



UNIVERSIDAD
DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Análisis de esfuerzos en vigas de gran peralte mediante el
método puntal tensor**

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

Diego Alonso Marquez Martinez

Asesor:
Dr. Ing. Danny Jim Yong Ayon

Piura, enero de 2026

Declaración Jurada de Originalidad del Trabajo Final

Yo, Diego Alonso Marquez Martínez, egresado del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Piura, identificado(a) con DNI: 76681658, declaro que:

Soy autor del trabajo final titulado:

"Análisis de esfuerzos en vigas de gran peralte mediante el método puntal tensor"

El mismo que presento bajo la modalidad de Tesis para optar el Título profesional de Ingeniero Civil.

El texto de mi trabajo final es original y no vulnera los derechos de terceros o, de ser el caso, derechos de los coautores, incluidos los derechos de propiedad intelectual, datos personales, entre otros. En tal sentido, el texto de mi trabajo final no ha sido plagiado total ni parcialmente, para lo cual, he respetado las normas internacionales de citas y referencias de las fuentes consultadas. Asimismo, el texto del trabajo final que presento no ha sido publicado ni presentado antes en cualquier medio electrónico o físico; y que la investigación, los resultados, datos, conclusiones y demás información presentada que atribuyo a mi autoría son veraces.

En caso de detectarse el incumplimiento de lo declarado asumo frente a terceros, la Universidad de Piura y/o la Administración Pública toda responsabilidad que pueda derivarse por el trabajo final presentado. Lo señalado incluye responsabilidad pecuniaria incluido el pago de multas u otros por los daños y perjuicios que se ocasionen.

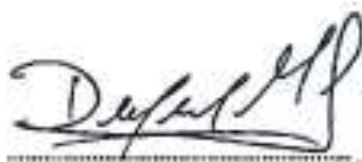
La asesoría del trabajo estuvo a cargo de los siguientes docentes de la Universidad de Piura:

- Dr. Ing. Danny Jim Yong Ayón, identificado con DNI: 03505791

Declaro (declaramos) que:

Luego de haber empleado el software de coincidencia Turnitin, revisado las fuentes de información señaladas por el autor, y en razón de mi (nuestra) experiencia como investigador(es), declaro (declaramos) que las ideas expuestas en el trabajo final alcanzan las condiciones de calidad, integridad y originalidad acorde a los objetivos institucionales y estándares en materia de investigación. Finalmente, no asumo (asumimos) responsabilidad por la posible vulneración de derechos de autor en el trabajo final referido, pues tal responsabilidad es exclusiva del autor.

Fecha: 01/01/2026.



Firma del autor¹

Diego Alonso Marquez Martínez
76681658



Firma del asesor¹

DANNY JIM YONG AYÓN
DNI 03505791

¹ Firma idéntica al DNI. No se admite digital, salvo certificado.

Dedicatoria

A mi familia, por su amor incondicional, su apoyo constante y por estar siempre a mi lado en cada etapa de este camino. Este logro es tan suyo como mío.

A mis mascotas, Nena que me acompaña día a día, y a Messy que partió hace un tiempo, sé que también estaría feliz por esto.

Finalmente, agradezco a una persona en especial que me apoyó y siempre estuvo conmigo en el desarrollo de este trabajo, gracias por darme fuerzas cuando pensé dejarlo todo, Cielo, quedarás inmortalizada aquí.

A todos ustedes, con todo mi amor y gratitud.

Diego Marquez.

Agradecimientos

Deseo expresar mi más profundo agradecimiento al Dr. Ing. Danny Jim Yong Ayon, asesor de esta tesis, por su dedicada guía, sus valiosas observaciones y el constante acompañamiento académico que hicieron posible el desarrollo de este trabajo.

Agradezco también a la Universidad de Piura, institución que me brindó una formación académica integral y un ambiente propicio para el aprendizaje, la investigación y el crecimiento profesional.

Por último, agradezco de manera especial a PRONABEC y su programa BECA 18, cuyo apoyo fue fundamental para permitirme acceder a una educación de calidad y culminar con éxito mis estudios universitarios.

Resumen

La presente investigación aborda el problema de comprender y predecir con precisión la distribución de esfuerzos y la capacidad resistente en vigas de gran peralte, elementos cuya respuesta estructural difiere notablemente de la de vigas convencionales debido a su geometría y a la presencia de mecanismos discontinuos de transferencia de cargas. Esta complejidad hace necesario evaluar la pertinencia de métodos de análisis alternativos, como el método puntal-tensor (MPT), y contrastarlos con herramientas numéricas ampliamente utilizadas en ingeniería estructural, como el software SAP2000.

El objetivo principal del trabajo consiste en aplicar el método puntal-tensor al análisis de vigas de gran peralte y comparar los esfuerzos y la capacidad resistente obtenidos con los resultados de un modelo de elementos finitos desarrollado en SAP2000. Para ello, se analizaron tres vigas, cada una con distinta relación longitud/peralte (1.0, 1.5 y 2.0), con el fin de evaluar cómo la esbeltez influye en la correspondencia entre ambos métodos.

La metodología incluyó, en primer lugar, la revisión del estado del arte sobre el MPT y sus principales aplicaciones en elementos de concreto armado. Posteriormente, se modelaron las tres vigas mediante el MPT, definiendo puntales, tensores y nodos con base en la geometría y las cargas aplicadas. De forma paralela, cada viga fue modelada en SAP2000 utilizando elementos tipo *frame* y *shell*. Finalmente, se realizó un estudio comparativo de esfuerzos principales y se evaluó la precisión de cada método en la predicción de la fuerza última, tomando como referencia los ensayos experimentales reportados por Salamy et al. (2005).

Los resultados muestran que SAP2000 reproduce con mayor exactitud los esfuerzos internos y la capacidad resistente observada en los ensayos, manteniéndose dentro de márgenes reducidos de diferencia para todas las esbelteces. Por el contrario, el método puntal-tensor presenta discrepancias más notorias. En términos de fuerza última, SAP2000 presenta aproximaciones cercanas al 90–95 %, mientras que el MPT tiende a subestimar sistemáticamente la resistencia real.

Se concluye que, si bien el método puntal-tensor ofrece una interpretación mecánica clara y didáctica del flujo interno de cargas, su precisión cuantitativa es menor en comparación con un modelo numérico basado en elementos finitos. No obstante, la complementariedad entre ambos métodos constituye un aporte relevante del estudio, pues permite tanto interpretar conceptualmente el comportamiento estructural como obtener predicciones confiables mediante herramientas computacionales.

Tabla de contenido

Introducción	10
Capítulo 1	11
Comportamiento estructural de vigas de gran peralte.....	11
1.1 Definición, aplicaciones y comportamiento estructural de vigas de gran peralte	11
1.2 Modo de fallas de vigas de gran peralte	14
1.2.1 <i>Falla por aplastamiento del concreto (strut crushing)</i>	15
1.2.2 <i>Falla por fluencia o ruptura del acero de tracción</i>	16
1.2.3 <i>Falla por adherencia y deslizamiento de barras</i>	16
1.2.4 <i>Falla por cortante y fisuras diagonales</i>	17
1.3 Inconvenientes en el diseño de vigas de gran peralte	17
1.3.1 <i>Complejidad del comportamiento no lineal</i>	18
1.3.2 <i>Concentración de esfuerzos en zonas nodales</i>	18
1.3.3 <i>Falta de uniformidad normativa</i>	19
1.3.4 <i>Dificultad de verificación experimental</i>	19
1.3.5 <i>Fragilidad del colapso y baja ductilidad</i>	19
1.3.6 <i>Sobrecostos de diseño y construcción</i>	19
1.4 Estudios y ensayos experimentales de vigas de gran peralte	20
1.4.1 <i>Estudios pioneros entre 1960 y 1980</i>	20
1.4.2 <i>Consolidación de modelos teóricos y experimentales entre 1980 y 2000</i>	21
1.4.3 <i>Investigaciones recientes en el siglo XXI</i>	21
1.4.4 <i>Factores explorados en los ensayos</i>	21
1.5 Resultados experimentales de Salmay et al (2005)	22
1.5.1 <i>Programa experimental</i>	22
1.5.2 <i>Observaciones sobre el patrón de fisuración</i>	23
1.5.3 <i>Modos de falla registrados</i>	24
1.5.4 <i>Comparación con modelos teóricos y normativos</i>	24
1.5.5 <i>Síntesis de los aportes de Salmay et al. (2005)</i>	24
Capítulo 2	25
Método puntal tensor	25
2.1 Antecedentes históricos del método puntal tensor.....	25
2.2 Descripción del método puntal tensor según el ACI 318 (2019).....	27
2.2.1 <i>Regiones 'B' y regiones 'D'</i>	27
2.2.2 <i>Puntales de concreto</i>	29
2.2.3 <i>Tensores</i>	30
2.2.4 <i>Zonas nodales</i>	30
2.3 Procedimiento y limitaciones para el diseño con el modelo puntal tensor.....	31
2.3.1 <i>Definir regiones D</i>	31
2.3.2 <i>Calcular las fuerzas resultantes</i>	32
2.3.3 <i>Selección de una armadura idealizada para el MPT</i>	32
2.4 Dimensionamiento y verificación de elementos del modelo puntal tensor	34
2.4.1 <i>Resistencia de zonas nodales</i>	34
2.4.2 <i>Resistencia de puntales</i>	36
2.4.3 <i>Resistencia de tensores</i>	37
2.5 <i>Tensores y su longitud de anclaje</i>	37
2.6 <i>Requerimientos mínimos de refuerzo</i>	38
Capítulo 3	40

Determinación de esfuerzos en vigas de gran peralte con distintas esbelteces	40
3.1 Planteamiento de condiciones de ensayo según Salamy et al (2005)	40
3.2 Resolución de viga B – 3 y B – 7 mediante el método puntal tensor.....	42
3.2.1 Viga B – 3	42
3.2.2 Viga B – 7.....	46
3.3 Resolución analítica de las vigas mediante el método puntal tensor	48
3.3.1 Esbeltez $l/h = 1$	48
3.3.2 Esbeltez $l/h = 1.5$	50
3.3.3 Esbeltez $l/h = 2$	51
3.4 Modelamiento de las vigas mediante SAP2000	53
3.4.1 Viga B – 3	53
3.4.2 Viga B – 7.....	54
3.4.3 Esbeltez $l/h=1$	56
3.4.4 Esbeltez $l/h=1.5$	57
3.4.5 Esbeltez $l/h=2$	59
Capítulo 4	61
Estudio comparativo de resultados obtenidos por el método puntal tensor y SAP2000	61
4.1 Comparación de resultados para las vigas de validación B – 3 Y B – 7	61
4.1.1 Viga B – 3.....	61
4.1.2 Viga B – 7.....	62
4.2 Comparación de resultados para una esbeltez de viga igual a 1	63
4.3 Comparación de resultados para una esbeltez de viga igual a 1.5	64
4.4 Comparación de resultados para una esbeltez de viga igual a 2	65
4.5 Comparación de global a nivel de fuerzas últimas resistidas.....	65
Conclusiones.....	67
Recomendaciones	68
Referencias.....	69
Apéndices	71
Apéndice A.....	71
A.1. Definición de materiales	71
A.2. Definición de sección	72
A.3. Dibujar viga.....	73
A.4. Definición de rótulas plásticas	73
A.5. Definición de caso de carga.....	75
A.6. Asignación de cargas y corrida del modelo.....	76

Lista de tablas

Tabla 1 Coeficiente de puntal β_s	36
Tabla 2 Propiedades del acero de refuerzo en las vigas	41
Tabla 3 Resultados de cargas en vigas seleccionadas.....	41
Tabla 4 Resumen de fuerzas	43
Tabla 5 Resumen de resultados – Viga B3	46
Tabla 6 Resumen de resultados – Viga B7	47
Tabla 7 Resumen de resultados – Viga esbeltez 1	49
Tabla 8 Geometría de viga B – 4	50
Tabla 9 Resumen de resultados – Viga esbeltez 1.5.....	50
Tabla 10 Resumen de resultados – Viga esbeltez 2	52
Tabla 11 Esfuerzos σ_3 – Viga B3	61
Tabla 12 Esfuerzos σ_3 – Viga B7	62
Tabla 13 Contraste a nivel de esfuerzos – Esbeltez 1	64
Tabla 14 Contraste a nivel de esfuerzos – Esbeltez 1.5	64
Tabla 15 Contraste a nivel de esfuerzos – Esbeltez 2	65



