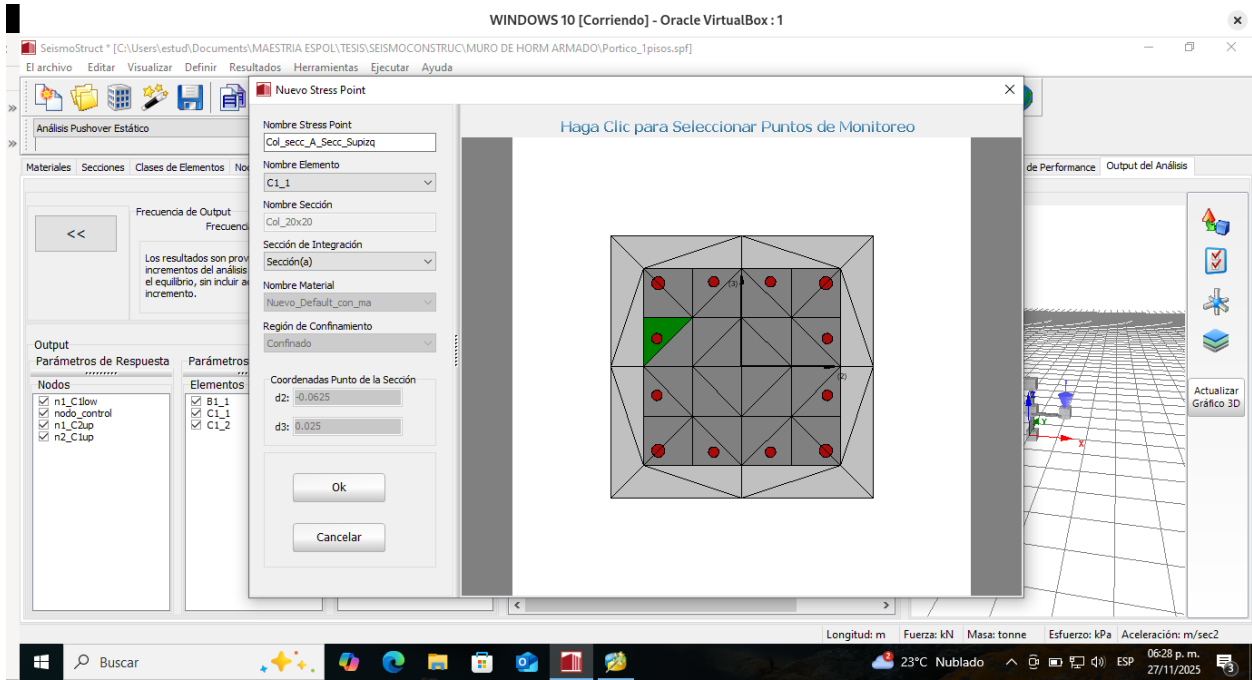


Figura 2.13 Determinación de fibras en sección de columna, para cálculo de esfuerzos (autor)

A fin de conocer la resistencia y modelar el nudo de hormigón en la unión viga-columna; se determinaron los coeficientes geométricos de rigidez y flexibilidad del nudo exterior:

$$\phi_1 = \frac{2l_b l_c - l_c h_c - 2l_b j d}{l_b j d b_c h_c (l_c - h_b)} \quad (2.1)$$

$$\phi_2 = \frac{l_c - h_b}{2} \cdot \left[\frac{2l_b l_c - l_c h_c}{4l_b l_c - 2l_c h_c - 4l_b j d} \right] \quad (2.2)$$

Se procede a determinar los parámetros necesarios para establecer la curva constitutiva bilineal del nudo:

Tabla 2.1b. Geometría de los elementos del sistema viga-columna

lb (m)	lc (m)	hc (m)	bc (m)	jd (m)	hb (m)
2,000	1,500	0,250	0,200	0,203	0,200

Siendo:

lb= Longitud efectiva considerada para análisis del elemento la viga

lc= Longitud efectiva considerada para análisis del elemento columna

hc= Altura de la cara de columna en la dirección del análisis

bc= Ancho de la sección de columna

jd= Corresponde al 90% del peralte de columna

hb= Altura en la sección de la viga en la dirección de análisis

Con los cuales aplicando los siguientes factores K, de resistencia a cortante; y, valores γ de deformación a cortante; para cada estado límite; tanto de, fisuración, como de resistencia máxima y de resistencia última:

Tabla 2.2. Factores de resistencia y de deformación

Estado límite	K	γ (rad)
Fisuración	0,135	0,0002
Máximo (pico)	0,135	0,0127
Último	0,050	0,0200

Y, usando las siguientes ecuaciones; se calcularon los Momentos resistentes del nudo exterior, para los referidos estados límite:

$$P_t = k \sqrt{f'c} \quad (2.3)$$

$$v_{jt} = \sqrt{P_t^2 + P_t \cdot \frac{N_i}{A_c}} \quad (2.4)$$

$$M_{ci} = \frac{v_{jt}}{\phi_1} + F_{jt} \cdot \phi_2 \quad (2.5)$$

Obteniendo los siguiente resultados:

Tabla 2.3. Coeficientes geométricos ϕ_1 y ϕ_2

Nudo	F'c (Mpa)	Ni (kN)	Fjt (KN)	ϕ_1	ϕ_2
Exterior	28,00	100,00	0,000	182,906	0,380

Tabla 2.4. Momentos resistentes en el nudo

k	Pt	vjt (MPa)	Mci (KN.m) (último)	k	Pt (MPa)	Vjt (KN) (Demanda)	Mci (KN.m) (Fisuración)
0,050	0,265	855,241	4,676	0,135	0,714	1 515,316	8,285

Siendo:

Ni= Carga axial sobre la columna

Fjt=Fuerza lateral producida por el cortante basal (no considerada por estar implícita en la carga transversal en el extremo de la viga)

ϕ_1 = Coeficiente geométrico que convierte el esfuerzo cortante en Momento

ϕ_2 = Coeficiente geométrico que convierte la Fuerza Fjt en Momento

K= Factor de resistencia

γ = Factor de deformación

Pt= Umbral de esfuerzo a tracción, equivalente

Mci= Momento para el estado límite analizado.

vjt= Esfuerzo cortante resistente para el estado límite analizado

Obtenidos los momentos resistentes, en el nudo; para los estados límite, indicados; se procedió a obtener la curva Momento – rotación del nudo (figura 2.14), en el software LibreOfficeCalc, para caracterizarla como curva bilineal en el software SEISMOSTRUCT:

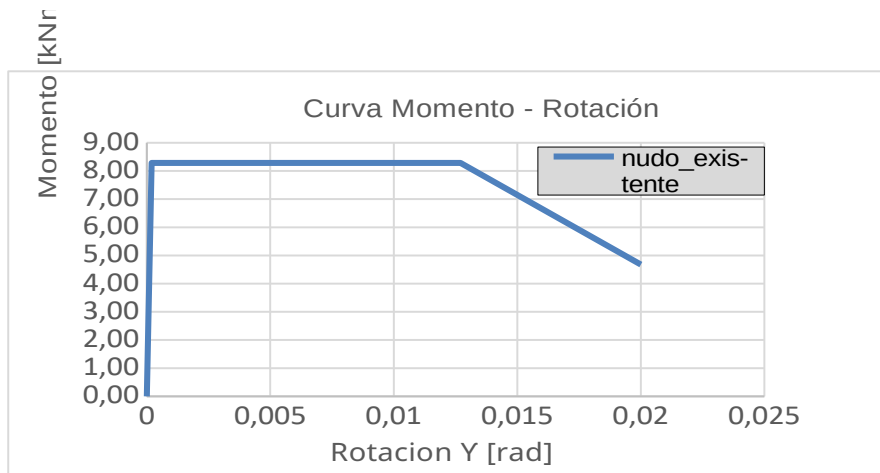


Figura 2.14 Diagrama Momento-rotación del nudo exterior (autor)

Se ingresaron los datos del modelo bilineal del nudo, en el software SEISMOSTRUC, conforme a la figura 2.15:

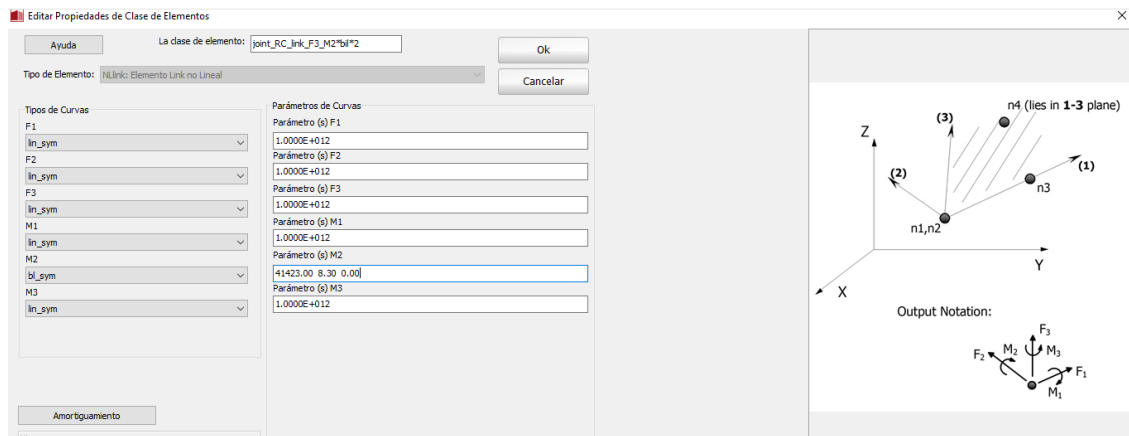


Figura 2.15 Modelo bilineal del nudo exterior en SEISMOSTRUC (autor)

Un aspecto importante a considerar en la conectividad de los elementos a los nudos correspondientes; por ejemplo, en la figura 2.16a, se muestra “nodo prueba” y “nodo_control_viga” como los puntos de inicio y fin del link. Al primer nudo, se conecta el extremo izquierdo de la viga; y al segundo, los extremos de las columnas.