Lista de figuras

Figura 1 Armadura idealizada	12
Figura 2 Deep pier cap beam en la base de un puente	13
Figura 3 Deep transfer girder en edificios de gran altura	13
Figura 4 Efecto de arco en viga sometida a carga puntual	14
Figura 5 Aplastamiento del concreto – strut crushing.....	15
Figura 6 Fluencia o ruptura del acero a tracción	16
Figura 7 Deslizamiento del acero de refuerzo	17
Figura 8 Fisuras diagonales	17
Figura 9 Relación a/d - Claro de cortante	21
Figura 10 Detalle de los especímenes ensayados.....	23
Figura 11 Patrón de fisuración en una de las vigas ensayadas.....	23
Figura 12 Modelo de armadura planteado por Ritter en 1899	25
Figura 13 Tracción diagonal a 45°	26
Figura 14 Discontinuidades geométricas y de carga en regiones D (sombreadas)	28
Figura 15 Modelo puntal tensor para una viga de gran peralte	29
Figura 16 Puntal en forma de botella	30
Figura 17 Clasificación de nodos.....	31
Figura 18 Reducción y cálculo de fuerzas resultantes	32
Figura 19 Alternativas de MPT para una viga de gran peralte	33
Figura 20 Zona nodal hidrostática y zona nodal	35
Figura 21 Longitud de anclaje para tensores.....	38
Figura 22 Detalle del refuerzo en un puntal	39
Figura 23 Características geométricas de vigas ensayadas	40
Figura 24 Modelo puntal tensor para viga B – 3.....	42
Figura 25 Esquema de nodo 1.....	44
Figura 26 Esquema de nodo 2.....	45
Figura 27 Modelo puntal tensor para viga B – 7.....	47
Figura 28 Geometría de viga S1-A/B.....	48
Figura 29 Refuerzo de la viga S1-A/B	49
Figura 30 Geometría de viga S2	51
Figura 31 Refuerzo de la viga S2	52
Figura 32 Viga B – 3 modelada como elemento shell.....	53
Figura 33 Gráfico de deflexión vs Carga aplicada – Viga B3	54
Figura 34 Viga B – 7 modelada como elemento shell.....	55
Figura 35 Gráfico de deflexión vs Carga aplicada – Viga B7	55
Figura 36 Gráfico de deflexión vs Carga aplicada – Viga de esbeltez 1	56
Figura 37 Viga de esbeltez 1 - Modelada como elemento shell	57
Figura 38 Gráfico de deflexión vs Carga aplicada – Viga de esbeltez 1.5	58
Figura 39 Viga de esbeltez 1.5 - Modelada como elemento shell	58
Figura 40 Gráfico de deflexión vs Carga aplicada – Viga de esbeltez 1	59
Figura 41 Viga de esbeltez 2 - Modelada como elemento shell	60
Figura 42 Gráfica de comparación general	66

Introducción

El comportamiento estructural de las vigas de gran peralte presenta particularidades que las diferencian de las vigas convencionales, debido a la presencia de trayectorias de carga no lineales y concentraciones de esfuerzos difíciles de describir mediante modelos clásicos. Esta complejidad plantea la necesidad de emplear métodos alternativos que permitan comprender y predecir con mayor claridad la distribución interna de esfuerzos. Entre ellos destaca el método puntal–tensor (MPT), cuya formulación se basa en la idealización del flujo resistente mediante puntales comprimidos y tensores traccionados. Sin embargo, persiste la interrogante acerca de su precisión al compararlo con modelos numéricos avanzados y con resultados experimentales.

La investigación se justifica en la necesidad de contrastar la capacidad predictiva del MPT con un método ampliamente validado en ingeniería estructural, como lo es el software SAP2000 basado en elementos finitos. Se plantea como hipótesis que el MPT, aunque útil para interpretar la mecánica interna del elemento, presenta limitaciones cuantitativas frente a un modelo numérico detallado. En este marco, el objetivo general consiste en aplicar el método puntal–tensor al análisis de vigas de gran peralte y comparar la magnitud y distribución de esfuerzos con los valores obtenidos mediante SAP2000, así como evaluar la capacidad de ambos métodos para estimar la fuerza última.

El trabajo se organiza en cuatro capítulos. El Capítulo 1 expone la problemática, la justificación, la hipótesis y el marco teórico, incluyendo el estado del arte del método puntal–tensor y sus aplicaciones en concreto armado, así como una revisión del análisis por elementos finitos. El Capítulo 2 describe la metodología adoptada: selección de vigas ensayadas, definiciones geométricas, modelación con el MPT y desarrollo de los modelos numéricos en SAP2000. El Capítulo 3 presenta los resultados obtenidos para cada una de las esbelteces analizadas (1.0, 1.5 y 2.0), mostrando esfuerzos principales, patrones de compresión y tracción, y estimaciones de resistencia. Finalmente, el Capítulo 4 desarrolla el estudio comparativo, integrando los resultados previos y destacando las concordancias y diferencias entre ambos métodos, con particular atención a la precisión lograda en la predicción de la fuerza última.

En conjunto, el estudio aporta una evaluación clara y fundamentada sobre el alcance y las limitaciones de cada método, ofreciendo criterios útiles para su aplicación en el análisis de vigas de gran peralte.

Capítulo 1

Comportamiento estructural de vigas de gran peralte

Este primer capítulo se enfoca en el estudio de vigas de gran peralte, abordando su definición, aplicación y comportamiento estructural frente a cargas puntuales; así como su modo de falla ante las solicitaciones. Además, se hace hincapié en los inconvenientes que se presentan en el análisis y diseño de estos elementos estructurales. Asimismo, se presentan algunos estudios y ensayos experimentales en vigas de gran peralte; destacando el trabajo de Salamy et al. (2005); cuyo objetivo fue investigar el comportamiento de estructuras subterráneas, como las alcantarillas tipo caja, que pueden modelarse como vigas de gran altura.

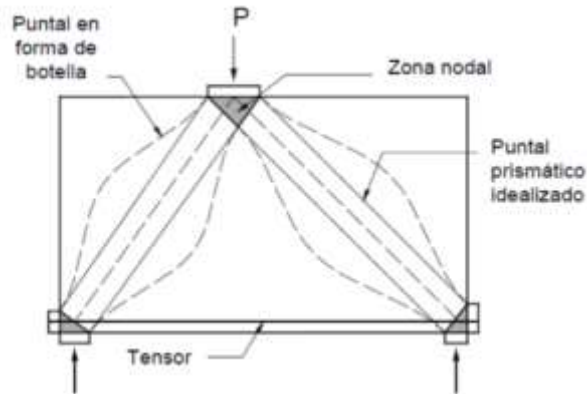
1.1 Definición, aplicaciones y comportamiento estructural de vigas de gran peralte

La definición de viga de gran peralte (*Deep beam*) ha sido objeto de atención en la ingeniería desde mediados del siglo XX, ya que a medida que fueron presentándose nuevos avances en la literatura; estos revelaron limitaciones en la teoría clásica de flexión. Según el ACI 318 (2019) las vigas de gran altura son miembros que están cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta, es decir que las cargas están aplicadas en la cara superior y la viga está apoyada en su cara inferior; de modo que el mecanismo resistente está conformado por trayectorias de esfuerzos de compresión que se asemejan a puntales. Además, las vigas de gran peralte cumplen con (a) o (b):

- (a) La luz libre no excede cuatro veces la altura total de miembro, $l_n < 4h$
- (b) Existen cargas concentradas dentro de una distancia igual a $2h$ de la cara del apoyo.

Vecchio y Collins (1986) señalan que los elementos de concreto con una relación longitud/peralte pequeña no pueden ser analizados mediante métodos convencionales, debido a que su mecanismo resistente se asemeja a una armadura de puntales de concreto y tensores de acero. Dicho de otras palabras, el concreto comprimido se comporta como un puntal (*strut*), mientras que el acero longitudinal y transversal actúa como un tirante (*tie*). La figura 1 muestra un esquema de la armadura idealizada por puntales de compresión y tensores o tirantes de tracción.

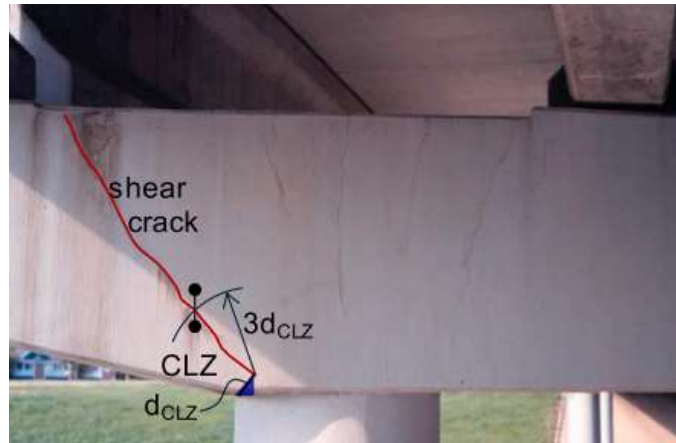
Figura 1
Armadura idealizada



Nota. Tomado de (Darwin et al., 2016).

Como señala Kotsovos (1983) la transición entre comportamiento de flexión y de arco se da cuando la relación longitud/peralte se aproxima a 4. Lo que implica que vigas de gran peralte posean una capacidad superior de resistencia a la cortante, que resulta mayor a la predicha por la teoría clásica de vigas, debido a que se ‘activa’ el mecanismo de arco interno; aunque generalmente tenga en consecuencia un colapso frágil y repentino.

En cuanto a las aplicaciones de vigas de gran peralte se utilizan en múltiples contextos estructurales. Mihaylov et al. (2025) señalan que situaciones importantes incluyen elementos como los denominados *Deep pier cap beams* en puentes (ver figura 2) y *Deep transfer girders* en edificios (ver figura 3), donde estas vigas están sometidas a elevados esfuerzos cortantes. También son comunes en cimentaciones, donde las denominadas vigas-pared actúan como vigas profundas para resistir presiones laterales del terreno. Asimismo Wight y MacGregor (2012) mencionan que las zapatas de gran espesor, los elementos de sótano y marcos rígidos de concreto armado son ejemplos típicos donde se generan trayectorias de esfuerzo dominadas por compresión y tracción diagonal.

Figura 2*Deep pier cap beam en la base de un puente**Nota.* Tomado de (Bracci et al., 2000).**Figura 3***Deep transfer girder en edificios de gran altura**Nota.* Tomado de (Nie et al., 2017).

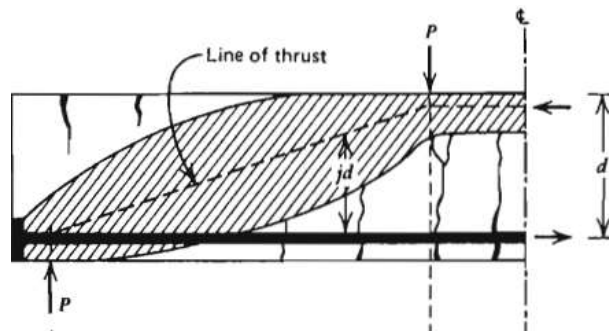
El comportamiento estructural de las vigas de gran peralte, en contraste de las vigas esbeltas, están caracterizadas por un campo de trayectorias de compresión inclinadas y por la concentración de esfuerzo en zonas localizadas. En este sentido, el fib (2012) afirma que las hipótesis de secciones planas ya no es válida, y el cálculo de tensiones requiere de métodos basados en modelos de bielas y tirantes o en análisis no-lineales.

En este sentido, es importante destacar el efecto de arco como mecanismo resistente. Vecchio y Collins (1986) proponen que en vigas de gran peralte, la carga aplicada se trasfiere directamente hacia los apoyos mediante trayectorias comprimidas de concreto, disminuyendo el rol del mecanismo de flexión y aumentando la influencia de las fisuras diagonales.

La figura 4 propuesta por Park y Paulay (1975) ilustra el mecanismo de arco. Estos autores afirman que este mecanismo requiere de una reacción horizontal grande en el apoyo, la cual, en una viga simplemente apoyada, puede ser aportada por el refuerzo longitudinal inferior. La zona achurada indica la extensión del concreto comprimido, además se muestra que las fisuras se forman sus zonas exteriores. De modo que la transferencia de carga hacia los apoyos se da mediante trayectorias comprimidas de concreto.

Figura 4

Efecto de arco en viga sometida a carga puntual



Nota. Tomado de (Park y Paulay, 1975).

1.2 Modo de fallas de vigas de gran peralte

El estudio de modos de falla en vigas de gran peralte constituye un aspecto fundamental para comprender su comportamiento estructural y asegurar un diseño dentro del rango de seguridad de las normas, a diferencia de las vigas esbeltas, en las cuales el colapso es gobernado por la flexión. Las vigas de gran peralte presentan una variedad de mecanismos de falla que dependerán de su relación longitud/peralte, la disposición del refuerzo y las condiciones de carga y de apoyos (Kotsovos, 1983).

En general, ensayos experimentales muestran que las vigas de gran peralte no fallan por un único mecanismo aislado. Según el fib (2012) la complejidad de los modos de falla en vigas de gran peralte, hace necesario el uso de modelos simplificados que representen trayectorias de carga, considerando la interacción entre compresión, tracción, adherencia y cortante.

Salamy et al. (2005), en su investigación sobre vigas de gran peralte, reportaron casos en los cuales la falla se inició con la aparición de fisuras diagonales, seguida de aplastamiento nodal y finalmente la fluencia del acero longitudinal. Este comportamiento evidencia la naturaleza variable del colapso, lo que dificulta predecir con precisión la capacidad última.

Vecchio y Collins (1986) establecieron que los principales modos de falla en vigas de gran peralte son los siguientes:

- Falla por aplastamiento del puntal de concreto

- Fluencia o ruptura del acero de tracción.
- Falla por adherencia.
- Falla por cortante y fisuras diagonales.

Dichos mecanismos están relacionados directamente con la transferencia de carga a través de trayectorias comprimidas y traccionadas (Vecchio y Collins, 1986).

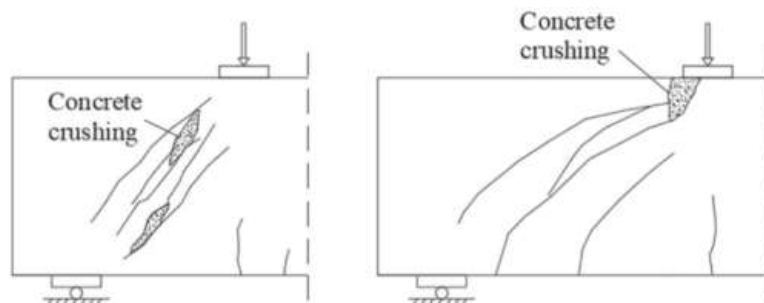
1.2.1 Falla por aplastamiento del concreto (*strut crushing*)

Uno de los modos de falla para tener en cuenta en las vigas de gran peralte es el llamado aplastamiento de los puntales de concreto. En este tipo de falla, la capacidad última está gobernada por la compresión diagonal del concreto, la cual se ve gravemente reducida por fisuras previas y deficiente confinamiento. Yao et al. (2024) reportaron que la resistencia efectiva de los puntales de concreto se reduce considerablemente cuando el agrietamiento transversal se desarrolla, incluso antes de su carga última; esto debido a interacciones entre esfuerzos de compresión y deformaciones de tracción diagonal hacia los tensores. En su investigación, las vigas con menor relación longitud/peralte mostraron pérdida de capacidad a la flexión.

Por su parte, Wu et al. (2018) examinaron vigas de gran peralte de concreto de agregado liviano, con relaciones a/d (siendo 'a' la distancia desde el apoyo a la carga concentrada más próxima y 'd' el peralte efectivo de la viga) entre 0.26 y 1.04, y encontraron que el modo de falla por compresión del puntal (*strut crushing*) se hacía más evidente en viga cuyo f'_c era elevado y con una baja cuantía de refuerzo transversal. Además, estos autores proponen que la tracción del concreto en el puntal se intensifica luego de la aparición de las fisuras diagonales, lo que conlleva a una falla frágil sin periodo de deformación considerable. Esto último refuerza el hecho de que la ductilidad se ve limitada cuando el puntal no está confinado adecuadamente. La figura 5 muestra un esquema de este tipo de falla.

Figura 5

Aplastamiento del concreto – strut crushing



Nota. Tomado de (Yao et al., 2024).

En un estudio experimental, Aire y Reyes (2019) analizaron el comportamiento de vigas de gran altura de concreto reforzadas con tiras de polímero reforzado con fibra de carbono

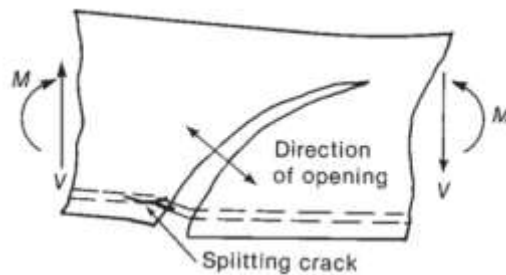
(CFRP) bajo carga estática. Los resultados mostraron que las vigas sin refuerzo adicional fallaron por aplastamiento del puntal principal después de la propagación de fisuras diagonales, mientras que las vigas reforzadas con CFRP exhibieron una mejora significativa en la capacidad de carga y una respuesta más dúctil. No obstante, los autores destacaron que incluso con refuerzo; la falla por compresión del puntal de concreto seguía siendo el modo de colapso predominante una vez que se alcanzan esfuerzos críticos en la zona comprimida.

1.2.2 Falla por fluencia o ruptura del acero de tracción

A diferencia de la falla frágil del puntal, existe la posibilidad de que la viga de gran peralte alcance la capacidad del refuerzo de tracción. Según Wight y MacGregor (2012) este tipo de falla se caracteriza por la formación de una fisura diagonal que se disipa progresivamente hasta inducir la fluencia y eventual ruptura del acero longitudinal como se muestra en la figura 6.

Figura 6

Fluencia o ruptura del acero a tracción



Nota. Tomado de (Wight y MacGregor, 2012).

Un aspecto positivo de este tipo de falla es que provee un comportamiento dúctil en comparación a la falla por aplastamiento del concreto. Sin embargo, no siempre es deseable ya que depende del correcto anclaje del acero en las zonas de apoyo. Como señala Wight y MacGregor (2012), si los tensores no están adecuadamente anclados, la falla ocurre por desprendimiento del acero antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

1.2.3 Falla por adherencia y deslizamiento de barras

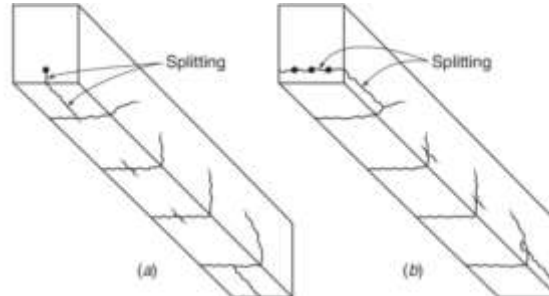
El fallo por adherencia entre el acero y el concreto constituye otro modo de falla en vigas de gran peralte, esto debido a las elevadas concentraciones de esfuerzos en zonas nodales. Según el ACI 318 (2019), la longitud de desarrollo requerida en este tipo de elementos debe incrementarse respecto a la exigida en vigas esbeltas.

En los ensayos de Tan y Cheng (2006) se observó que la falla por deslizamiento de las barras longitudinales en la zona de apoyo se manifiesta con el desprendimiento repentino de

la capa de concreto circundante provocando una pérdida súbita de capacidad. La figura 7 ilustra este tipo de falla.

Figura 7

Deslizamiento del acero de refuerzo



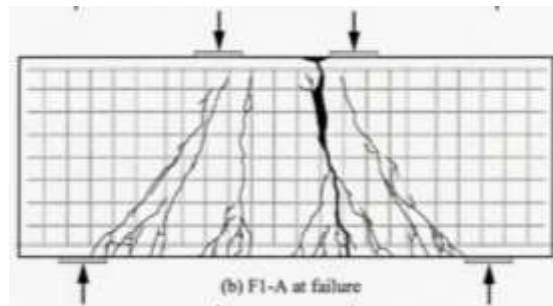
Nota. Tomado de (Darwin et al., 2016).

1.2.4 Falla por cortante y fisuras diagonales

Aunque este mecanismo de falla sea similar al de vigas esbeltas, su naturaleza es distinta. En vigas de gran peralte, las fisuras diagonales representan interrupciones en las trayectorias de compresión del puntal, debilitando la capacidad global del mecanismo de arco (Vecchio y Collins, 1986). La figura 8 muestra una viga ensayada por Zeididouzandeh (2008), cuyo colapso se debió a la formación de fisuras diagonales.

Figura 8

Fisuras diagonales



Nota. Tomado de (Zeididouzandeh, 2008).

Foster y Gilbert (1998) describe que la propagación de grietas diagonales en vigas de gran peralte no implica una pérdida inmediata de la capacidad, sino una redistribución de esfuerzos que incrementa la demanda en el refuerzo transversal y la longitud de anclaje del acero.

1.3 Inconvenientes en el diseño de vigas de gran peralte

El diseño de vigas de gran peralte constituye un desafío en la ingeniería estructural, esto debido a la complejidad de su comportamiento y las limitaciones de métodos tradicionales de cálculo. Si bien las vigas esbeltas pueden ser abordadas mediante la teoría

clásica de flexión y cortante, las vigas de gran altura requieren modelos más elaborados, como el método puntal-tensor o el análisis no lineal (Vecchio y Collins, 1986).

Según el fib (2012), los métodos tradicionales de diseño que estaban basados en diagramas de momento y cortante no serían aplicables a vigas de gran peralte; debido a que la hipótesis de Navier que menciona que las secciones planas permanecen planas durante la deformación, no refleja la distribución real de deformaciones y esfuerzos.

Se numeran los siguientes inconvenientes principales en el diseño de vigas de gran peralte:

- Complejidad del comportamiento no lineal
- Concentración de esfuerzos en zonas nodales
- Falta de uniformidad normativa
- Dificultad de verificación experimental
- Fragilidad del colapso y baja ductilidad
- Sobrecostos de diseño y construcción.

1.3.1 Complejidad del comportamiento no lineal

Feenstra (1993) explicó que en vigas de gran peralte la interacción entre compresión diagonal, tracción en tensores y adherencia de acero-concreto produce un campo de esfuerzos poco uniforme, difícil de modelar de manera analítica.

De modo práctico, esto significa que se debe recurrir a simplificaciones, como el método puntal tensor, que al margen que sean útiles, pueden no capturar todos los fenómenos locales. Como señala Abbood (2023), a pesar que el método puntal tensor es ampliamente usado para elementos donde la teoría clásica de vigas ya no aplica, su efectividad radica en gran medida en la experiencia del diseñador en identificar trayectorias de cargas correctas, dimensionar nodos y verificar condiciones de compresión antes de adoptar simplificaciones.

1.3.2 Concentración de esfuerzos en zonas nodales

Un punto importante es la concentración de esfuerzos en zonas nodales donde convergen los puntales y tensores. Según Schlaich et al. (1987) los nodos constituyen puntos críticos en el diseño de vigas de gran peralte, debido a que, en ellos se concentran esfuerzos en diferentes direcciones que reducen la resistencia efectiva del bloque de concreto nodal.

La dificultad reside en que los códigos normativos no siempre proporcionan criterios claros para dimensionar los nodos. Sin embargo, el ACI 318 (2019) incluye requisitos específicos para nodos en vigas de gran peralte, como la verificación de esfuerzos máximos en el concreto comprimido dentro del nodo. Además, estudios como el de Tan y Cheng (2006)

demonstraron que el fallo en nodos por aplastamiento puede ocurrir incluso cuando el resto de la viga cumple con los requisitos de diseño, lo que convierte al nodo en un 'eslabón' débil del sistema.

1.3.3 Falta de uniformidad normativa

Un tercer inconveniente está relacionado con la falta de uniformidad entre normas internacionales y modelos de cálculo. Mientras que el ACI 318-19 y el fib Model Code 2010 recomiendan el uso del modelo puntal-tensor para vigas de gran peralte, otras normas como el Eurocódigo permiten todavía el uso de enforque simplificados basados en factores de reducción obtenidos mediante relaciones empíricas. De hecho, estudios recientes en vigas de gran peralte han destacado que estos métodos pueden resultar conservadores o no representativos frente a la complejidad del mecanismo de resistencia de estos elementos estructurales (Hamoda et al., 2024).

Esta discrepancia genera incertidumbre en la práctica. Según Foster y Gilbert (1998) el diseñador se enfrenta a diferentes criterios de dimensionamiento para un mismo elemento, lo que puede conllevar a resultados divergentes. En consecuencia, se pueden dar el caso de sobredimensionar o subdimensionar el elemento, con implicancias de seguridad de los usuarios.

1.3.4 Dificultad de verificación experimental

El comportamiento de las vigas de gran peralte resulta en algunos casos complicado de verificar en la práctica debido a la dificultad en la instrumentación necesaria. Como observaron Salamy et al. (2005), la medición de deformaciones en vigas de gran peralte requiere una densa red de sensores, debido a que las deformaciones no son uniformes y no pueden representarse con pocas lecturas de gangas extensométricas.

Esto último, implica que la validación experimental de modelos a escala real es costosa y en algunas situaciones resulta poco representativa. Esto conlleva a la existencia de un vacío entre la práctica y la teoría que se maneja en la literatura (Nie et al., 2017)

1.3.5 Fragilidad del colapso y baja ductilidad

Las vigas de gran peralte, debido a su geometría y transferencia de carga tienden a fallar de manera frágil, sin presentar grandes deformaciones previas al colapso. Según Vecchio y Collins (1986) la falla en vigas de gran peralte suele ser repentina, dominada por el aplastamiento del concreto en puntales o nodos, lo cual limita su capacidad de prevenir un colapso inminente del elemento estructural.

1.3.6 Sobre costos de diseño y construcción

Finalmente, el diseño y la construcción de vigas de gran peralte normalmente implican costos elevados en comparación con elementos estructurales convencionales. Esto se debe a que se vuelve necesario una cantidad significativa de refuerzo longitudinal y transversal.

Hamoda et al. (2024) sostienen que el diseño y ejecución constructiva requieren un alto nivel de precisión y control de calidad, esto incrementa costos y tiempos de obra en comparación a vigas esbeltas.

Además, el congestionamiento de acero en zonas nodales genera dificultades constructivas que pueden afectar en la calidad del vaciado y vibrado del concreto. Por ello, se requiere procedimientos que se enfoquen en esos inconvenientes. Estos desafíos constructivos refuerzan la necesidad de que el diseño de vigas de gran peralte contemple no solo requisitos estructurales, sino también de practicidad y economía (Hamoda et al., 2024)

1.4 Estudios y ensayos experimentales de vigas de gran peralte

El conocimiento actual referente al comportamiento de vigas de gran altura se sustenta en estudios experimentales realizados a lo largo de las últimas cinco décadas. Dichas investigaciones han permitido ampliar la comprensión de los mecanismos de falla, validar nuevos modelos de cálculo y en algunos casos, respaldar criterios normativos para el diseño de estos elementos estructurales. Como señala Foster y Gilbert (1998), sin verificación experimental, los modelos analíticos carecerían de confiabilidad necesaria para ser aplicados en normas de diseño.

El desarrollo de ensayos experimentales en vigas de gran peralte ha seguido una marcada evolución histórica, Rodríguez Plasencia et al. (2017) mencionan 3 etapas:

- Estudios pioneros entre 1960 y 1980.
- Consolidación de modelos teóricos y experimentales entre 1980-2000
- Investigaciones recientes en el siglo XXI incorporando la no linealidad.

1.4.1 Estudios pioneros entre 1960 y 1980

Los primeros estudios sistemáticos sobre vigas de gran peralte se desarrollaron en universidades europeas y norteamericanas. Según Kotsovos (1983), las investigaciones iniciales revelaron que vigas de gran peralte alcanzaban resistencias superiores a las predichas por teorías clásicas de flexión. Estos resultados llevaron al cuestionamiento de la validez de modelos clásicos en estos elementos estructurales.