Nombre Ele...	La clase de ...	Nombre(s) nodo(s)	Cachos Rígid	Liberaciones de Fuerz...	Tiempo/F.C. de Activación
Nudo_analisis	joint_RC_l...	Nodo_prueba nodo_control_viga default default	-	-	-1e20 1e20
B1_1	class_2	n1_C2up nodo_control_viga default	0.00 0.00 0.00...		-1e20 1e20
C1_2	class_1	Nodo_prueba n2_C1up default	0.00 0.00 0.00...		-1e20 1e20
C1_1	class_1	n1_C1low Nodo_prueba default	0.00 0.00 0.00...	M2a	-1e20 1e20

Figura 2.16a Conectividad de elementos en SEISMOSTRUC (autor)

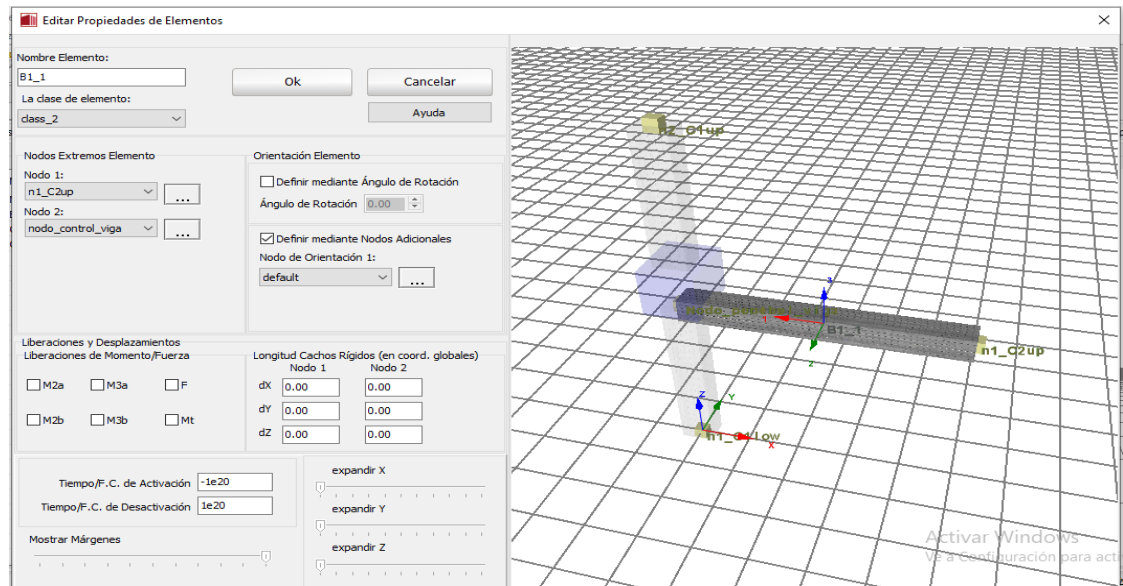


Figura 2.16b Conectividad de elementos en SEISMOSTRUC (autor)

2.2.2 Tabulación de datos

A continuación en la figura 2.17 se muestran los diagramas de momentos obtenidos de la aplicación de la carga incremental; mostrando además los umbrales de falla de los elementos:

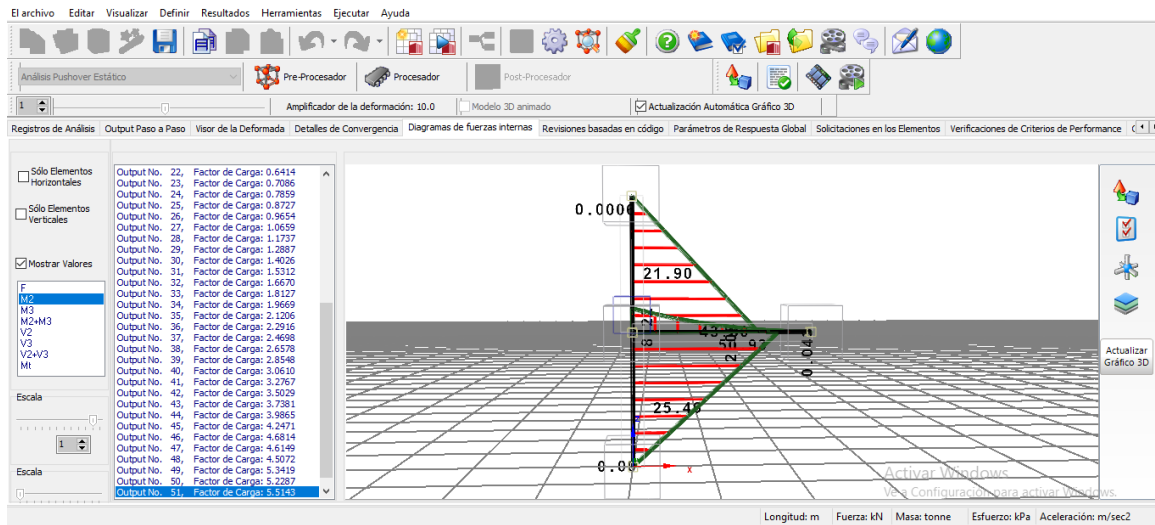


Figura 2.17 Momentos obtenidos (autor)

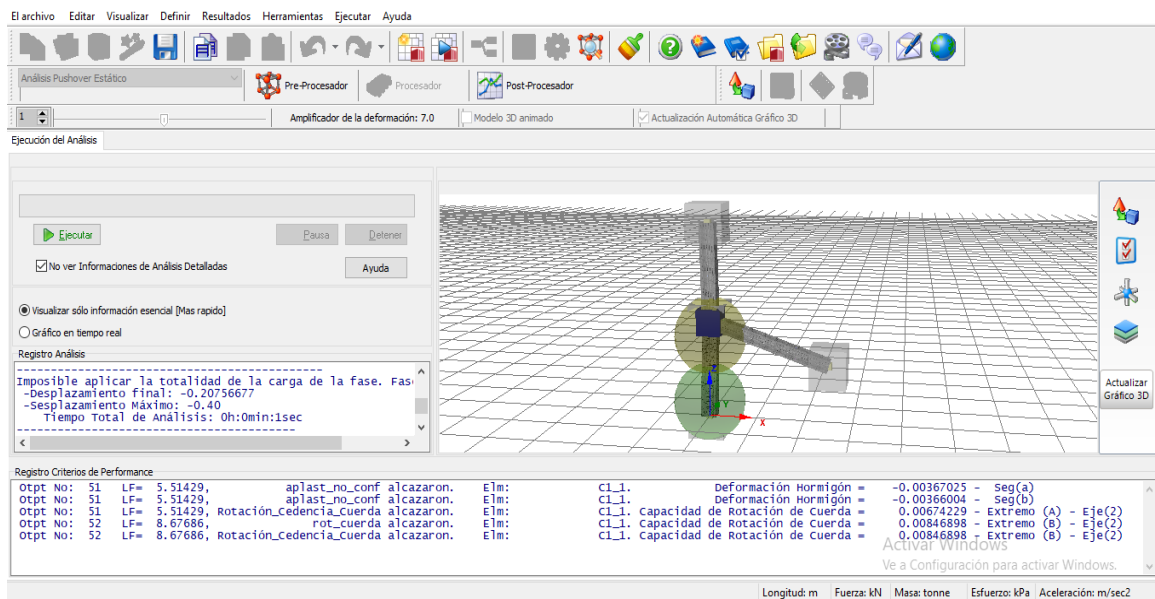


Figura 2.18 Umbral de falla de los elementos (autor)

Como se evidencia en la figura 2.18, con una factor de carga LF de 5,514, es decir, con 0,551 Ton aplicadas en el extremo de la porción de la viga, se produce la falla del sistema estructural, por aplastamiento del hormigón y rotación; en columna del piso inferior. El desplazamiento máximo alcanzado en el extremo de la viga, es de 0,207m. El momento máximo actuante en el nudo, es aproximadamente 50 Kn.m.

Podemos notar además, que los momentos actuantes en las columnas son mayores al momento nominal del nudo de hormigón; y, para efectos de visualizar la predecible falla prematura en el nudo, se muestra a continuación la jerarquía de resistencia de los elementos analizados:

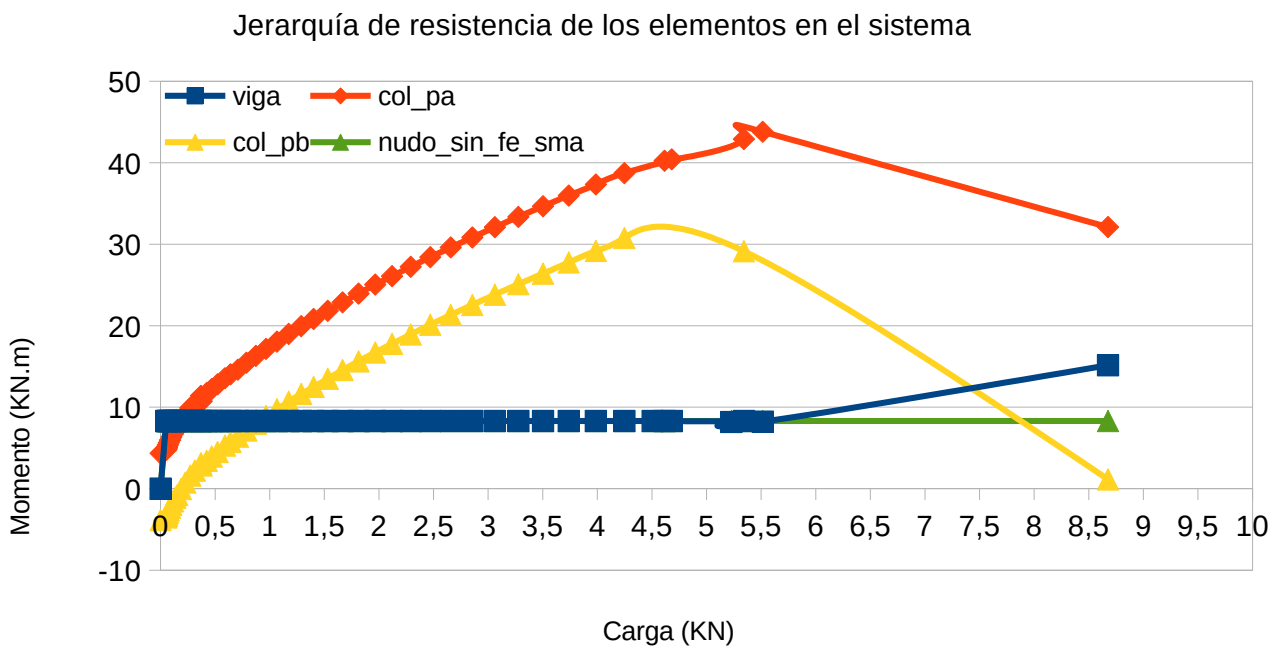


Figura 2.19 Jerarquía de resistencias en el sistema con nudo existente (autor)

En la figura 2.19 apreciamos que debido al modelo bilineal del nudo, una vez que este llega a su resistencia máxima, continúa transmitiendo esfuerzos a las columnas, por rotación; concluyendo que se requiere reforzar el nudo, debido a que los momentos actuantes son del orden de 4 veces la capacidad resistente del nudo.

2.2.3 Solución a diseñar

De acuerdo a la problemática evidenciada, se plantea la modelación y diseño de un reforzamiento con barras de Fe-SMA, para lo cual existen varios procedimientos posibles, tal como se muestra en las figuras 2.20 y 2.21:

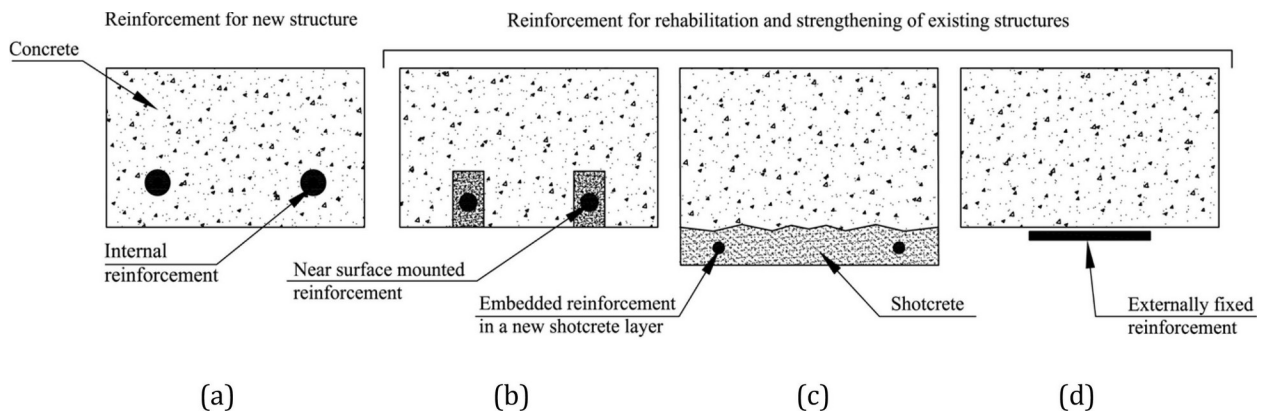


figura 2.20 Posibles técnicas de instalación del reforzamiento con SMA ((Raza et al., 2022)

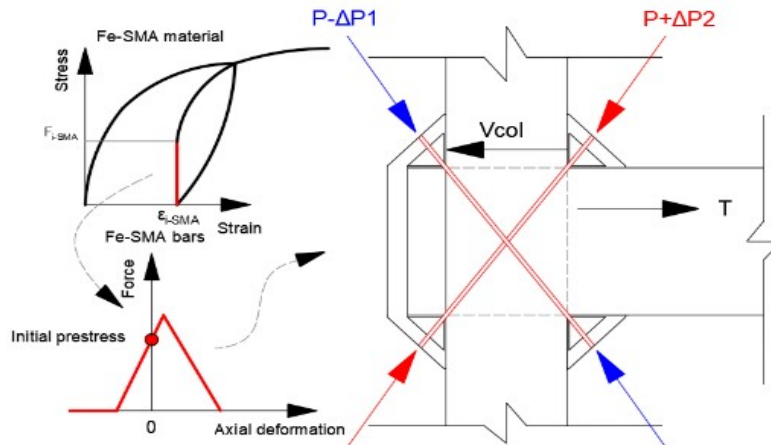


Figura 2.21 Posibles técnicas de instalación del reforzamiento con SMA con diagonales (Carofilis et al., 2022)

La técnica de colocación dependerá de la configuración estructural existente: uniones columna y viga peraltada; uniones columna y vigas banda; en general, de la configuración geométrica de la unión. En la presente investigación se concibe el

reforzamiento con barras dispuestas conforme la figura 2.21 pero colocadas mediante el procedimiento conocido como Near Surface Mounted de la figura 2.20; para lo cual, adaptada al sistema tipo, modelado; se debe seguir el siguiente procedimiento detallado a continuación:

- 1.-Se procede a una ranura en el sustrato de concreto del nudo de hormigón.
- 2.-Se fija la barra dentro de la ranura, la cual debe estar perfectamente centrada.
- 3.-Se empotra bilateralmente cada barra (en los extremos) mediante un mortero de inyección, tipo grout; siendo recomendable el uso de ganchos de anclaje. Como se muestra en la figura 2.22a.
- 4.-Luego del curado del empotramiento, se procede a la activación controlada; mediante el calentamiento de las barras de refuerzo; mediante soplete de gas.
- 5.-Registro de la temperatura de activación.
- 6.-Se procede con la inyección o reperfilado de la zona central de cada barra de refuerzo. Como se muestra en la figura 2.22b.



Figura 2.22a Ranura para fijación, centrado y anclaje de barras Fe-SMA. (Re-fer.eu, 2025)

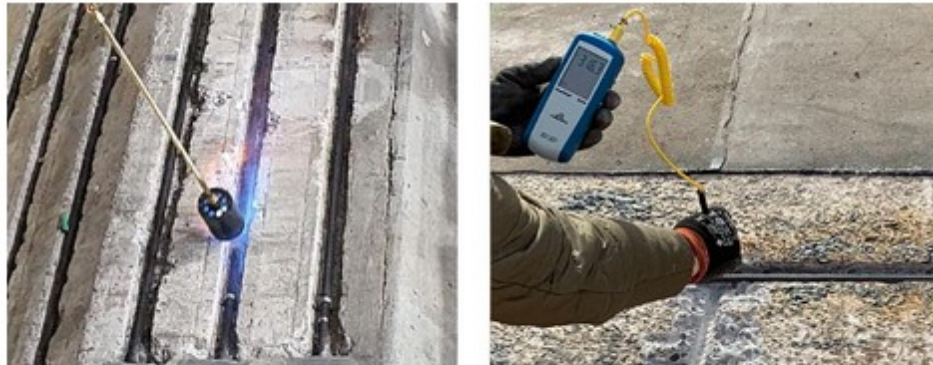


Figura 2.22b Activación o paso de la fase Austenita a Martensita en la configuración atómica de la aleación (pretensado) (Re-fer.eu, 2025)

Se procedió a modelar el refuerzo de SMA, a partir del cálculo del esfuerzo compresivo f_a actuante sobre la columna, generado por la carga axial impuesta; para obtener la fuerza cortante V_{jt} actuante en el nudo.

Tabla 2.5. Cálculo de la resistencia a tensión, del nudo

k	0,135	
fc	28	Mpa
pt	0,714	Mpa
N	100	kN
hc	0,25	m
bc	0,2	m
hb	0,2	m
fa	2,00	Mpa
v_jt	1,39	Mpa
Vjt	69,62	kN

A través de la ecuación 10-4 del ASCE-SEI 41-17, se calculó la resistencia a cortante del nudo V_c ; se determinó el esfuerzo cortante máximo V_{jmax} que actuará sobre el nudo, por efecto del Momento máximo actuante M_{b_n} ; y, la correspondiente carga axial P actuante en la unión:

Tabla 2.6 Cálculo del cortante y carga axial sobre el nudo del sistema simplificado

Mb_n	51,00	kN.m
jd	0,203	m
lb	2,00	m
H	1,50	m
Vj	79,055	kN
Vjmax	172,18	kNm
v_jmax	3,44	Mpa
P	72,52	kN

El valor de Vj se calculó con la ecuación 10-4 del ASCE/SEI 41-17:

$$V_J = \lambda \gamma \sqrt{f'_{cL/E}} A_j \quad (2.6)$$

Tomando en cuenta que Czaderski et al. (2014) observaron que la tensión de recuperación para tiras de Fe-SMA, predeformadas al 2,0 % o al 4,0 % y calentadas a 160 °C (temperatura máxima que no afecta al hormigón circundante), se encuentra dentro del rango de 250-350 Mpa. En la presente investigación se tomo un valor de $\sigma_{\text{prestress}}$ inicial de la barra, de 350 Mpa.

En este punto, se propone un método iterativo para el cálculo del valor de Vjt o resistencia a cortante tensional máxima requerida en el nudo, que satisfaga el Momento máximo resistente actuante:

Tabla 2.7 Proceso iterativo con la ecuación 2.4

Pt (MPa)	Vjt	Mci (KN.m)
0,714	1 515,316	8,285
1,00	1 870,829	10,228
1,50	2 449,490	13,392
2,00	3 000,000	16,402
2,50	3 535,534	19,330
3,00	4 062,019	22,208
3,50	4 582,576	25,054
4,00	5 099,020	27,878

Pt (MPa)	Vjt	Mci (KN.m)
4,50	5 612,486	30,685
5,00	6 123,724	33,480
5,50	6 633,250	36,266
6,00	7 141,428	39,044
6,50	7 648,529	41,817
7,00	8 154,753	44,584
7,50	8 660,254	47,348
8,00	9 165,151	50,109
8,50	9 669,540	52,866

Toda vez que se requiere que el nudo tenga la capacidad relativa al momento de 50KN.m, es necesario añadir capacidad a cortante tensional al nudo existente, ya que este posee una capacidad tensional $Pt = 0.714$ MPa y se requiere llegar al valor de 8,3 MPa; por lo cual, iteramos estimando el área de barras de Fe-SMA necesario para obtener el valor de Pt buscado de 8.00 MPa:

Tabla 2.8 Propiedades del refuerzo Fe-SMA

$\sigma_{\text{prestress}}$	350	Mpa
A_SMA	1 539,38	mm ²
SIDE	1	
F_SMA	538,78	kN

Se requieren 1 539,38 mm² de sección transversal de barras de Fe-SMA; equivalentes a 5 barras en cada diagonal con la orientación mostrada en la figura 2.21.

Con la fuerza axial resistente que aporta el área total A_{SMA} de las barras de Fe-SMA, se obtuvo la capacidad a tensión Pt del refuerzo SMA, y la capacidad total a tensión tomando en cuenta además el Pt del nudo sin reforzamiento.

Tabla 2.9 Cálculo del esfuerzo de tensión admisible Pt total

sides	1	
P	72,515	kN
pt_SMA	7,620	Mpa
Pt, total	8,334	Mpa
vjh	9,280	Mpa
Verificación por compresión		
Pc	14,000	Mpa
Vjc	12,96	Mpa

Con el valor de Pt se genera y configura un nuevo modelo bilineal para el link_SMA que integre la capacidad tensional total del nudo existente más la capacidad que aporta el refuerzo Fe-SMA.

Tabla 2.10. Cálculo de curva bilineal del refuerzo Fe-SMA

Pt (MPa)	Vjt (KN)	Mci (KN.m)
8,30	9 417	51,00

Cabe indicar que la la conectividad de elementos en SEISMOSTRUCT se mantiene, excepto la que corresponde a la columna inferior la cual se conecta al nodo embebido en el nudo en el que inicia la viga.

Con el procedimiento indicado, se obtuvieron los resultados que se muestran en el capítulo 3.