Uno de los primeros trabajos fue el de Leonhardt y Walther (1962), quienes realizaron ensayos sobre vigas cortas de concreto armado y observaron que la propagación de fisuras diagonales no conducía de inmediato al colapso, sino que se generaba una redistribución de esfuerzos.

Estos estudios empezaron el camino para el reconocimiento dentro de la literatura de que las vigas de gran peralte constituían un elemento estructural que debía recibir particular atención al diseñar.

1.4.2 Consolidación de modelos teóricos y experimentales entre 1980 y 2000

Esta etapa estuvo marcada por la formulación del modelo puntal-tensor y su validación mediante diversos programas experimentales. Vecchio y Collins (1986) realizaron ensayos en vigas de gran peralte de concreto reforzado y propusieron un modelo de bielas y tirantes o también llamados puntales y tensores; que representaba de muy buena manera la transferencia de carga en estos elementos.

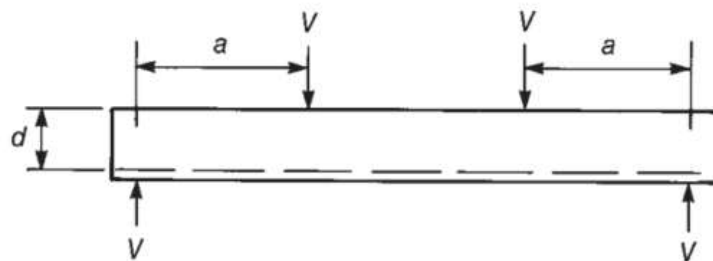
Posteriormente Schlaich et al. (1987) ampliaron dicho enfoque al introducir un marco conceptual para abordar elementos discontinuos. Sus ensayos demostraron que el método puntal-tensor también eran aplicables a nudos de pórticos, ménsulas y cabezales de pilotes.

1.4.3 Investigaciones recientes en el siglo XXI

En las últimas 2 décadas, la investigación sobre vigas de gran peralte ha incorporado nuevas técnicas de instrumentación y simulación numérica. Tan y Cheng (2006) realizaron ensayos sobre vigas de gran peralte con diferentes relaciones a/d (ver figura 9) y cuantías de acero, empleando sensores digitales y el mapeo digital del patrón de fisuración. De acuerdo con sus observaciones, las vigas con menor a/d a 1.5 desarrollan trayectorias de casi directas hacia los apoyos, sin embargo, aquella con a/d cercano a 2 muestran un comportamiento híbrido entre mecanismo de arco y de flexión.

Figura 9

Relación a/d - Claro de cortante



Nota. Tomado de (Wight y MacGregor, 2012).

Asimismo, estudios recientes han combinado la experimentación con el análisis numérico mediante softwares. Salamy et al. (2005) realizaron un programa experimental y lo complementaron con modelos de elementos finitos. Estos autores encontraron que los modelos numéricos calibrados permiten predecir patrones de fisuración y el valor de resistencia última con una buena aproximación.

1.4.4 Factores explorados en los ensayos

Los ensayos experimentales han podido identificar múltiples variables que influyen en el comportamiento de las vigas de gran peralte, entre ellas se numeran las siguientes:

- **La relación a/d.** Para valores bajos (<1.5) predomina el efecto de arco, mientras que valores cercanos a 2 muestran un comportamiento con mayor tendencia a la flexión (Tan y Cheng, 2006).
- **La resistencia del concreto.** Concretos con alta resistencia tienden a mejorar la capacidad última, aunque también se vuelven más frágiles al fallar (Al-Ghanem et al., 2017).
- **La cuantía de refuerzo transversal.** Controla la apertura de fisuras y mejora la estabilidad de los puntales (Vecchio y Collins, 1986).
- **La geometría de la viga.** La presencia de discontinuidades tales como aberturas; grandes alturas y relaciones longitud/peraltes pequeños, modifica la distribución de tensiones en la transferencia de carga (Schlaich et al., 1987).

En síntesis, los estudios experimentales han permitido: validar el modelo puntal-tensor, identificar modos de falla característicos en estos elementos, establecer parámetros de diseño acorde al comportamiento estructural y explorar nuevas técnicas de refuerzo para el concreto.

1.5 Resultados experimentales de Salamy et al (2005)

El trabajo de Salamy et al. (2005) que lleva por título: "*Experimental and analytical study on RC deep beams*", constituye un aporte importante a la literatura, ya que combina ensayos a escala real y simulaciones numéricas. Su investigación tenía como objetivo las capacidades de la simulación mediante elementos finitos para sustituir en algunas situaciones los ensayos reales. Otro de los objetivos fue el estudio de la geometría de las vigas, es decir la relación a/d.

1.5.1 Programa experimental

El programa experimental de Salamy et al. (2005) incluyó una serie de vigas de gran peralte de concreto con relaciones a/d entre 0.5 y 1.5. Se variaron las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal para estudiar su influencia en la resistencia y ductilidad de las muestras. La figura 10 muestra parámetros geométricos de las 19 vigas ensayadas etiquetadas con el prefijo B seguido del número de muestra, en el capítulo 3 se darán más detalles del refuerzo y el etiquetado de cada viga; además cada uno de las dimensiones mostradas en las figuras representa lo siguiente:

b_s : Es la longitud de la placa rígida sobre la cual está apoyada la viga en la zona inferior, y en la zona superior las cargas puntuales aplicadas.

a : Distancia del centro geométrico del apoyo a la ubicación de aplicación de la carga.

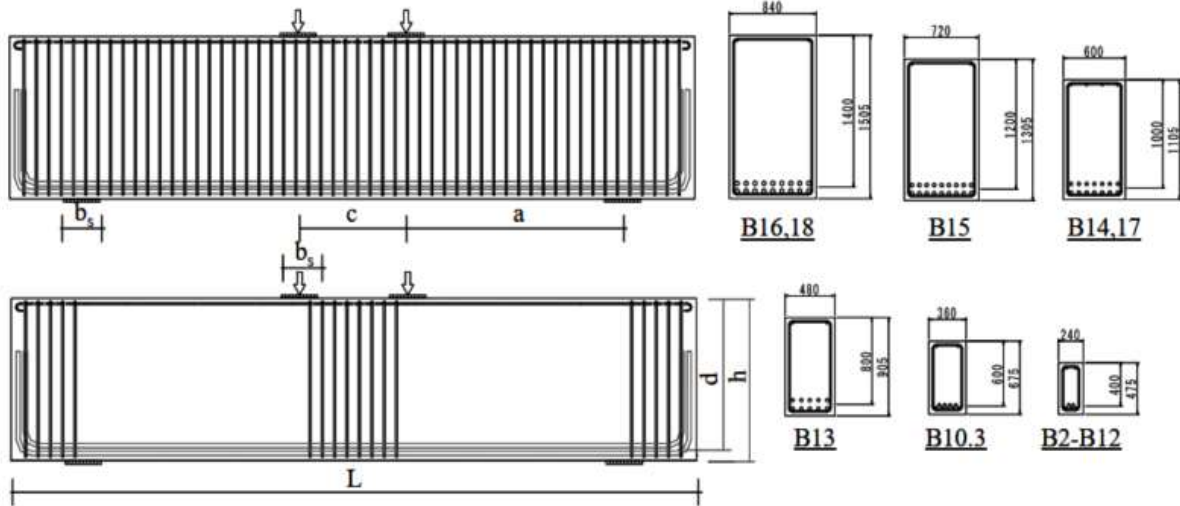
L : Longitud total de la viga.

h : Peralte total de la viga.

d : Peralte efectivo de la viga.

Figura 10

Detalle de los especímenes ensayados



Nota. Tomado de (Salamy et al., 2005).

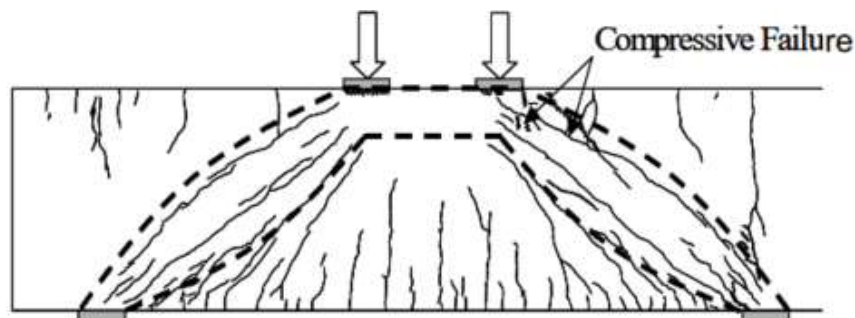
La instrumentación incluyó galgas extensiométricas, medidores de desplazamiento lineal (LVDT, por sus siglas en inglés) y un sistema automatizado para la obtención precisa de los datos, lo que permitió registrar el comportamiento estructural al detalle (Salamy et al., 2005).

1.5.2 Observaciones sobre el patrón de fisuración

Una de las observaciones que documentaron los autores fue la secuencia de aparición y propagación de grietas diagonales. En vigas cuya relación a/d es menor a 1, las fisuras se originaron cerca del punto de aplicación de la carga y se orientaban hacia los apoyos (ver figura 11); evidenciando el comportamiento de efecto o mecanismo de arco. En cambio, en vigas con a/d próximo a 2, las grietas se distribuyeron más uniformemente y el patrón se asemejó a una falla por flexión controlada (Salamy et al., 2005).

Figura 11

Patrón de fisuración en una de las vigas ensayadas



Nota. Tomado de (Salamy et al., 2005).

1.5.3 Modos de falla registrados

Según Salamy et al. (2005) los modos de falla se clasifican en 2 categorías generales: Falla por flexión (*Mode I*) y falla por cortante (*Mode II*) con sus 3 siguientes subcategorías:

- **Mode II-1.** Falla por tracción diagonal como resultado de la propagación de fisuras por tracción en zonas de compresión debido a cargas por flexión.
- **Mode II-2.** Falla por compresión por cortante donde la viga falla debido al desarrollo de fisuras diagonales dentro de zonas de compresión y reduce el área de resistencia, por lo tanto, la viga colapsará cuando los esfuerzos generados superen los esfuerzos de compresión del concreto.
- **Mode II-3.** Falla por compresión de los puntales, lo cual es común ver en vigas con relación a/d pequeña (<1.5).

1.5.4 Comparación con modelos teóricos y normativos

El estudio de Salamy et al. (2005) comparó los resultados experimentales con las predicciones de los modelos puntal-tensor y con expresiones normativas derivadas del ACI 318-19. Se observó que las fórmulas del ACI resultaban conservadoras, mientras que el modelo puntal-tensor, luego de ajustarlo con parámetros obtenidos en los ensayos, reprodujo con más precisión la resistencia última de los especímenes.

Por su parte, la simulación numérica basada en un modelo de elementos finitos no lineales, mostró buena correspondencia en términos de carga última, aunque presentó mayor dispersión en desplazamiento y deformaciones en zonas locales (Salamy et al., 2005)

1.5.5 Síntesis de los aportes de Salamy et al. (2005)

En resumen, los principales aportes de esta investigación se pueden numerar en los siguientes puntos:

- Caracterización experimental de la transición entre comportamiento de tipo arco y por flexión según la relación a/d .
- Identificación de los modos de falla predominantes.
- Confirmación que la ductilidad mejora con una cuantía y anclaje adecuado del acero de refuerzo longitudinal.
- Demostración de que los modelos numéricos no lineales pueden reproducir con gran precisión el comportamiento estructural y la secuencia y patrones de fisuración en vigas de gran peralte.

Capítulo 2

Método puntal tensor

Este segundo capítulo se enfoca en el método puntal tensor, sus orígenes y antecedentes históricos dentro de la ingeniería. Se incluye una descripción del método según distintos autores, de los cuales destacan Darwin et al. (2016) y El-Metwally y Chen (2018). Asimismo, se explica el procedimiento que establecen normativas internacionales para el diseño de vigas de gran peralte, haciendo mayor énfasis a lo indicado por la norma ACI 318-19. Finalmente, se explican los criterios de diseño para cada uno de los elementos del método puntal tensor: los puntales, los tensores y las zonas nodales.

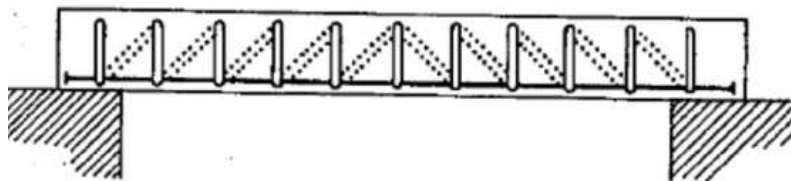
2.1 Antecedentes históricos del método puntal tensor

Según Rojas Reyes (2014) el desarrollo de ensayos y conocimientos respecto al esfuerzo cortante ha estado muy retrasado en comparación al de la flexión simple, debido a la complejidad del fenómeno y el gran número de variables que se ven involucradas en este tipo de resistencia. En este sentido, los primeros avances se dieron con los aportes del alemán Mörsh y el suizo Ritter.

Para Rojas Reyes (2014) ambos investigadores llegaron a conclusiones convergentes, sin embargo, el primero en presentar el concepto de tracción diagonal en el alma de las vigas y el planteamiento de una armadura, fue Ritter en 1899. La figura 12 muestra el modelo de armadura planteado por Ritter.

Figura 12

Modelo de armadura planteado por Ritter en 1899



Nota. Tomado de (Ritter, 1899).