CAPÍTULO 3

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis de resultados

En base a los cálculos realizados, se obtuvieron los siguientes resultados; en primera instancia se presenta la curva momento-rotación del nudo reforzado, comparado con el nudo sin refuerzo Fe-SMA:

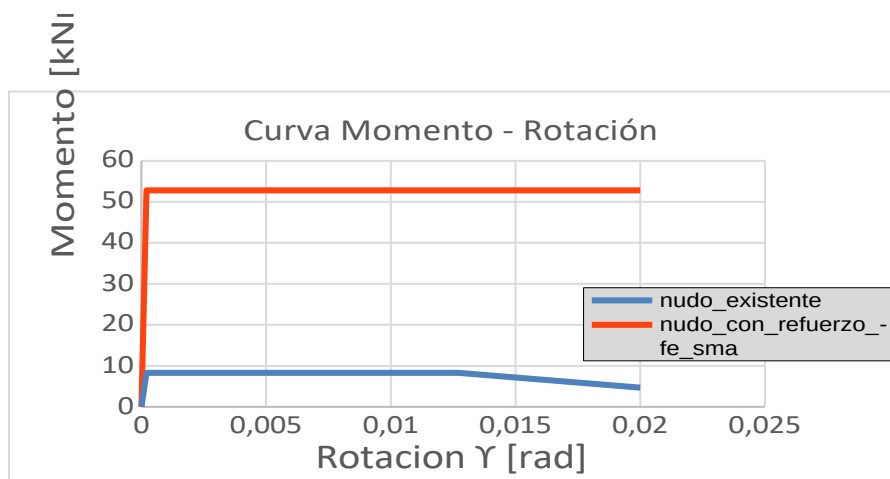


Figura 3.1 Comparación Curva Momento – Rotación Nudo con y sin refuerzo Fe-SMA.

Luego de que se modeló el nudo con refuerzo Fe-SMA en el software SEISMOSTRUCT, se procedió a realizar el análisis estructural PUSHOVER, con las mismas cargas impuestas al modelo sin reforzamiento; obteniendo los siguientes resultados:

El factor de carga con el cual se produjo la falla por fluencia y aplastamiento del hormigón, esta vez, con refuerzo Fe-SMA; fue de 14,13; es decir, con una carga impuesta en la viga, de 1,413 Ton; teniendo un mecanismo de falla: viga, columna superior y columna inferior, como se muestra en la figura 3.2.

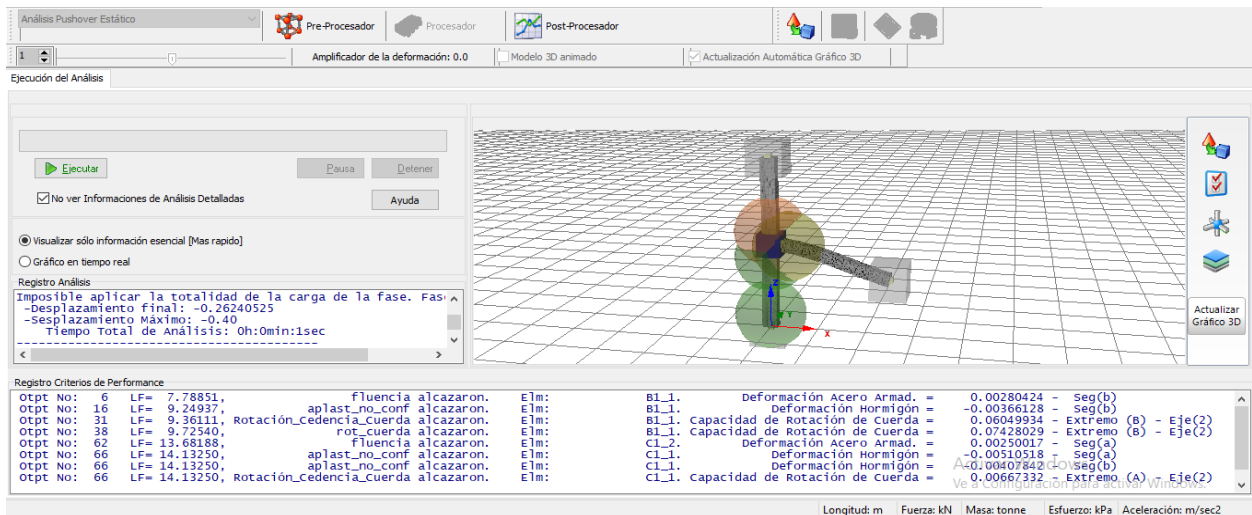


Figura 3.2 Umbral de falla, usando Fe-SMA

Así mismo, en el contexto de la metodología de jerarquía de resistencia, propuesta por (Tasligedik et al., 2018); se presenta la gráfica con la respuesta de cada elemento funcionando en el sistema analizado mediante PUSHOVER; esta vez, comparando la resistencia del nudo con y sin refuerzo con Fe-SMA.

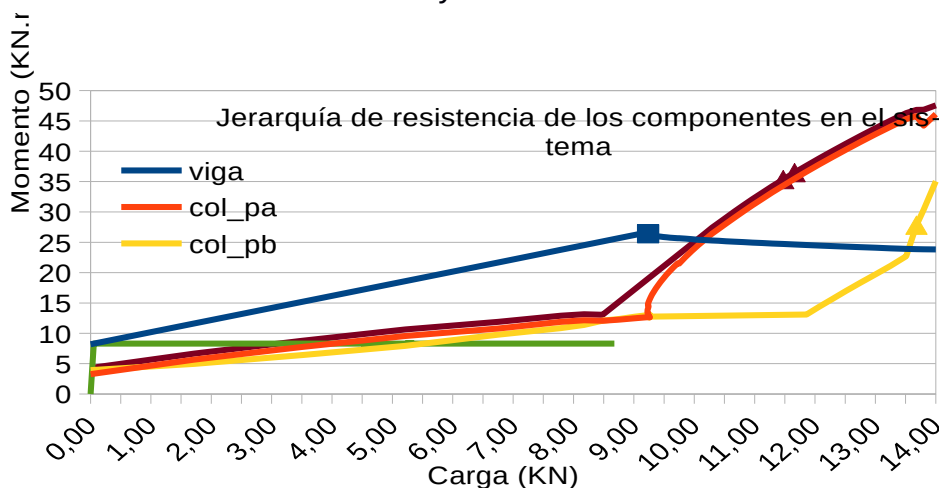


Figura 3.3 Incremento de la capacidad del sistema estructural con el nudo reforzado con Fe-SMA.

3.2 Ejemplo de aplicación

A fin de ejemplificar el uso de la metodología planteada, se modela un pórtico de una estructura representativa de las edificaciones afectadas severamente por el terremoto de Pedernales, del 16 de abril de 2016; con la configuración estructural dada por (Kagermanov et al., 2017), mostrada en la figura 3.4, que considera el uso mayoritario de “vigas banda”.

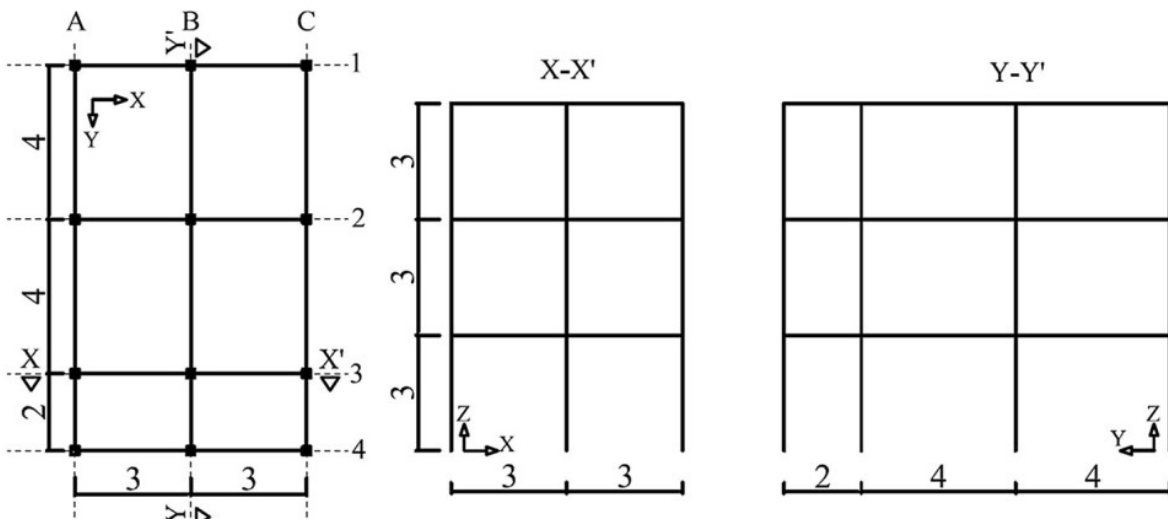


Figura 3.4 Configuración estructural representativa de edificios afectados en el terremoto de Pedernales (Kagermanov et al., 2017)

De la estructura mostrada, para el presente caso se tomó el pórtico 1 exterior; con la siguiente configuración geométrica:

Tabla 3.1 Secciones y armadura, consideradas

Elemento	Recubrimiento	Sección	As longitudinal sup e inf	As Transversal
Columna L=3m/2	0.020m	0,20x0,20m	6 Φ 16mm + 2 Φ 16mm	Φ 8mm @ 0,20m
Viga L=4m/2	0.020m	0,55x0,20m	4 Φ 12mm + 2 Φ 10mm	Φ 8mm @ 0,30m
Nudo	0.020m	0,20x0,20m	-	-

Se modelaron los 9 nudos que conforman el pórtico estructural, a través del método ya expuesto, determinando la capacidad a esfuerzo tensional en cada nudo, a partir de su geometría, y de las cargas actuantes N_i y F_{jt} en cada uno de ellos.

Con los datos de las curvas bilineales obtenidas en LibreOfficeCalc, se modelaron en SEISMOSTRUC los nudos del pórtico 1 y se aplicaron cargas incrementales en los nudos maestros; y las cargas gravitacionales de 2.5 KN/m² de carga DEAD y el 25% de la carga viva considerada real de 2.5 KN/m²:

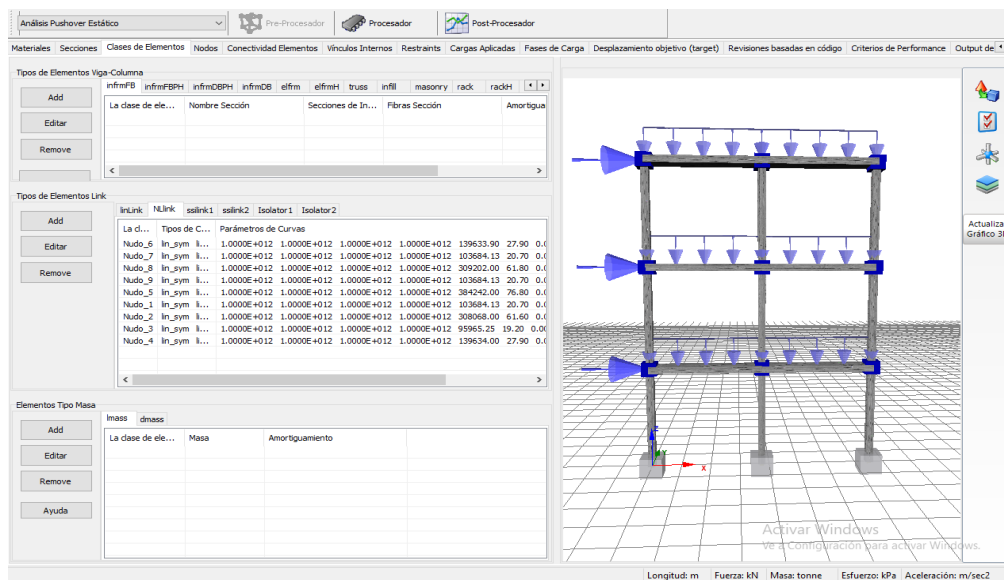


Figura 3.5 Modelación de nudos en SEISMOSTRUC numerados desde el piso 1 y de izquierda a derecha; y, cargas aplicadas (Autor)

Se efectuó el análisis PUSHOVER, con cargas incrementales de 1KN en cada uno de los nudos; activando los grados de libertad en X, Z y R_y ; y, un punto importante es la restricción que se debe realizar al plano X – Y, y se idealizaron nudos esclavos de las vigas de cada piso a nudos maestros de las vigas de borde de cada nivel a fin de obtener diafragmas rígidos, liberando nudos de columnas.

En este punto, considerando los niveles de amenaza y desempeño constantes en la figura 3.6 de la normativa NEC-15, a fin de evaluar el desempeño de la edificación existente, antes y luego del reforzamiento, se consideró el objetivo K, nivel de desempeño “vida asegurada”, a fin de evaluar en términos globales los desplazamientos que demanda el espectro de diseño para 3 niveles de desempeño Operacional, Nivel de Seguridad de Vida y Prevención de Colapso, para sismos con 50%, 20% y 5% de probabilidad de excedencia en 50 años, en armonía con la NEC-15 , numeral 4.5.3 “Definición de los objetivos de rehabilitación”, ajustado a las opciones que nos permite el software SEISMOSTRUCT basado en ASCE 41-23, y considerando las demandas a través del espectro elástico de la NEC, para una zona V de alta sismicidad, tipo de suelo D (desfavorable), y, factor de amplificación $n = 2.48$.

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

Figura 3.6a Niveles de desempeño NEC-15 (Ecuador, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

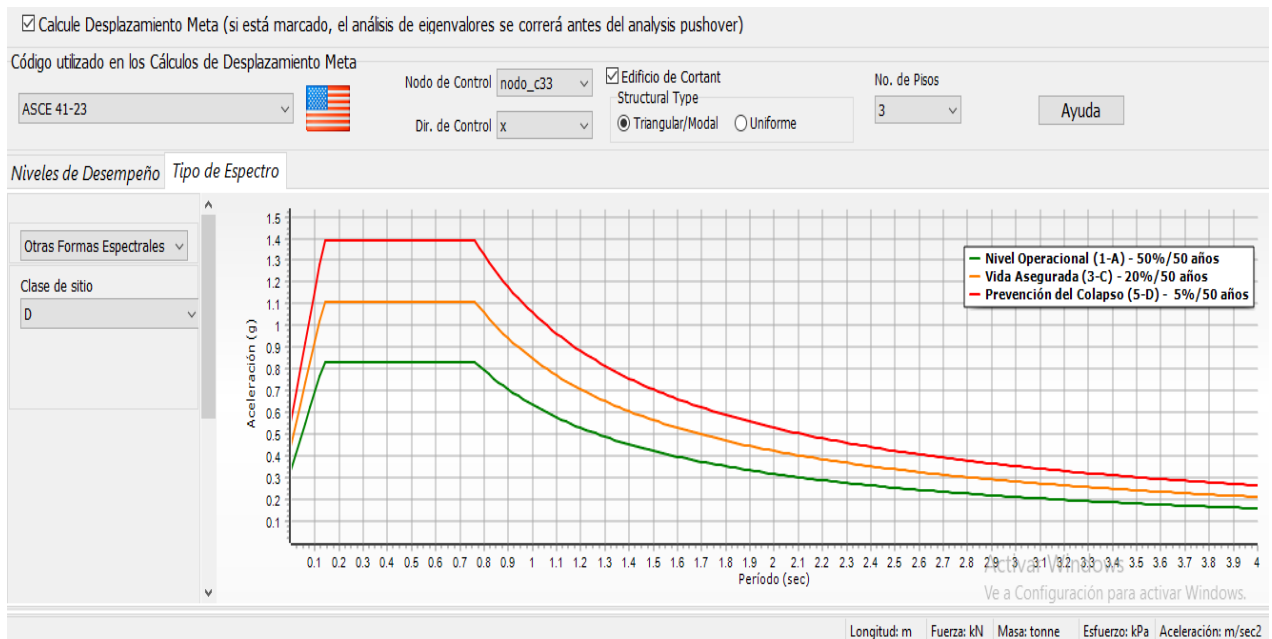


Figura 3.6b Niveles de desempeño considerados para evaluación del pórtico

De la curva de capacidad de la figura 3.7, el pórtico tipo analizado, no cumple con el nivel de desempeño para prevención de colapso para un sismo del 5% de probabilidad de excedencia para 50 años.

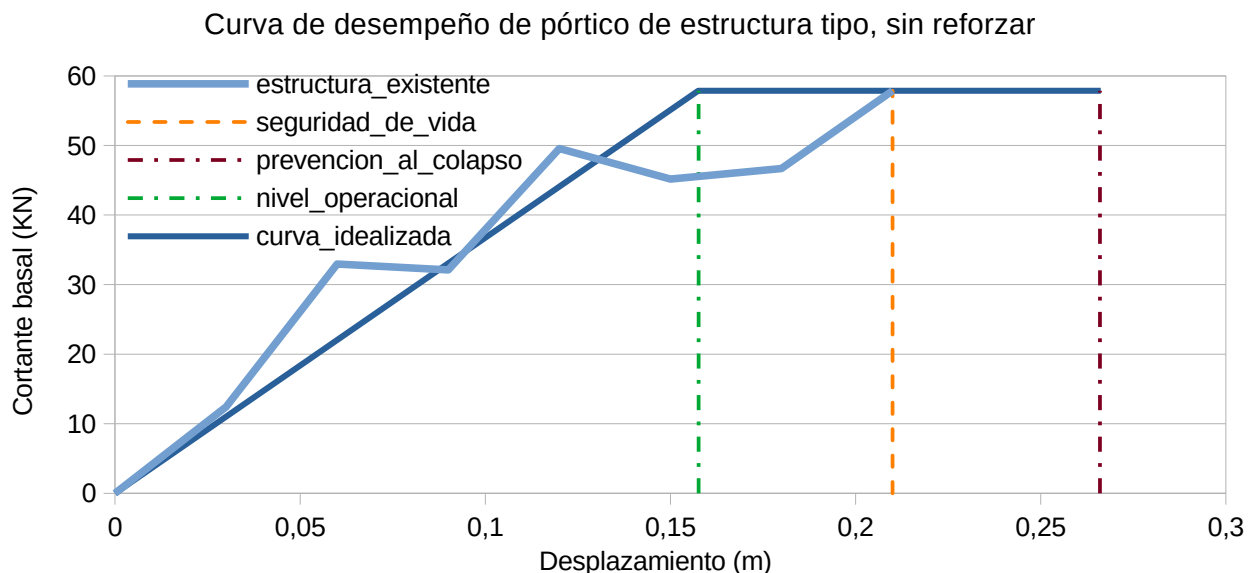


Figura 3.7 Curva de capacidad y niveles de desempeño (Autor)

A fin de modelar el refuerzo del nudo, se verifica el mayor momento máximo de demanda actuante sobre los nudos críticos de los entrepisos 1 y 2; de 65,8 KN.m de acuerdo a los resultados obtenidos en SEISMOSTRUCT; luego, siguiendo la metodología ya expuesta en esta investigación, se procede a determinar de manera iterativa el esfuerzo tensional P_t (MPa), a ser adicionado mediante barras Fe-SMA; encontrando que dicha área requerida equivale a 3 barras de $\Phi=16\text{mm}$ y 2 barras $\Phi=14\text{mm}$, dispuestas diagonalmente y en ambos sentidos, en los nudos 1, 3, 4 y 6, con lo cual se obtuvieron los siguientes valores

Tabla 3.2. Refuerzo requerido en los nudos

$\sigma_{\text{prestress}}$	350,00	Mpa
A_SMA	1822,13	mm ²
SIDE	1,00	
F_SMA	637,74	kN
sides	1,00	
P	12,67	kN
pt_SMA	11,27	Mpa
Pt_total	11,99	Mpa
vjh	15,58	Mpa

Se modelaron las curvas bilineales de los nudos reforzados con Fe-SMA:

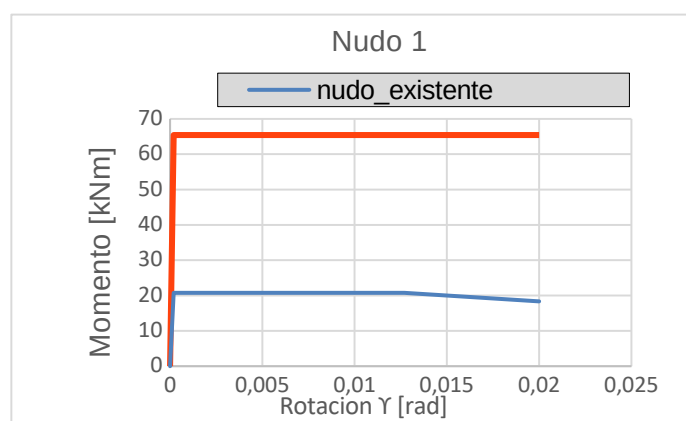


Figura 3.8 Curva bilineal del nudo 1, reforzado (Autor)

Se realiza el análisis PUSHOVER al pórtico con los nudos reforzados con Fe-SMA; obteniendo los siguientes resultados contrastados con el pórtico existente; mostrándose además los niveles de desempeño para el pórtico reforzado los cuales se encuentran dentro de su respectiva curva de capacidad:

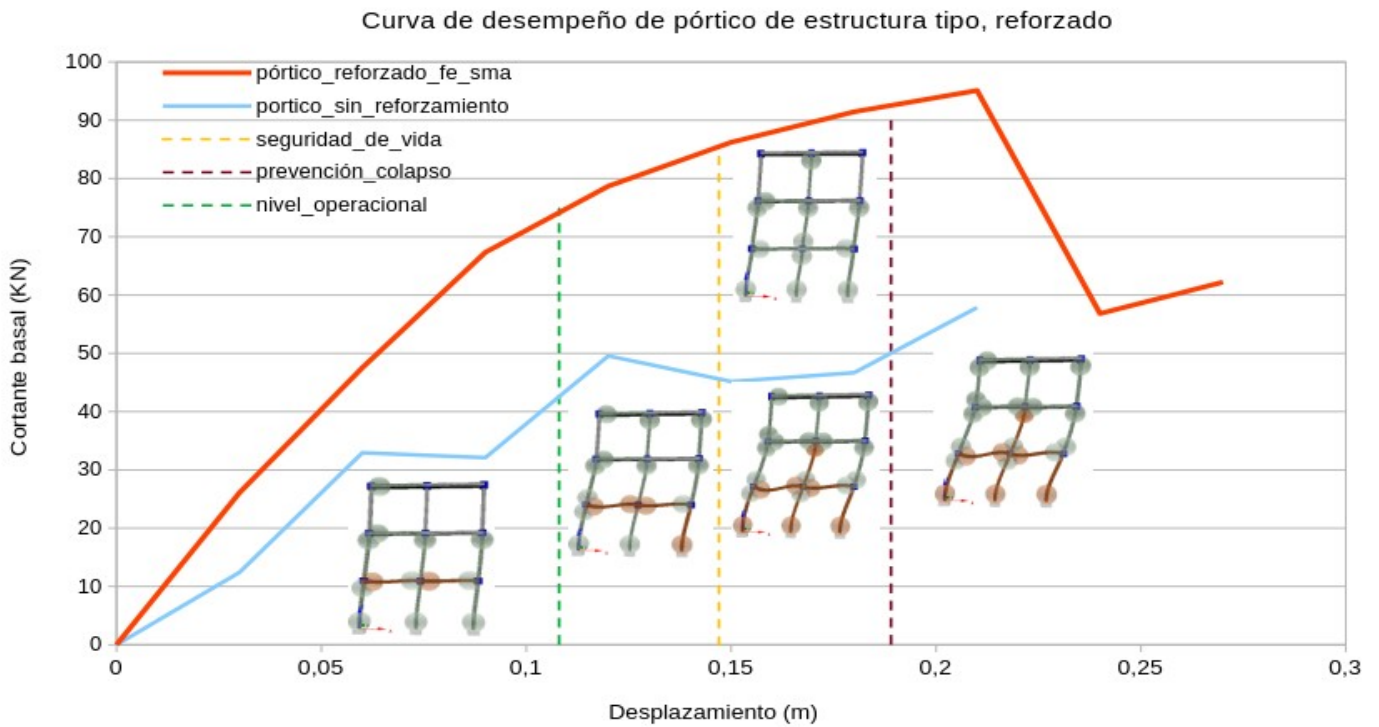


Figura 3.9 capacidad del pórtico reforzado (Autor)

Los cortantes basales asociados a los curvas de capacidad mostradas en la figura 3.9 corresponden a 57,86 KN y 95,106KN, respectivamente.

Especificaciones técnicas

Para las barras de Fe-SMA constituidas por la aleación Fe-17Mn-5Si-10Cr-4Ni-1(V,C), se consideró una tensión de recuperación $\sigma_{\text{prestress}}$, de 350 MPa y 2% de pretensado.

Diseño de la solución

Para el nudo reforzado tipo, para los nudos 1, 3, 4, y 6; se propone la colocación de 5 barras de Fe-SMA: 3 Φ 16mm y 2 Φ 14mm @ 4cm; dispuestas en diagonales en ambos sentidos de acuerdo a la orientación del esquema de la figura 2.21; de acuerdo a la metodología propuesta para el cálculo de la sección que satisface al esfuerzo tensional actuante en el nudo tipo.

CAPÍTULO 4

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

El modelamiento y análisis de refuerzos con Fe-SMA nos permite diseñar una metodología que no obstante no se encuentra difundida en nuestro medio, representa un punto de partida para su implementación en el país.

Se consiguió el incremento de resistencia de jerarquía en el sistema estructural; permitiendo que se desarrollen mayores momentos en viga y columnas sin que se afecte prematuramente la unión viga-columna. Se obtuvo un incremento de resistencia del orden de 6 veces la resistencia del nudo de concreto, comparando el momento resistente de 51,0 KN.m y 8,3 KN.m del nudo con y sin el reforzamiento.

La intervención con el Fe-SMA, nos da una idea de la reducción del número de intervenciones necesarias en la edificación puesto que la mejora en la capacidad del nudo con la aleación, es muy relevante; haciéndola factible como una alternativa para reforzamiento estructural.

Como efecto del refuerzo de Fe-SMA, la capacidad de carga del sistema pasó de 0,51Ton a 1,413Ton, lo que denota una mejora en la transmisión de esfuerzos entre los elementos del sistema modelado; y, en cuanto a la viga, el refuerzo generó un incremento de su capacidad, es así que de 15,146 KN.m de momento resistente con una deformación máxima de 0,0073 rad, pasó a desarrollar un momento resistente de 26,72KN.m y una capacidad de deformación de 0,025 rad; concluyendo que el

reforzamiento en el nudo no solo mejora la capacidad de la unión, sino que permite aprovechar la capacidad de reserva de la viga.

Del análisis PUSHOVER al pórtico representativo de las edificaciones que fallaron durante el terremoto de Pedernales, del 16 de abril de 2016; se evidenció que con la integración del refuerzo Fe-SMA en los nudos que concentraron fallas por corte, el incremento de la capacidad del pórtico fue del orden del 64%, considerando los cortantes basales de 95,106 KN y 57,85 KN, de las respectivas curvas de capacidad con y sin el reforzamiento.

Adicionalmente el pórtico reforzado con Fe-SMA; al incrementar su capacidad, logró alcanzar el nivel de desempeño de prevención del colapso para un sismo del 5% de probabilidad de excedencia en 50 años, de acuerdo a ASCE 41-23, tomando en cuenta los niveles de desempeño propuestos en la NEC-15.

Se pretende con este trabajo de investigación trazar la perspectiva del ensayo en laboratorio del modelo que se ha propuesto a fin de contrastar los resultados y determinar la convergencia entre los métodos empleados.

Recomendaciones

Es importante en la investigación en el campo del reforzamiento con aleación con Fe-SMA, continuar con la investigación encaminada a determinar la efectividad de los tipos y metodología de colocación y distribución de barras con Fe-SMA.

Proponer la fabricación nacional del refuerzo Fe-SMA, a fin de proyectar a futuro, el reforzamiento de grandes edificaciones que posterior al terremoto de Pedernales del 16 de abril de 2016, continúan sin poder reiniciar su operación, debido a que no se

dispone aún de la implementación en obra de la técnica de reforzamiento de nudos exteriores con Fe-SMA.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. & Yordy Mieles. (2016). *Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016 Analysis of buildings that collapsed of Portoviejo during the earthquake of 16 april 2016*. Unpublished. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.15108.12161>
- Alam, M. S., Youssef, M. A., & Nehdi, M. (2007). Utilizing shape memory alloys to enhance the performance and safety of civil infrastructure: A review. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34(9), 1075-1086. <https://doi.org/10.1139/I07-038>
- Andrawes, B., Shin, M., & Wierschem, N. (2010). Active Confinement of Reinforced Concrete Bridge Columns Using Shape Memory Alloys. *Journal of Bridge Engineering*, 15(1), 81-89. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000038](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000038)
- ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings. (2017). American Society of Civil Engineers.
- Carofilis, W., Kim, E., & Jung, D. (2025). Numerical evaluation of seismically deficient rc joints retrofitted with FE-SMA. *World Conference on Earthquake Engineering*, 11.
- Choi, E., Chung, Y.-S., Choi, D.-H., & DesRoches, R. (2012). Seismic protection of lap-spliced RC columns using SMA wire jackets. *Magazine of Concrete Research*, 64(3), 239-252. <https://doi.org/10.1680/macr.10.00181>
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 561-582. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>

- Cladera Bohigas, A., Montoya Coronado, L. A., Ruiz Pinilla, J. G., & Ribas González, C. R. (2022). Refuerzo externo a cortante en vigas de hormigón mediante aleaciones con memoria de forma en base hierro: De la prueba de concepto a la escala real. *Hormigón y Acero*, 73(296), 7-15. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2685>
- Czaderski, C., Shahverdi, M., Brönnimann, R., Leinenbach, C., & Motavalli, M. (2014). Feasibility of iron-based shape memory alloy strips for prestressed strengthening of concrete structures. *Construction and Building Materials*, 56, 94-105. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.069>
- De Vita, A., Napoli, A., & Realfonzo, R. (2017a). Full Scale Reinforced Concrete Beam-Column Joints Strengthened with Steel Reinforced Polymer Systems. *Frontiers in Materials*, 4, 18. <https://doi.org/10.3389/fmats.2017.00018>
- Díaz, C. (2016, mayo 31). *LECCIONES TERREMOTO DE ABRIL 2016*. <https://es.scribd.com/doc/314797457/Informe-Terremoto-Abril-2016-Ecuador>
- Doğan, T. P., Kalkan, H., Aldemir, Ö., Ayhan, M., Böcek, M., & Anıl, Ö. (2024a). Investigation of RC structure damages after February 6, 2023, Kahramanmaraş earthquake in the Hatay region. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 22(10), 5201-5229. <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01965-2>
- Ecuador, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15*.
- Elbahy, Y. I., Youssef, M. A., Meshaly, M., Civil and Environmental Engineering, Western University, London, Ontario, Canada, N6A 5B9, Structural Engineering, Alexandria University, Alexandria, Egypt, & Construction & Building Engineering, Arab Academy for Science, Technology & Maritime Transport (AASTMT), Alexandria, Egypt. (2021). Numerical investigation of