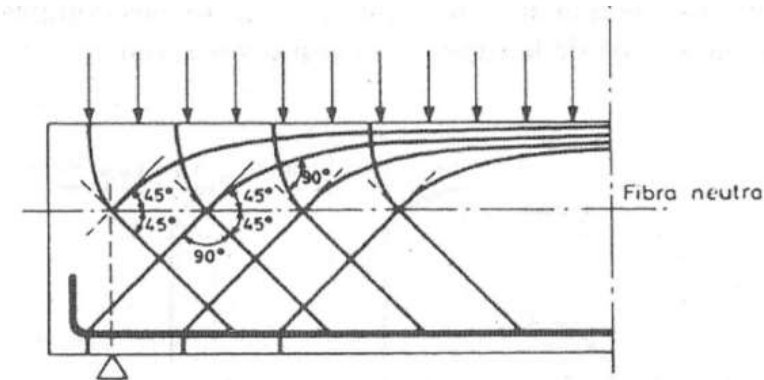
El modelo de Ritter (1899) no alcanzó una amplia aceptación debido a que su concepción del comportamiento a cortante, basada en una armadura interna con diagonales comprimidas, se alejaba de la interpretación dominante sustentada en tensiones tangenciales. A ello se sumaba la ausencia de evidencia experimental suficiente y la falta de un marco normativo que respaldara su aplicación. En consecuencia, como advierte Rojas Reyes (2014), el enfoque recién se consolidó con los desarrollos posteriores de Mörsh.

Mörsh (1902) demostró que, cuando un elemento de concreto reforzado se encuentra sometido a tensiones diagonales puras, se desarrolla una tracción diagonal con una

inclinación aproximada de 45° dentro de la viga. Dado que la resistencia del concreto a tracción es significativamente menor que su resistencia a compresión, la falla tiende a producirse por tracción diagonal en el alma. La figura 13 ilustra el correspondiente campo de esfuerzos inclinados a 45° , tal como lo señala Rojas Reyes (2014).

Figura 13

Tracción diagonal a 45°



Nota. Tomado de (Mörsh, 1902).

Rojas Reyes (2014) destaca la relevancia de la teoría de Mörsh y señala que esta se mantuvo como método de cálculo habitual hasta hace aproximadamente dos décadas, conservando aún hoy una vigencia aceptable. Aunque el modelo original no es plenamente general, sus principios constituyeron la base de las normativas contemporáneas en materia de resistencia al cortante en vigas de concreto armado.

El-Metwally y Chen (2018) por su parte afirman que el origen conceptual del método puntal tensor fue introducido e ilustrado por primera vez en 1961 por Drucker en su estimación de la capacidad de carga de una viga de concreto reforzado simplemente apoyada. Esto constituyó un aporte importante para entender las diferencias entre un material frágil como el concreto y materiales dúctiles como el acero. Los desarrollos subsecuentes, refinamientos y generalización dieron como resultado el actual método puntal tensor y sus aplicaciones en elementos sometidos a cortante, torsión, nudos, entre otros.

Además, para El-Metwally y Chen (2018) la contribución de Schlaich et al. (1987) tuvo gran influencia en la expansión de este método, ya que ellos identificaron cómo tratar las diferentes zonas discontinuas en los elementos de concreto armado, así como también establecieron un simple pero confiable criterio de falla para elementos analizados usando el método puntal tensor (MPT).

El método puntal tensor provee un procedimiento de diseño formal para abarcar estructuras con geometrías poco convencionales. Todos estos desarrollos fueron publicados en el reporte del estado del arte en cortante por el ASCE-ACI Committee 445 en el año 1998. Posteriormente fue integrado como el Apéndice A en la norma ACI-318-2002, lo que

constituyó la base para que otros códigos alrededor del mundo también lo integren en sus respectivas normativas (El-Metwally y Chen, 2018).

2.2 Descripción del método puntal tensor según el ACI 318 (2019)

El ACI 318 (2019) presenta el método puntal tensor como una herramienta de análisis y diseño especialmente adecuada para regiones en las que la distribución de esfuerzos no puede asumirse lineal. En este marco, se distingue entre regiones B, donde el comportamiento puede aproximarse mediante teoría de flexión clásica y las deformaciones varían linealmente, y regiones D, caracterizadas por una marcada discontinuidad geométrica o de carga que exige una representación mediante puntales, tensores y nodos.

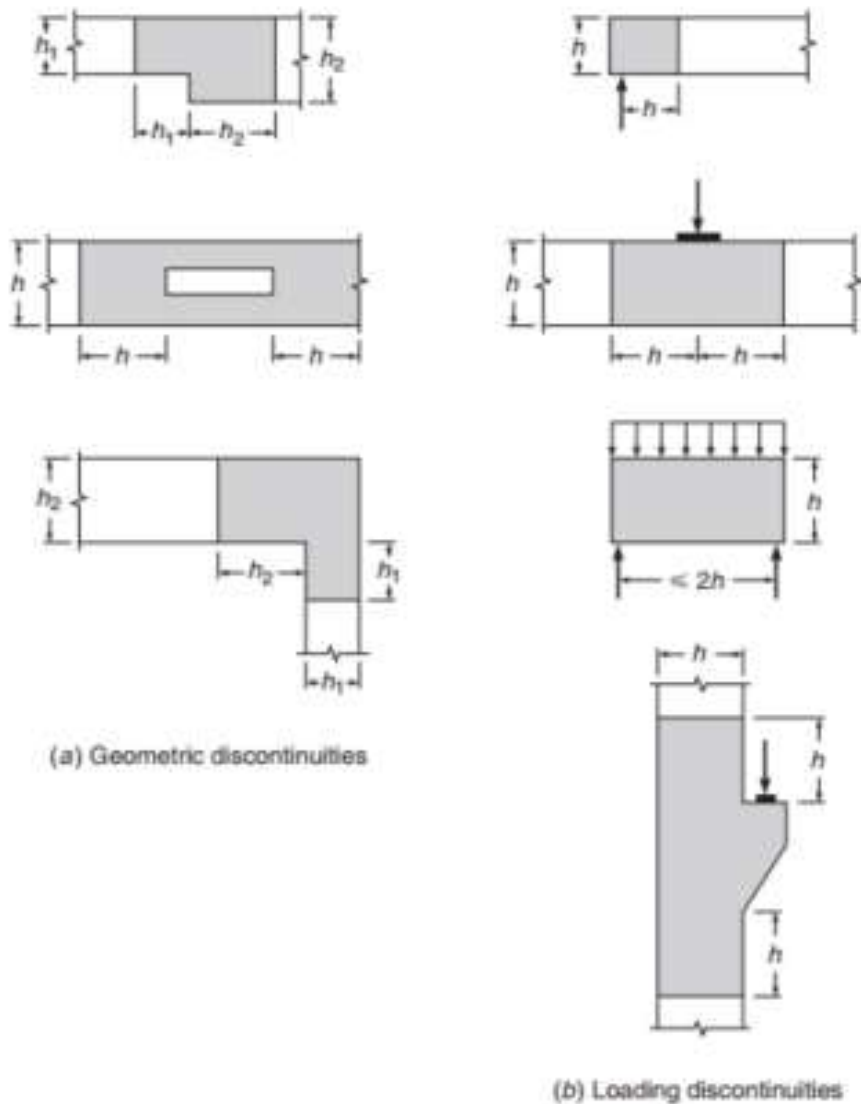
2.2.1 Regiones 'B' y regiones 'D'

De acuerdo con Schlaich et al. (1987), las regiones de una estructura en las cuales la hipótesis de Bernoulli de la deformación plana es válida, reciben el nombre de regiones 'B'. En estas zonas, el estado de esfuerzo de un elemento diferencial se puede calcular fácilmente mediante la teoría de flexión, cortante, torsión y fuerza axial. A medida que la sección no se fisura, los esfuerzos son calculados mediante propiedades de la sección, como el área transversal o los momentos de inercia. (ACI 318, 2019)

Las teorías clásicas no pueden ser aplicadas para otras regiones donde la distribución de la deformación es significativamente de naturaleza no lineal. Estas regiones son denominadas regiones 'D'. A medida que estas secciones no se fisuran, pueden ser analizadas mediante el método estático lineal. Sin embargo, si estas secciones ya están fisuradas, existen soluciones aproximadas para casos particulares que usualmente solo logran diseñar la cantidad de refuerzo, sin tener una clara idea de los esfuerzos en el concreto (Schlaich et al., 1987). La figura 14 muestra de manera sombreada las zonas discontinuas (regiones D) del tipo geométrica y del tipo de carga en distintos elementos de concreto reforzado.

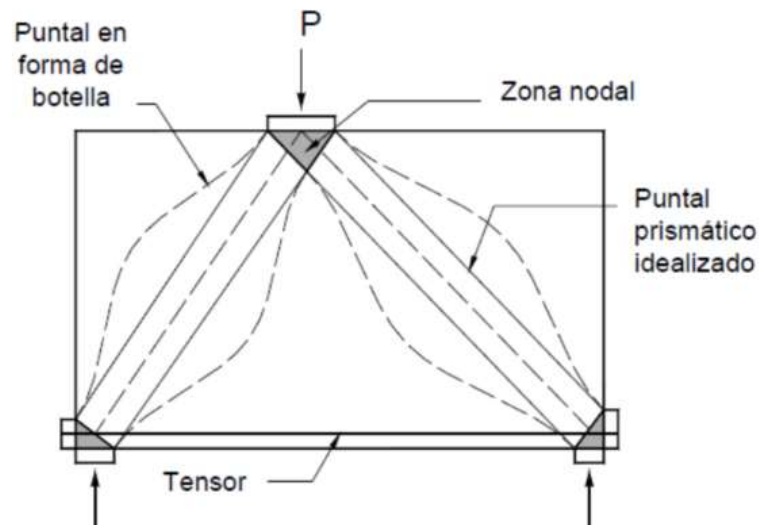
Figura 14

Discontinuidades geométricas y de carga en regiones D (sombreadas)



Nota. Tomado de (Darwin et al., 2016).

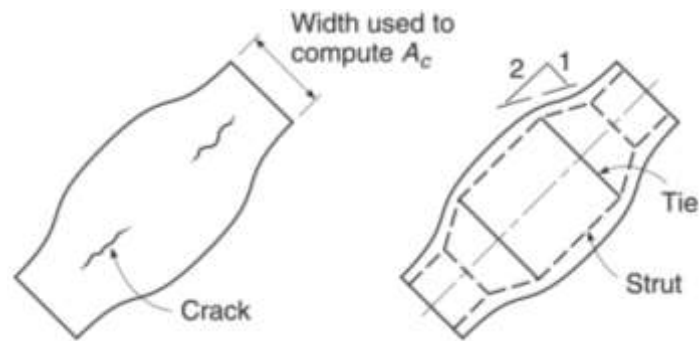
De acuerdo con Rojas Reyes (2014), el tratamiento de las regiones D se aborda mediante el uso del método puntal tensor, ya que puede idealizar el modelo físico que satisface las condiciones de equilibrio y campos de esfuerzos internos. Para este autor, el método puntal tensor (MPT) consiste en la idealización de los campos de esfuerzos internos mediante una armadura reticulada hipotética en la cual los esfuerzos de compresión son representados como puntales de concreto, y los esfuerzos de tensión son representados por tensores; ambos elementos son unidos por medio de conexiones denominadas nodos. La figura 15 es un ejemplo de modelo puntal tensor para una viga de gran peralte, el cual está formado por dos puntales inclinados, un tensor horizontal y tres nodos.

Figura 15*Modelo puntal tensor para una viga de gran peralte*

Nota. Tomado de (Rojas Reyes, 2014).

2.2.2 Puntales de concreto

Según Darwin et al. (2016), un puntal es un elemento interno de compresión. A lo largo de su longitud, un puntal puede ser rectangular o en forma de botella. Por temas de diseño, son típicamente idealizados como elementos prismáticos entre dos nodos. Si bien no es común, también puede ser idealizado como un elemento que se va estrechando si el criterio de diseño requiere diferentes anchos en ambos extremos. Las dimensiones de la sección transversal se establecen usando el área de contacto entre el puntal y la zona nodal contigua. Los puntales con forma de botella son más anchos en el centro, y a medida que la zona de compresión se extiende a lo largo del puntal, el esfuerzo de tracción perpendicular al eje puede ocasionar fisuras longitudinales. Para simplificar el proceso de diseño, los puntales en forma de botella se idealizan asumiendo una distribución uniforme de esfuerzos de compresión en sus extremos, es decir, se considera que la carga transmitida hacia los nodos se reparte de manera homogénea sobre el área efectiva de apoyo. La figura 16 ilustra la geometría característica de un puntal tipo botella, así como la formación de fisuras longitudinales asociadas a esfuerzos transversales, que se originan debido a la expansión lateral inducida por la compresión.

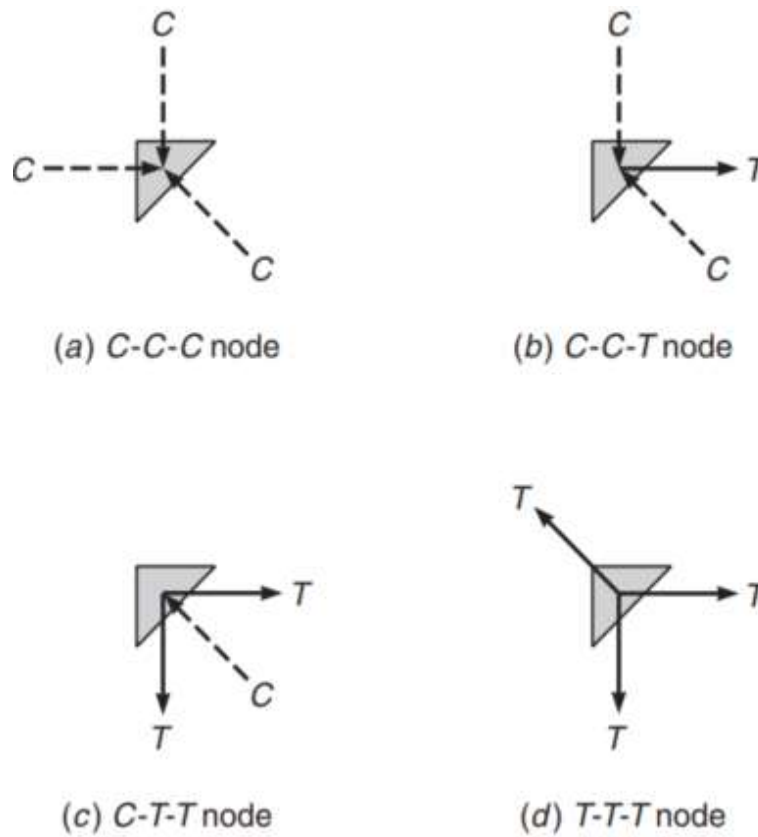
Figura 16*Puntal en forma de botella**Nota.* Tomado de (Darwin et al., 2016).**2.2.3 Tensores**

De acuerdo con Darwin et al. (2016), un tensor es un elemento que resiste la tracción dentro del método puntal tensor. Los tensores se conforman por el acero de refuerzo y una porción de concreto que es circundante al eje del refuerzo. Para el diseño se asume que el concreto alrededor del acero no toma ningún tipo de fuerza de tracción. A pesar de que la capacidad a tracción del concreto no se usa para el diseño, aporta en la reducción de la deformación del tensor cuando es sometido a cargas de servicio.

2.2.4 Zonas nodales

Las zonas nodales son las regiones en las cuales los ejes de los puntales, tensores y cargas concentradas se intersecan. Estas zonas están conformadas por el volumen de concreto alrededor del nodo donde ocurre la transferencia de fuerzas. Para que se cumpla con el equilibrio, al menos 3 fuerzas deben actuar en un nodo. Los nodos son clasificados por el signo de dichas fuerzas, de modo que un nodo del tipo C-C-C resiste tres fuerzas de compresión, y un nodo del tipo C-C-T resiste dos fuerzas de compresión y una de tracción. Si bien recibe fuerzas de compresión y tracción, el nodo siempre se encontrará en compresión ya que la fuerza de tensión se asume que pasa a través de nodo y aplica una fuerza de compresión en el extremo más lejano (Darwin et al., 2016). La figura 17 muestra los tipos de nodos según la naturaleza de las fuerzas que convergen en él.

Figura 17
Clasificación de nodos



Nota. Tomado de (Darwin et al., 2016).

2.3 Procedimiento y limitaciones para el diseño con el modelo puntal tensor

Darwin et al. (2016) establece los siguientes pasos de manera general para el diseño de los elementos de concreto armado mediante el modelo puntal tensor:

- a. Definir y aislar las regiones D.
- b. Calcular las fuerzas resultantes.
- c. Seleccionar un modelo de armadura para la transferencia de fuerzas a través de la región D.
- d. Seleccionar dimensiones para los puntales, tensores y zonas nodales.
- e. Verificar la capacidad del nodos y puntales.
- f. Diseñar los tensores y las longitudes de anclaje
- g. Revisar los requerimientos mínimos de refuerzo.

2.3.1 Definir regiones D

Como se mostró en la figura 14 propuesta por Darwin et al. (2016), una región 'D' se extiende hacia ambos lados de la discontinuidad geométrica a una distancia igual a la altura

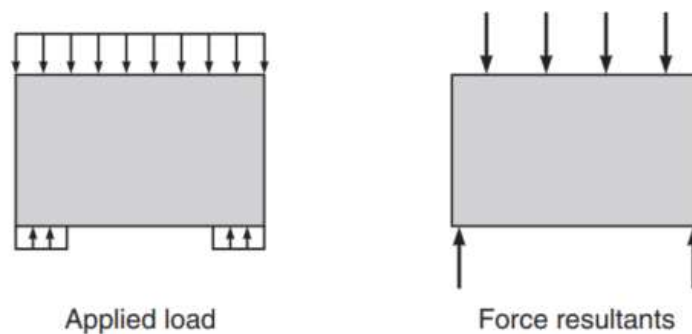
h. Además, en caso se dé un traslape entre dos regiones D, se asumen como una sola región para facilitar el diseño (Darwin et al., 2016).

2.3.2 Calcular las fuerzas resultantes

El siguiente paso según Darwin et al. (2016) es calcular la magnitud, la ubicación y la dirección de las fuerzas resultantes que actúan dentro de la región discontinua D. Estas fuerzas constituyen los datos de entrada para el MPT y aportan información para definir adecuadamente el tipo de armadura idealizada a usar para el diseño. Para el caso en que una cara de la región D esté sometida a una carga uniformemente distribuida, será necesario subdividir las condiciones de borde para calcular cada resultante de manera independiente. La figura 18 muestra una viga de gran peralte sometida a una carga uniformemente distribuida y su división en 4 fuerzas concentradas; también se muestran las reacciones en la interfaz viga-columna que son representadas como reacciones puntuales.

Figura 18

Reducción y cálculo de fuerzas resultantes



Nota. Tomado de (Darwin et al., 2016).

2.3.3 Selección de una armadura idealizada para el MPT

En el capítulo 23 del código ACI 318-2019, se presentan algunos requisitos principales que deben satisfacerse en un modelo puntal tensor:

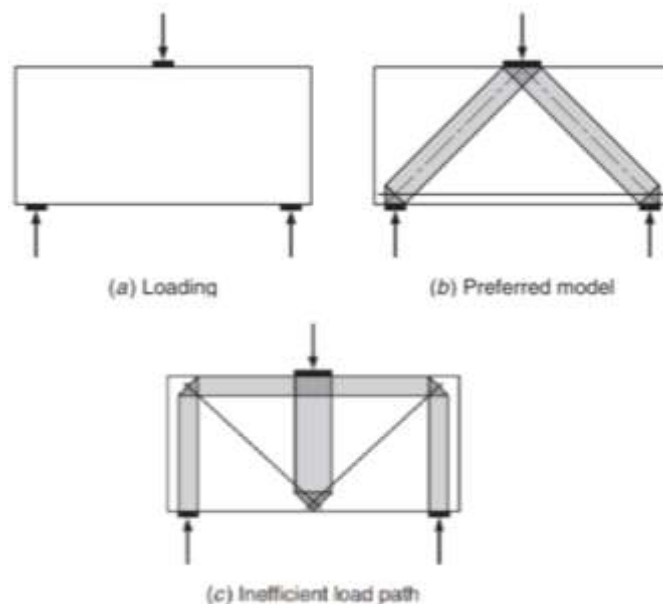
- El modelo puntal tensor debe ser capaz de lograr una transferencia de todas las cargas mayoradas a los apoyos. Además las fuerzas internas deben estar en equilibrio con las cargas aplicadas y reacciones (ACI 318, 2019, p. 454)
- La resistencia de los puntales, tensores y zonas nodales debe ser mayor o igual a la resistencia requerida (ACI 318, 2019)
- Los puntales no deben cruzarse o traslaparse. Si los puntales se traslapan, esas zonas se encontrarían sobre-esforzadas (ACI 318, 2019, p. 454)
- Se permiten a los tensores cruzar puntales u otros tensores (ACI 318, 2019, p. 454)

- El ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor ingresando al mismo nodo debe ser al menos de 25° con respecto a la horizontal (ACI 318, 2019, p. 456).

Para Darwin et al. (2016, p. 522) la selección del modelo puntal tensor recae en la experiencia del proyectista, en consecuencia, varias soluciones son posibles. El eje de los elementos (puntal y tensor) son escogidos de tal manera que coincidan con el centroide de los campos de compresión y tracción. Para ello se deben cumplir con los requerimientos mencionados líneas arriba. Un modelo efectivo puede representar adecuadamente la transferencia de cargas a los apoyos, donde las fuerzas deben seguir el camino más rígido. La figura 19 muestra distintos arreglos de armadura idealizada para aplicar el MPT en una viga de gran peralte sometida a una carga puntual en su centro de luz, donde los puntales se representan como áreas sombreadas y los tensores como líneas continuas. La figura 15b muestra la alternativa más adecuada para aplicar el método puntal tensor, para las condiciones de borde y de geometría, ya que los puntales transfieren directamente la carga a las zonas nodales de los apoyos. La figura 15c muestra otra alternativa en la cual se representa una trayectoria de carga poco eficiente. Ya que un único puntal dirige la carga hacia un nodo ubicado en la parte inferior de la viga; sin embargo, dicho nodo no transmite la carga de manera directa al apoyo, sino que la distribuye hacia dos tensores diagonales en tracción, los cuales requieren a su vez de puntales verticales para llevar las fuerzas finalmente hasta los apoyos.

Figura 19

Alternativas de MPT para una viga de gran peralte



Nota. Tomado de (Darwin et al., 2016).

En la práctica, cualquier modelo que cumpla las condiciones de equilibrio y refleje adecuadamente la rigidez estructural puede considerarse aceptable. Esto permite al proyectista desarrollar un modelo coherente que ubique eficazmente los elementos a tracción y minimice la posibilidad de fisuración excesiva. Además, el análisis por elementos finitos y soluciones basadas en la teoría de la elasticidad pueden ayudar a identificar zonas donde se concentran los mayores esfuerzos. Por tanto, un modelo puntal tensor que disponga de puntales en las regiones de alta compresión, y de tensores en las zonas de alta tracción, proporcionará en general un mecanismo de transferencia de cargas eficiente (Darwin et al., 2016).

2.4 Dimensionamiento y verificación de elementos del modelo puntal tensor

Luego que el modelo puntal tensor ha sido seleccionado, se calculan las reacciones a las solicitaciones. Posteriormente, se computan las fuerzas últimas F_u en todos los puntales, tensores y zonas nodales usando el equilibrio estático (Rojas Reyes, 2014). De esta manera se verifica que cumplan con la siguiente expresión:

$$\phi F_n \geq F_u \quad (1)$$

Donde:

F_u : Fuerza producida por la combinación de cargas mayoradas en puntal, en tensor o en una cara de la zona nodal.

F_n : Resistencia nominal de un puntal, tensor o zona nodal.

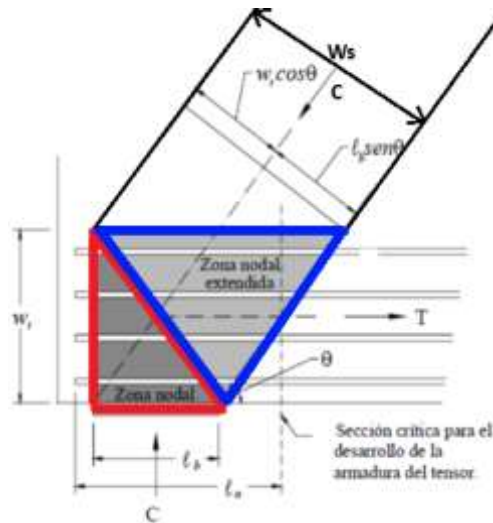
ϕ : Factor de reducción.

2.4.1 Resistencia de zonas nodales

Rojas Reyes (2014) afirma que el análisis de zonas nodales ha ido evolucionando desde un concepto inicial de ‘zonas nodales hidrostáticas’ hasta las llamadas ‘zonas nodales extendidas’. El ACI 318 (2019, p. 454) define una zona nodal hidrostática como aquella que presenta esfuerzos iguales en las cara cargadas perpendiculares al eje de los puntales y tensores que convergen al nodo. En este tipo de nodo los esfuerzos en el plano son iguales en todas las direcciones. En contraste, en una zona nodal extendida, la transmisión real de esfuerzos no se concentra en un punto, sino que se distribuye sobre la región. La figura 20 muestra la zona nodal hidrostática (encerrada en rojo) y la zona nodal extendida (encerrada en azul).

Figura 20

Zona nodal hidrostática y zona nodal extendida



Nota. Tomado de (Darwin et al., 2016).

En el caso de un nodo de tipo C-C-T como el mostrado en la figura 20, el ACI 318 (2019) presenta las siguientes expresiones para la geometría del nodo:

$$w_s = w_t \cos \theta + l_b \sin \theta \quad (2)$$

Donde:

w_s : ancho del puntal que llega al nodo.

w_t : ancho efectivo del tensor.

l_b : ancho de la placa de apoyo.

l_a : longitud de anclaje crítica para armadura de refuerzo del tensor.

θ : ángulo entre el eje del puntal y eje longitudinal del elemento.

Por su parte, la resistencia nominal a compresión de una zona nodal viene dada por las siguientes expresiones propuestas por el ACI 318 (2019):

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (3)$$

Donde:

f_{ce} : resistencia efectiva del concreto en la zona nodal = $0.85 \beta_n f_c'$

$\beta_n = 1.0$ en zonas nodales limitadas por puntales, áreas de apoyo o ambas.

$\beta_n = 0.8$ en zonas nodales que anclan un tensor.

$\beta_n = 0.6$ en zonas nodales que anclan dos o más tensores.

A_{nz} : el área de la cara de la zona nodal perpendicular a la línea de acción de la fuerza del puntal o tensor.

2.4.2 Resistencia de puntales

Darwin et al. (2016) establece que la resistencia de un puntal se basa en la resistencia del concreto en el puntal y la resistencia de las zonas nodales en sus extremos. La resistencia nominal a la compresión de un puntal viene dada por la siguiente expresión:

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} \quad (4)$$

Donde:

A_{cs} : es la sección transversal del puntal en el extremo que se esté evaluando.