- reinforced-concrete beam-column joints retrofitted using external superelastic shape memory alloy bars. *AIMS Materials Science*, 8(5), 716-738. <https://doi.org/10.3934/matersci.2021043>
- Faisal, A. M., & Raghieb, S. R. (2023). *Feasibility of Using Shape Memory Alloys in Reinforced Concrete Structural Elements*. 9(3), 726-738.
- Filippou, F. C., & Popov E.P., Bertero, V. V. (1983). *Effects of bond deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints*,. Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Fragiadakis, M., & Papadrakakis, M. (2008). MODELING, ANALYSIS AND RELIABILITY OF SEISMICALLY EXCITED STRUCTURES: COMPUTATIONAL ISSUES. *International Journal of Computational Methods*, 05(04), 483-511. <https://doi.org/10.1142/S0219876208001674>
- Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. (2017). American Concrete Institute.
- Higazey, M. M., Alshannag, M. J., & Alqarni, A. S. (2023). Numerical Investigation on the Performance of Exterior Beam–Column Joints Reinforced with Shape Memory Alloys. *Buildings*, 13(7), 1801. <https://doi.org/10.3390/buildings13071801>
- Janke, L., Czaderski, C., Motavalli, M., & Ruth, J. (2005). Applications of shape memory alloys in civil engineering structures—Overview, limits and new ideas. *Materials and Structures*, 38(5), 578-592. <https://doi.org/10.1007/BF02479550>
- Jung, D., Wilcoski, J., & Andrawes, B. (2018). Bidirectional shake table testing of RC columns retrofitted and repaired with shape memory alloy spirals. *Engineering Structures*, 160, 171-185. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.12.046>

- Kagermanov, A., Ceresa, P., Morales, E., Poveda, J., & O'Connor, J. (2017). Seismic performance of RC buildings during the MW7.8 Muisne (Ecuador) earthquake on April 2016: Field observations and case study. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(12), 5167-5189. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0182-y>
- Khokhar, R., & Brzev, S. (2021a). Simplified criteria for the prediction of shear failure mechanism in low-rise RC frames with masonry infills. *Asian Journal of Civil Engineering*, 22(8), 1481-1498. <https://doi.org/10.1007/s42107-021-00393-w>
- Lee, T., Jeong, S., Woo, U., Choi, H., & Jung, D. (2023a). Experimental Evaluation of Shape Memory Alloy Retrofitting Effect for Circular Concrete Column Using Ultrasonic Pulse Velocity. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 17(1), 13. <https://doi.org/10.1186/s40069-022-00574-0>
- Lee, T., Jeong, S., Woo, U., Choi, H., & Jung, D. (2023b). Experimental Evaluation of Shape Memory Alloy Retrofitting Effect for Circular Concrete Column Using Ultrasonic Pulse Velocity. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 17(1), 13. <https://doi.org/10.1186/s40069-022-00574-0>
- Madas, P. (1993). *Advanced Modelling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading* [PHD Tesis]. Imperial College, University of London, London, UK.
- Mander, J. B., Park, R., & Priestley, M. J. N. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineerin*, 114(8), 1804-1826.
- Martinez, & -Rueda, J. E. (1997). *Energy Dissipation Devices for Seismic Upgrading of RC Structures, PhD Thesis*,. Imperial College, University of London, London, UK.

- Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending* (1973).
- Monti, G., & Nuti, C. (1992). «*Nonlinear cyclic behaviour of reinforcing bars including buckling*,» *Journal of Structural Engineering*, . 118(12), 3268-3284.
- Naciones Unidas. (2015). *Transforming our world: The 2030 Agenda for Sustainable Development*. <https://sdgs.un.org/2030agenda>
- Nahar, M., Islam, K., & Billah, A. M. (2020). Seismic collapse safety assessment of concrete beam-column joints reinforced with different types of shape memory alloy rebars. *Journal of Building Engineering*, 29, 101106. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.101106>
- Paulay, T., & Priestly, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings* (1.^a ed.). Wiley. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>
- Pohoryles, D. A., Melo, J., Rossetto, T., Varum, H., & Bisby, L. (2019). Seismic Retrofit Schemes with FRP for Deficient RC Beam-Column Joints: State-of-the-Art Review. *Journal of Composites for Construction*, 23(4), 03119001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000950](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000950)
- Prota, A., De Cicco, F., & Cosenza, E. (2009). Cyclic Behavior of Smooth Steel Reinforcing Bars: Experimental Analysis and Modeling Issues. *Journal of Earthquake Engineering*, 13(4), 500-519. <https://doi.org/10.1080/13632460902837686>
- Raza, S., Shafei, B., Saiid Saiidi, M., Motavalli, M., & Shahverdi, M. (2022). Shape memory alloy reinforcement for strengthening and self-centering of concrete structures—State of the art. *Construction and Building Materials*, 324, 126628. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126628>

- Re-fer.eu. (2025). *Innovation memory®-steel strengthening solutions*. <https://www.re-fer.eu/en/re-bar/>
- Roberto Arroyo, Sánchez, S., Téllez, C., & Guinto, E. (2014, junio). Diagnóstico del comportamiento observado en edificaciones durante el sismo de Zumpango, Guerrero, México, (Mw =6.5) del 11 de Diciembre de 2011 y propuestas para reducir la vulnerabilidad estructural. *Tlamati*, 5(2).
- Salesa, A., Esteban, L. M., & Barris, C. (2022). Confinement of FRP concrete columns: Review of design guidelines and comparison with experimental results. *Materiales de Construcción*, 72(345), e274. <https://doi.org/10.3989/mc.2022.03821>
- Sato, A., Chishima, E., Soma, K., & Mori, T. (1982). Shape memory effect in $\gamma \rightleftharpoons \epsilon$ transformation in Fe-30Mn-1Si alloy single crystals. *Acta Metallurgica*, 30(6), 1177-1183. [https://doi.org/10.1016/0001-6160\(82\)90011-6](https://doi.org/10.1016/0001-6160(82)90011-6)
- SENPLADES. (2016, abril). *Evaluación de los Costos de Reconstrucción*.
- Shahverdi, M., Michels, J., Czaderski, C., & Motavalli, M. (2018). Iron-based shape memory alloy strips for strengthening RC members: Material behavior and characterization. *Construction and Building Materials*, 173, 586-599. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.057>
- Solís, A., & Navas Carro, A. (2023). Comportamiento de dos uniones viga-volumna con diferentes detalles de armado para uso en vivienda. *Ingeniería*, 34(1), 33-42. <https://doi.org/10.15517/ri.v34i1.55503>
- Suhail, R., Amato, G., Alam, M. S., Broderick, B., Grimes, M., & McCrum, D. (2023a). Seismic Retrofitting of Nonseismically Detailed Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joint by Active Confinement Using Shape Memory Alloy Wires.

Journal of Structural Engineering, 149(3), 04023003.
<https://doi.org/10.1061/JSENDH.STENG-11843>

Tasligedik, A. S., Akguzel, U., Kam, W. Y., & Pampanin, S. (2018). Strength Hierarchy at Reinforced Concrete Beam-Column Joints and Global Capacity. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(3), 454-487.
<https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1233916>

Ulcuang- Cabascango, J. E., & Villavicencio-Cedeño, E. G. (2025). Comparación estructural del punto de desempeño mediante el método pushover para tres sistemas de estructuras diferentes. *Revista Científica y Arbitrada del Observatorio Territorial, Artes y Arquitectura: FINIBUS*, 8(15), 1-15.
<https://doi.org/10.56124/finibus.v8i15.001>

Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)/Coordinación Universitaria para la Sustentabilidad (COUS), Solares Rojas, V. E., Muench Spitzer, C., Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)/Coordinación Universitaria para la Sustentabilidad (COUS), Pasquier Merino, A. G., Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)/Centro de Investigaciones Interdisciplinarias en Ciencias y Humanidades, Ríos Muñoz, C. A., & Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)/Centro de Estudios Mexicanos UNAM-Costa Rica (with Magaña Rodríguez, D., Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)/Coordinación Universitaria para la Sustentabilidad (COUS), González Villarreal, R., Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)/Coordinación Universitaria para la Sustentabilidad (COUS), Lara Barragán Vite, L., Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)/Coordinación Universitaria para la Sustentabilidad (COUS), De Garay Montoya, C., & Universidad Nacional Autónoma de México

(UNAM)/Coordinación Universitaria para la Sustentabilidad (COUS)). (2021). *La Agenda 2030 y los Objetivos de Desarrollo Sostenible desde la UNAM*. Universidad Nacional Autónoma de México, Secretaría de Desarrollo Institucional, Coordinación Universitaria para la Sustentabilidad. <https://doi.org/10.22201/sdi.9786073052726e.2021>

Yassin, M. H. M. (1994). *Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads* [PhD Thesis]. University of California, Berkeley, USA.

ANEXOS

Anexo 1.

Tabla A1.1 Proceso iterativo de obtención de Pt o esfuerzo tensional requerido por el sistema, para el nudo a reforzar.

k	Pt (MPa)	Vjt (KN)	Mci (cracking) (KN.m)
0,135	0,714	1 515,316	8,285
	1,00	1 870,829	10,228
	1,50	2 449,490	13,392
	2,00	3 000,000	16,402
	2,50	3 535,534	19,330
	3,00	4 062,019	22,208
	3,50	4 582,576	25,054
	4,00	5 099,020	27,878
	4,50	5 612,486	30,685
	5,00	6 123,724	33,480
	5,50	6 633,250	36,266
	6,00	7 141,428	39,044
	6,50	7 648,529	41,817
	7,00	8 154,753	44,584
	7,50	8 660,254	47,348
	8,00	9 165,151	50,109
	8,50	9 669,540	52,866

Tabla A1.2. Datos curva bilineal

Rotación y Momento			rama1
Y (rad)	Mci (kNm)	Ko = Mci / Y (Kn.m/rad)	255 000
0	0	M(Kn.m)	51,0
0,0002	51,0	r	0
0,0127	51,0		
0,02	51,0		

Tabla A1.3. Sección de barras Fe-SMA que satisface a Pt

$\sigma_{\text{prestress}}$	350	Mpa
A_SMA	1 539,384	mm2
SIDE	1	side
F_SMA	538,7844	kN

Tabla A1.4. Cálculo de Pt_SMA iterativo

$$Pt_{SMA} = \frac{Fe_{SMA}}{h_c b_c \cdot 1000 / \text{sen}(\pi/4)}$$

P	72,515	kN
pt_SMA	7,620	Mpa
Pt, total	8,334	Mpa
vjh	9,280	Mpa

Tabla A1.5. Valores obtenidos para representar la jerarquía de resistencia con nudo reforzado Fe-SMA

JERARQUIA DE RESISTENCIA EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL SISTEMA SIMPLIFICADO DE 1 NUDO									
Factor de Carga	M2(B) VIGA	Factor de Carga	M2(B) COL P.B	Factor de Carga	M2(A) COL. P.A	Factor de Carga	M2 NUDO	Factor de Carga	M2 NUDO REFORZADO
0,000	8,196	0,000	3,924	0,000	3,277	0,000	0,000	0,000	4,277
1,718	11,627	1,718	4,955	1,718	5,671	0,053	8,300	1,718	6,671
3,505	15,191	3,505	6,424	3,505	7,767	0,056	8,300	3,505	8,767
5,211	18,594	5,211	7,923	5,211	9,562	0,061	8,300	5,211	10,634
6,753	21,676	6,753	9,784	6,753	10,795	0,067	8,300	6,753	11,897

Factor de Carga	M2(B) VIGA	Factor de Carga	M2(B) COL P.B	Factor de Carga	M2(A) COL. P.A	Factor de Carga	M2 NUDO	Factor de Carga	M2 NUDO REFORZADO
7,789	23,746	7,789	10,852	7,789	11,894	0,075	8,300	7,789	12,894
8,175	24,517	8,175	11,373	8,175	12,140	0,086	8,300	8,175	13,140
8,482	25,148	8,482	12,084	8,482	12,062	0,100	8,300	8,482	13,062
8,766	25,717	8,766	12,380	8,766	12,266	0,116	8,300	10,175	26,438
9,019	26,224	9,019	12,744	9,019	12,475	0,136	8,300	10,295	27,413
9,203	26,590	9,203	12,958	9,203	12,631	0,153	8,300	10,403	28,175
9,262	26,710	9,262	13,052	9,262	12,656	0,187	8,300	10,528	29,090
9,268	26,721	9,268	13,078	9,268	12,639	0,227	8,300	10,665	30,069
9,263	26,710	9,263	12,655	9,263	12,646	0,273	8,300	10,810	31,075
9,256	26,690	9,256	12,594	9,256	12,684	0,314	8,300	10,964	32,108
9,249	26,651	9,249	12,740	9,249	12,928	0,369	8,300	11,127	33,170
9,242	26,622	11,861	13,098	9,242	13,033	0,377	8,300	11,294	34,231
9,236	26,590	12,069	14,373	9,236	13,170	0,423	8,300	11,474	35,340
9,231	26,559	12,287	15,661	9,231	13,381	0,469	8,300	11,663	36,475
9,226	26,534	12,514	16,985	9,226	13,381	0,522	8,300	11,861	37,635
9,225	26,499	12,751	18,338	9,225	13,611	0,590	8,300	12,069	38,818
9,228	26,463	12,998	19,707	9,228	13,873	0,641	8,300	12,287	40,033
9,236	26,395	13,254	21,109	9,236	14,161	0,709	8,300	12,514	41,262
9,243	26,390	13,512	22,700	9,243	14,492	0,786	8,300	12,751	42,512
9,232	26,311	13,682	27,805	9,232	14,757	0,873	8,300	12,998	43,784
9,243	26,269	13,801	30,377	9,243	15,116	0,965	8,300	13,254	45,056
9,258	26,223	14,011	35,330	9,258	15,502	1,066	8,300	13,512	46,304
9,277	26,176	14,147	45,015	9,277	15,920	1,174	8,300	13,682	46,823
9,300	26,129	14,133	20,000	9,300	16,368	1,289	8,300	13,801	46,848
9,328	26,081			9,328	16,848	1,403	8,300	14,011	47,600
9,361	26,032			9,361	17,358	1,531	8,300	14,147	47,930
9,399	25,982			9,399	17,899	1,667	8,300	14,133	48,241
9,441	25,931			9,441	18,457	1,813	8,300	14,383	22,377
9,489	25,880			9,489	19,049	1,967	8,300	14,752	24,179

Factor de Carga	M2(B) VIGA	Factor de Carga	M2(B) COL P.B	Factor de Carga	M2(A) COL. P.A	Factor de Carga	M2 NUDO	Factor de Carga	M2 NUDO REFORZADO
9,542	25,828			9,542	19,662	2,121	8,300	15,137	26,022
9,600	25,774			9,600	20,306	2,292	8,300	15,366	26,749
9,663	25,722			9,663	20,945	2,470	8,300	15,570	27,295
9,725	25,675			9,725	21,531	2,658	8,300	15,765	27,791
9,751	25,677			9,751	21,502	2,855	8,300	15,915	27,990
9,850	25,597			9,850	22,519	3,061	8,300	16,228	29,017
9,958	25,516			9,958	23,569	3,277	8,300	16,763	31,477
10,071	25,409			10,071	24,563	3,503	8,300	16,611	29,905
10,175	25,373			10,175	25,438	3,738	8,300	16,800	30,329
10,295	25,298			10,295	26,413	3,987	8,300		
10,403	25,242			10,403	27,174	4,247	8,300		
10,528	25,175			10,528	28,090	4,681	8,300		
10,665	25,103			10,665	29,069	4,615	8,300		
10,810	25,029			10,810	30,074	4,507	8,300		
10,964	24,953			10,964	31,107	5,342	8,300		
11,127	24,875			11,127	32,169	5,229	8,300		
11,294	24,799			11,294	33,231	5,514	8,300		
11,474	24,719			11,474	34,340	8,677	8,300		
11,663	24,637			11,663	35,475				
11,861	24,553			11,861	36,634				
12,069	24,468			12,069	37,818				
12,287	24,381			12,287	39,032				
12,514	24,293			12,514	40,262				
12,751	24,203			12,751	41,512				
12,998	24,112			12,998	42,783				
13,254	24,000			13,254	44,055				
13,512	23,907			13,512	45,298				
13,682	23,865			13,682	45,794				

Factor de Carga	M2(B) VIGA	Factor de Carga	M2(B) COL P.B	Factor de Carga	M2(A) COL. P.A	Factor de Carga	M2 NUDO	Factor de Carga	M2 NUDO REFORZADO
13,801	23,859			13,801	44,228				
14,011	23,826			14,011	46,216				
14,147	23,859			14,147	46,889				
14,133	23,940			14,133	47,241				
13,366	24,436			15,137	48,824				
13,690	24,322			15,366	49,540				
14,033	24,203			15,570	50,056				
14,383	24,085			15,765	50,528				
14,752	23,963			15,915	50,725				
15,137	23,829			16,228	51,662				
15,366	23,792			16,763	51,990				
15,570	23,761			16,611	52,525				
15,765	23,737			16,800	52,935				
15,915	23,739			16,976	53,154				
16,228	23,652			17,113	53,205				
16,763	23,481			17,330	53,208				
16,611	23,621			17,592	53,237				
16,800	23,606			17,973	53,512				
16,976	23,597			24,019	56,452				
17,113	23,607			16,326	53,960				
17,330	23,589								
17,592	23,516								
17,973	23,444								
24,019	19,066								
16,326	12,046								

Anexo 2.

Tabla A2.1. Determinación cargas axiales para el pórtico tipo para el cálculo de Pt de cada nudo.

masa sísmica en cada nivel	225,00	Tonf
Área pórtico 1 (sombreada)	12,00	m2
Área piso (rojo)	60,00	m2
fracción	0,200	
carga por piso en pórtico	45,00	Tonf
	441,5	kN
usar	440	kN

Carga por columna

L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	LT (m)
1,5	3	1,5	6
0,2500	0,5000	0,2500	1,0000

Fracción

Nivel	P_C1(kN)	P_C2(kN)	P_C3(kN)	P_total (kN)
3	110,0	220,0	110,0	440,0
2	110,0	220,0	110,0	440,0
1	110,0	220,0	110,0	440,0
				1320,0

Cargas Axiales por columnas/piso

Nivel	Demanda (KN)		
	C1	C2	C3
3	110,0	220,0	110,0
2	220,0	440,0	220,0
1	330,0	660,0	330,0

Tabla A2.2. Valores de Ft o fuerza lateral actuante sobre cada nudo; a partir de estimación del cortante basal actuante

Peso Total (kN)	1320,000
10 %	132,000
25 %	330,000
Vbasal (kN)	330,000

Nivel	Altura de piso	nivel	Ljb columnas			ΣLi
	h(m)		C1	C2	C3	
3	3	3	1,5	3	1,5	6
2	3	3	1,5	3	1,5	6
1	3	3	1,5	3	1,5	6

F (kN) 55,000

Fjt		
41,250	82,500	41,250
27,500	55,000	27,500
13,750	27,500	13,750

Tabla A2.3. Valores de Pt de cada nudo y de vjt y Vjt (esfuerzos actuantes sobre cada nudo debido a carga axial)

Nude	fc (Mpa)	bc (mm)	hc (mm)	Ng (kN)	Fjt	φ1	φ2
7 ext	28,00	200,00	200,00	110,000	41,250	284,939	0,369
8 int	28,00	200,00	200,00	220,000	82,500	123,239	0,426

Nude	fc (Mpa)	bc (mm)	hc (mm)	Ng (kN)	Fjt	φ1	φ2
9 ext	28,00	200,00	200,00	110,000	41,250	284,939	0,369
1 ext	28,00	200,00	200,00	330,000	13,750	282,443	0,744
4 ext	28,00	200,00	200,00	220,000	27,500	282,443	0,744
2 int	28,00	200,00	200,00	660,000	27,500	132,293	0,794
5 int	28,00	200,00	200,00	440,000	55,000	132,293	0,794
3 ext	28,00	200,00	200,00	330,000	13,750	282,443	0,744
6 ext	28,00	200,00	200,00	220,000	27,500	282,443	0,744

Tabla A2.4. Momentos de agrietamiento y Momento último

k	Pt	vjt	Mci (ultimate)	k	Pt	Vjt	Mci (cracking)
0,050	0,265	893,074	18,350	0,135	0,714	1573,140	20,737
0,420	2,222	4142,773	68,796	0,290	1,535	3285,536	61,840
0,050	0,265	893,074	18,350	0,135	0,714	1573,140	20,737
0,050	0,265	1500,915	15,548	0,135	0,714	2530,555	19,193
0,050	0,265	1234,975	24,840	0,135	0,714	2106,951	27,927
0,420	2,222	6450,528	70,608	0,290	1,535	5260,669	61,614
0,420	2,222	5420,880	84,673	0,290	1,535	4385,737	76,848
0,050	0,265	1500,915	15,548	0,135	0,714	2530,555	19,193
0,050	0,265	1234,975	24,840	0,135	0,714	2106,951	27,927

Nota: para determinar el reforzamiento se seleccionó el nudo más crítico (nudo 1)

**Tabla A2.5. Valores de las curvas de capacidad
Pórtico sin reforzamiento**

Factor de Carga	Desplazamiento (m)	Corte Basal (KN)
0,000	0,000	0,000
4,157	0,030	12,413

Factor de Carga	Desplazamiento (m)	Corte Basal (KN)
10,982	0,060	32,946
10,701	0,090	32,102
16,638	0,120	49,555
15,055	0,150	45,165
15,562	0,180	46,685
19,273	0,210	57,859

Pórtico reforzado

Factor de Carga	Desplazamiento (m)	Corte Basal (KN)
0,000	0,000	0,000
8,694	0,030	26,083
15,848	0,060	47,545
22,444	0,090	67,333
26,230	0,120	78,690
28,857	0,150	86,224
30,872	0,180	91,454
31,959	0,210	95,106
18,943	0,240	56,829
20,987	0,27	62,224