$f_{ce} = 0.85\beta_s f_c'$ es la resistencia a compresión efectiva del concreto en el puntal o en la zona nodal. Donde f_c' es el esfuerzo a compresión del concreto y β_s es un factor que toma en cuenta los efectos de la fisuración y el confinamiento. La tabla 1 muestra los casos para los valores de este factor.

Tabla 1
Coeficiente de puntal β_s

Tipo de puntal	Criterio	β_s
Puntales de borde	Todos los casos	1.00
	Puntales prismáticos	1.00
Puntales interiores	Puntales con forma de botella que presenta armadura suficiente	0.75
	Puntales con forma de botella que no presenten armadura suficiente	0.60

Nota. Adaptada de (Rojas Reyes, 2014).

Hay casos en los cuales se agrega acero de compresión para aumentar la resistencia del puntal, en esos casos, el ACI 318-19 plantea una expresión extendida de la mostrada en los párrafos anteriores.

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} + A_s'f_s' \quad (5)$$

Donde f_s' es el esfuerzo en el refuerzo de acero a lo largo del puntal. Para aceros grado 40 y 60, se puede asumir $f_s' = f_y$, donde f_y : esfuerzo de fluencia del acero (Darwin et al., 2016)

Darwin et al. (2016) afirman que el código ACI no presenta una guía clara que indique cuándo se debería considerar un puntal como rectangular o como forma de botella. Algunos investigadores sugieren que los puntales horizontales pueden ser representados como rectangular y los inclinados como una forma de botella.

2.4.3 Resistencia de tensores

De acuerdo con Darwin et al. (2016), la resistencia nominal de los tensores F_{nt} está dada por la suma del refuerzo de acero y el acero pretensado (si lo hubiera).

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}(f_{pe} + \Delta f_p) \quad (6)$$

Donde:

A_{ts} : área del acero de refuerzo

f_y : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

A_{tp} : área del acero de refuerzo pretensado – si lo hubiera.

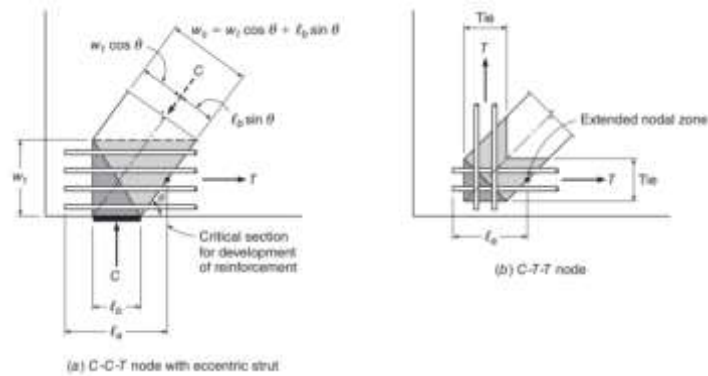
f_{pe} : esfuerzo efectivo del acero pretensado

Δf_p : incremento en el esfuerzo del acero pretensado.

El ancho efectivo de un tensor w_t depende de la distribución del refuerzo dentro del tensor. Si el refuerzo está distribuido en una sola capa, el ancho efectivo puede tomarse como el diámetro de la varilla más dos veces el recubrimiento. Alternativamente, este ancho puede ser tomado como el ancho de las placas de apoyo (Darwin et al., 2016).

2.5 Tensores y su longitud de anclaje

La configuración geométrica del tensor debe permitir la adecuada colocación de las varillas dentro de sus dimensiones y garantizar el adecuado anclaje. La figura 21a muestra una zona nodal extendida y la longitud disponible para el anclaje del tensor, l_a , donde se observa que este se prolonga hacia la izquierda para asegurar el desarrollo total de la armadura. La forma de la zona nodal extendida depende del ángulo del puntal, θ , y del ancho del tensor, w_t . Asimismo, la figura 21a expone la geometría de un nodo tipo C–C–T con varias capas de refuerzo, mientras que la figura 21b presenta un nodo C–T–T. Cuando la longitud disponible dentro de la zona nodal y su extensión no es suficiente para garantizar el anclaje, la armadura debe extenderse más allá del nodo o emplearse ganchos o barras con cabeza para asegurar su desarrollo completo.

Figura 21*Longitud de anclaje para tensores*

Nota. Tomado de (Darwin et al., 2016).

2.6 Requerimientos mínimos de refuerzo

Un diseño completo exige verificar los siguientes puntos: la armadura de los tensores pueda disponerse adecuadamente dentro de la sección, las zonas nodales estén confinadas por fuerzas de compresión o por tensores en tracción, y se cumplan los requisitos mínimos de refuerzo. La armadura dispuesta en los tensores debe satisfacer las exigencias del ACI en cuanto al espaciamiento de barras y ajustarse al ancho y espesor disponibles del tensor (Darwin et al., 2016).

El ACI 318 (2019) establece que el requisito de refuerzo transversal se cumple cuando el puntal es atravesado por capas de acero que satisfacen la siguiente expresión:

$$\sum \frac{A_{s_i}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003 \quad (7)$$

Donde A_{s_i} representa el área total de refuerzo con espaciamiento s_i en una capa cuyas barras forman un ángulo α_i respecto al eje del puntal, mientras que b_s corresponde al espesor del puntal. Este refuerzo puede disponerse perpendicular al eje del puntal o mediante una malla ortogonal. El subíndice i identifica cada capa de refuerzo y las variables s_i y α_i se muestran en la figura 22.

Capítulo 3

Determinación de esfuerzos en vigas de gran peralte con distintos esbelteces

El presente capítulo tiene por finalidad determinar la capacidad máxima de carga que pueden resistir las vigas seleccionadas, así como calcular los esfuerzos internos desarrollados durante su comportamiento estructural. Para ello, se emplea el método puntal tensor como herramienta principal de análisis.

Posteriormente, las vigas son modeladas mediante el software SAP2000, utilizando dos enfoques numéricos: elementos tipo *frame* y elementos tipo *shell*. El primero se usa para lograr simular el comportamiento no lineal y el segundo es útil para visualizar la trayectoria y el valor de los esfuerzos internos desarrollados.

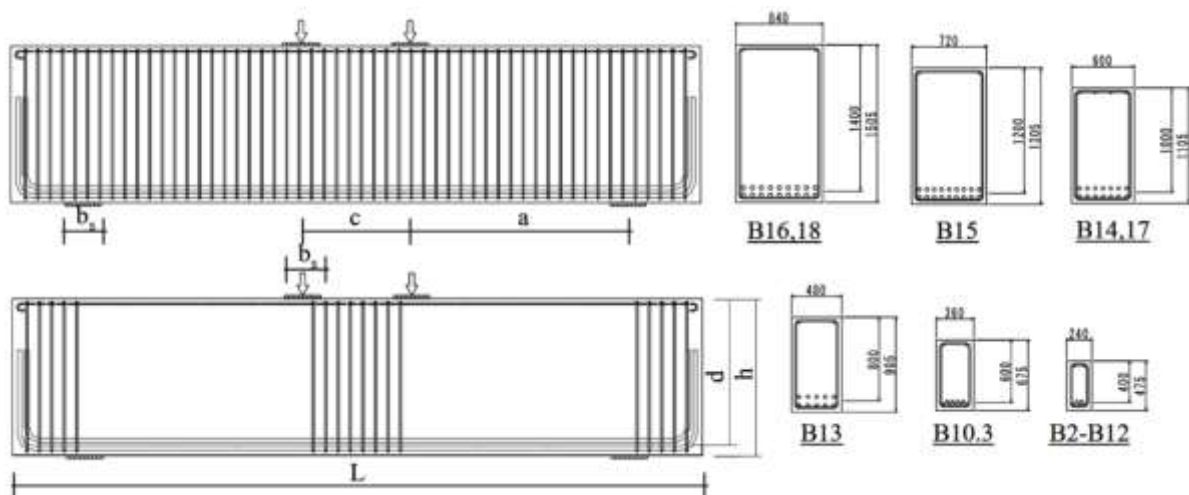
El estudio considera vigas con relaciones de esbeltez $l/h = 1, 1.5$ y 2 , a fin de evaluar la influencia de esta variable en su capacidad resistente y en la distribución de esfuerzos. Finalmente, los resultados obtenidos tanto mediante el método puntal tensor como mediante los modelos numéricos se contrastan con los resultados de ensayos experimentales, lo que permite validar la exactitud y pertinencia de cada enfoque de análisis.

3.1 Planteamiento de condiciones de ensayo según Salamy et al (2005)

Los experimentos llevados a cabo en el Instituto de Tecnología Kyushu en la investigación de Salamy et al. (2005), consistía en comparar 19 vigas de concreto reforzado con las siguientes características geométricas detalladas en la figura 23.

Figura 23

Características geométricas de vigas ensayadas



Nota. Tomado de (Salamy et al., 2005).

Donde:

b_s : Es la longitud de la placa rígida sobre la cual está apoyada la viga en la zona inferior, y en la zona superior las cargas puntuales aplicadas.

a : Distancia del centro geométrico del apoyo a la ubicación de aplicación de la carga.

L : Longitud total de la viga.

h : Peralte total de la viga.

d : Peralte efectivo de la viga.

En la tabla 2 se muestran las características del acero de refuerzo en las vigas B – 3 y B – 7, que serán usadas para los cálculos de validación usando el método puntal tensor y el software SAP2000.

Tabla 2

Propiedades del acero de refuerzo en las vigas

Viga	f_y (MPa)	A_{inf}	Estribos
		A_{sup}	
B – 3	376	5 $\emptyset 22mm$ 2 $\emptyset 10mm$	$\emptyset 6 @ 65mm$
B – 7	376	5 $\emptyset 22mm$ 2 $\emptyset 10mm$	$\emptyset 6 @ 65mm$

Nota: Tomado de (Salamy et al., 2005).

Por su parte, en la tabla 3, se muestran los datos geométricos específicos de las vigas B – 3 y B – 7, así como el valor de la carga máxima que lleva a la fisuración y al posterior colapso.

Tabla 3

Resultados de cargas en vigas seleccionadas

Viga	a/d	Geometría (mm)							f'_c (MPa)	P_{max} (kN)	P_{fis} (kN)
		L	c	a	d	h	b	bs			
B – 3	0.5	700	300	200	400	475	240	100	36.2	1 536	625
B – 7	1	1100	300	400	400	475	240	100	31.3	1 181	400

Nota: Tomado de (Salamy et al., 2005).

3.2 Resolución de viga B – 3 y B – 7 mediante el método puntal tensor

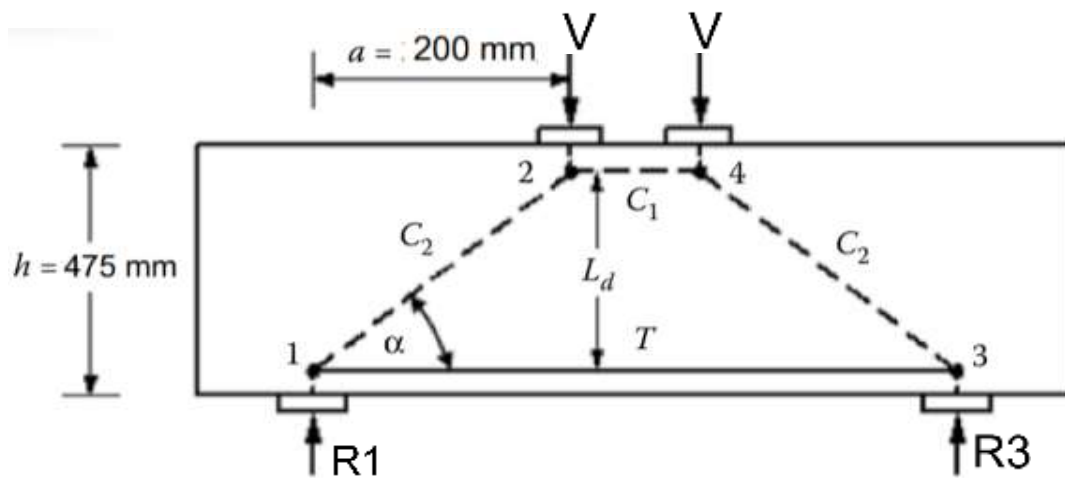
3.2.1 Viga B – 3

Para la resolución de la viga B – 3, se establecen las trayectorias de los esfuerzos, en la figura 24. Teniendo una armadura en forma de trapecio conformado por los siguientes elementos:

- 3 puntales: C1 en la zona superior y C2 ubicados de forma diagonal.
- 1 tensor: T ubicado en la zona inferior de la viga de gran peralte.

Figura 24

Modelo puntal tensor para viga B – 3



De la figura 24, se pueden calcular las fuerzas según su geometría de la siguiente manera. Asumiendo que la tensión de refuerzo inferior a tracción llega a su esfuerzo de fluencia, tenemos entonces:

$$T = A_{st} * f_y = (5 * \pi * 11^2)(376)$$

$$T = 714.65 \text{ kN}$$

Por equilibrio, la fuerza T sería igual a C1, el puntal de compresión ubicado en la zona superior de la viga. Además, con el cálculo de fuerza C1 se puede calcular el ancho de este puntal.

$$T = C_1 = 714.65 \text{ kN} = 0.85 * f'_c * b * w_{c_1}$$

$$714.65 = 0.85 * 36.2 * 0.240 * w_{c_1}$$

$$w_{c_1} = 96.77 \text{ mm}$$

Con el valor del ancho del puntal C1, se calcula el brazo de palanca L_d , el ángulo formado en los nodos y las fuerzas correspondientes en el resto de los elementos del modelo.

$$L_d = 400 - \frac{96.77}{2} \Rightarrow L_d = 351.61 \text{ mm}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{351.61}{200}\right) \Rightarrow \alpha = 60.37^\circ$$

$$C_2 = \frac{T}{\cos \alpha} = \frac{714.65}{\cos 60.37^\circ} \Rightarrow C_2 = 1\,445.50 \text{ kN}$$

$$R_1 = R_3 = V = T * \tan \alpha = 714.65 * \tan 60.37^\circ = 1\,256.48 \text{ kN}$$

Las fuerzas se resumen la siguiente tabla:

Tabla 4

Resumen de fuerzas

Elemento	Fuerza (kN)
C1	714.65
C2	1 445.50
T	714.65
V	1256.48
R	1 256.48

Luego para calcular las fuerzas nominales de cada elemento, es necesario primero calcular sus esfuerzos efectivos.

Esfuerzo efectivo de los puntales de concreto

- En el caso del puntal C1, fue calculado tomando como condiciones bases que se trataba de un puntal prismático, esto sumado a que los nodos a los cuales confluye se tratan del tipo C-C-C; de modo que no es necesario verificar este puntal.
- Para los puntales C2, se usa la fórmula de f_{ce} , que se encuentra definido en la fórmula (4) donde el valor de $\beta_s = 0.60$, debido a que se trata de una distribución de esfuerzos en forma de botella y no presenta armadura suficiente para evitar la fisuración. (Ver tabla 1)

$$f_{ce}^s = 0.85 * f_c' * \beta_s = 0.85 * 36.2 * 0.60$$

$$f_{ce}^s = 18.46 \text{ MPa}$$

Esfuerzo efectivo de los nodos de concreto

Nodo 1. Es del tipo C – C – T, de modo que se usa la fórmula (3), y el valor de $\beta_n = 0.8$.

$$f_{ce}^n = 0.85 * f'_c * \beta_n = 0.85 * 36.2 * 0.8$$

$$f_{ce}^n = 24.62 \text{ MPa}$$

Luego el valor nominal de la reacción R, se calcula usando el esfuerzo efectivo del nodo 1, de la siguiente manera:

$$R_n = 24.62 * 100 * 240$$

$$R_n = 590.78 \text{ kN}$$

La determinación de la resistencia nominal de los puntales C2 se basa en la selección del menor valor del esfuerzo efectivo entre el correspondiente al puntal ($f_{ce}^s = 18.46 \text{ MPa}$) y el asociado al nodo ($f_{ce}^n = 24.62 \text{ MPa}$). En virtud del criterio de seguridad adoptado, se emplea el esfuerzo efectivo del puntal, por constituir el valor más restrictivo.

Adicionalmente, es indispensable establecer los valores de w_t y $w_{C_2}^1$, que representan el ancho del tensor y el ancho del puntal C2 en el nodo 1, respectivamente, puesto que estos parámetros geométricos condicionan la transmisión de esfuerzos dentro del modelo puntal tensor. La figura 25 proporciona un esquema detallado que permite visualizar la disposición y magnitud relativa de dichos anchos.

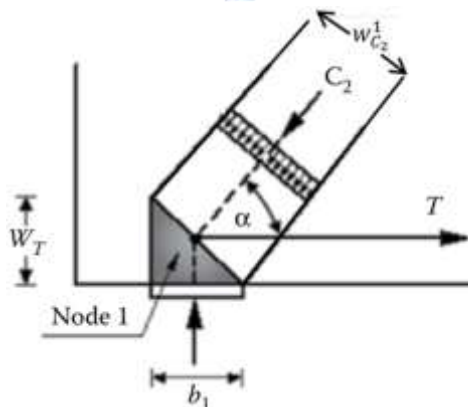
$$w_T = 2 * \text{recubrimiento} = 2 * (475 - 400) = 150 \text{ mm}$$

$$w_{C_2}^1 = b_1 \sin \alpha + w_T \cos \alpha = 100 \sin 60.37^\circ + 150 \cos 60.37^\circ = 161.09 \text{ mm}$$

$$C_{2n} = 18.46 * (161.09 * 240)$$

$$C_{2n} = 713.69 \text{ kN}$$

Figura 25
Esquema de nodo 1



Nota. Tomado de (El-Metwally y Chen, 2018).

Nodo 2. Es del tipo C – C – T, de modo que se usa la fórmula (3), y el valor de $\beta_n = 1.0$.

$$f_{ce}^n = 0.85 * f'_c * \beta_n = 0.85 * 36.2 * 1.0$$

$$f_{ce}^n = 30.77 \text{ MPa}$$

Luego el valor nominal de la carga V , se calcula usando el esfuerzo efectivo del nodo 2, de la siguiente manera:

$$V_n = 30.77 * 100 * 240$$

$$V_n = 738.48 \text{ kN}$$

De manera análoga al procedimiento previo, la resistencia nominal de los puntales C2 se determina a partir del menor valor del esfuerzo efectivo entre el correspondiente al puntal ($f_{ce}^s = 18.46 \text{ MPa}$) y el asociado al nodo ($f_{ce}^n = 30.77 \text{ MPa}$); por lo tanto, conforme al criterio de diseño que prioriza la condición más crítica, se adopta el esfuerzo efectivo del puntal. Adicionalmente, se requiere el valor de $w_{C_2}^2$, que representa el ancho del puntal C2 en el nodo 2, ya que este parámetro geométrico influye directamente en la evaluación de la capacidad resistente dentro del modelo puntal tensor. La figura 26 ilustra de manera esquemática la ubicación y magnitud de dicho ancho.

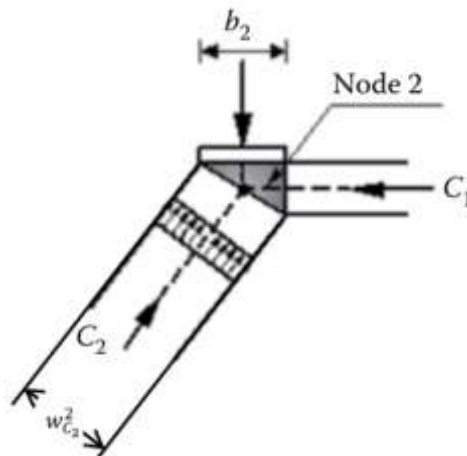
$$w_{C_2}^2 = b_2 \sin \alpha + w_{C_1} \cos \alpha = 100 \sin 60.37^\circ + 96.77 \cos 60.37^\circ = 134.77 \text{ mm}$$

$$C_{2n} = 18.46 * (134.77 * 240)$$

$$C_{2n} = 597.09 \text{ kN}$$

Figura 26

Esquema de nodo 2



Nota. Tomado de (El-Metwally y Chen, 2018).

La tabla 5 resume las fuerzas y las compara con su resistencia nominal.

Tabla 5
Resumen de resultados – Viga B3

Elemento	Fuerza (kN)	Resistencia nominal (kN)	Satisface
T	714.65	714.65	SI
C1	714.65	714.65	SI
C2	1 445.50	597.09	NO, 41.31%
V	1256.48	738.48	NO, 58.78%
R	1 256.48	590.78	NO, 47.02%

Del resumen de resultados, el puntal C2 resulta ser el crítico, de modo que todas las fuerzas las reducimos a su 41.31%. Por lo tanto, para el valor de V tenemos lo siguiente:

$$V = 1256.48 * \frac{41.31}{100} = 519.05 \text{ kN}$$

De modo que el resultado de la carga máxima que resiste la viga B – 3 según el método puntal tensor (MPT) es:

$$P_{MPT} = 2V$$

$$P_{MPT} = 2 * 519.05$$

$$P_{MPT} = 1 038.10$$

Tomando el valor de $P_{m\acute{a}x} = 1 536 \text{ kN}$ mostrado en la tabla 3 (adaptada del ensayo experimental de Salamy et al. (2005)), tenemos el siguiente factor:

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{MPT}} = \frac{1 536}{1 038.10} = 1.47$$

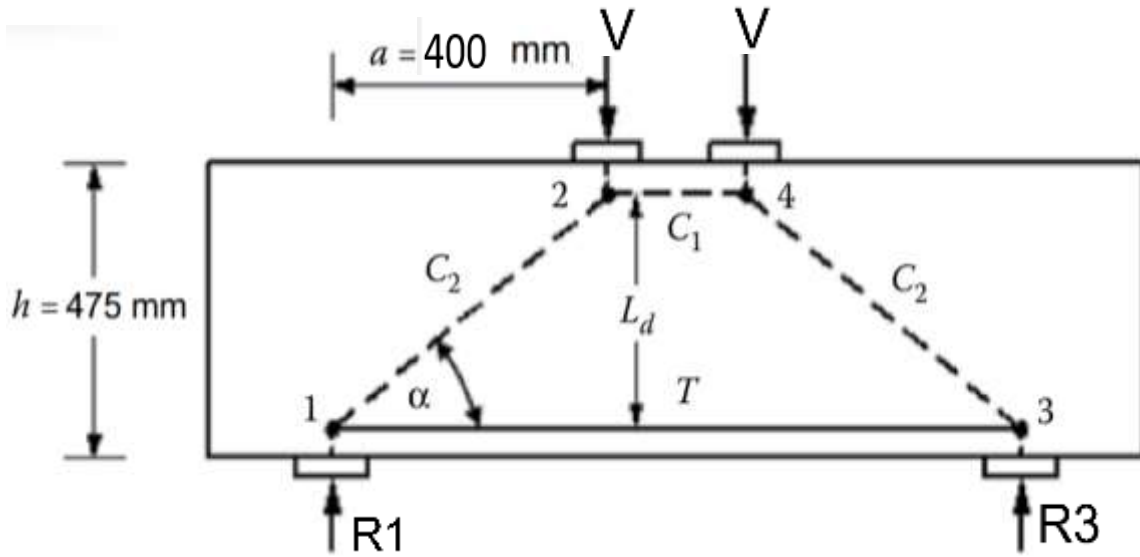
3.2.2 Viga B – 7

Para la resolución de la viga B – 7, se establecen las trayectorias de los esfuerzos, en la figura 27. Teniendo una armadura en forma de trapecio conformado por los siguientes elementos:

- 3 puntales: C1 en la zona superior y C2 ubicados de forma diagonal.
- 1 tensor: T ubicado en la zona inferior de la viga de gran peralte.

Figura 27

Modelo puntal tensor para viga B – 7



De la figura 27, se pueden calcular las fuerzas según su geometría y siguiendo el procedimiento descrito en el punto 3.2.1. se llega a la siguiente tabla de resultados:

Tabla 6

Resumen de resultados – Viga B7

Elemento	Fuerza (kN)	Resistencia nominal (kN)	Satisface
T	714.65	714.65	SI
C1	714.65	714.65	SI
C2	942.64	574.79	NO, 60.98%
V	614.69	638.52	SI
R	614.69	510.82	NO, 83.10%

Del resumen de resultados, el puntal C2 resulta ser el crítico, de modo que todas las fuerzas las reducimos a su 60.98%. Por lo tanto, para el valor de V tenemos lo siguiente:

$$V = 614.69 * \frac{60.98}{100} = 374.84 \text{ kN}$$

De modo que el resultado de la carga máxima que resiste la viga B – 7 según el método puntal tensor (MPT) es:

$$P_{MPT} = 2V$$

$$P_{MPT} = 2 * 374.84$$

$$P_{MPT} = 749.68 \text{ kN}$$

Tomando el valor de $P_{m\acute{a}x} = 1\ 181 \text{ kN}$, tenemos el siguiente factor:

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{MPT}} = \frac{1\ 181}{749.68} = 1.57$$

3.3 Resolución analítica de las vigas mediante el método puntal tensor

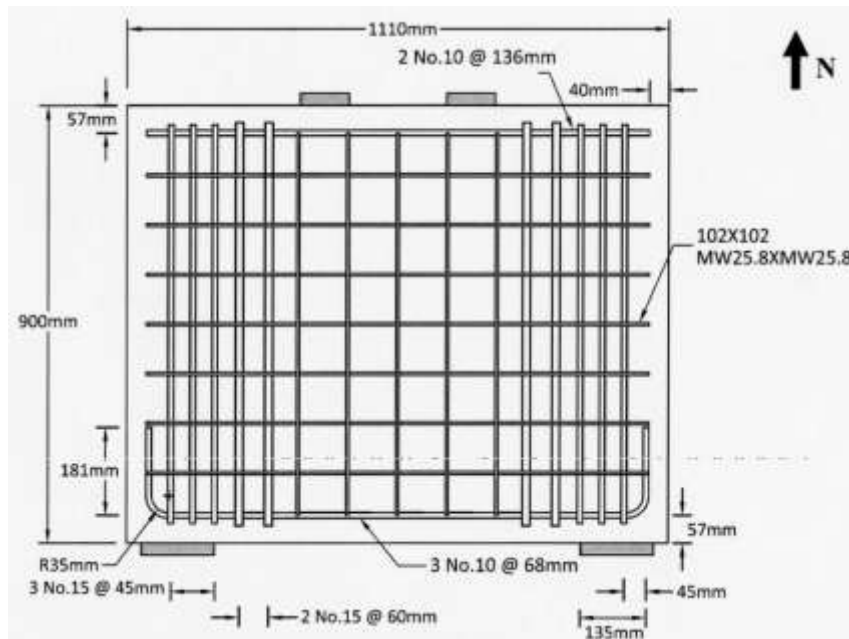
Se analizarán mediante el método puntal tensor un total de 3 vigas con grados de esbeltez de 1; 1.5 y 2. La geometría y el refuerzo de acero para cada una de las vigas será obtenido de investigaciones: para l/h de 1 y 2 se tomará como referencia la tesis de Zeididouzandeh (2008) y para l/h de 1.5 se usará la investigación de Salamy et al. (2005).

3.3.1 Esbeltez $l/h = 1$

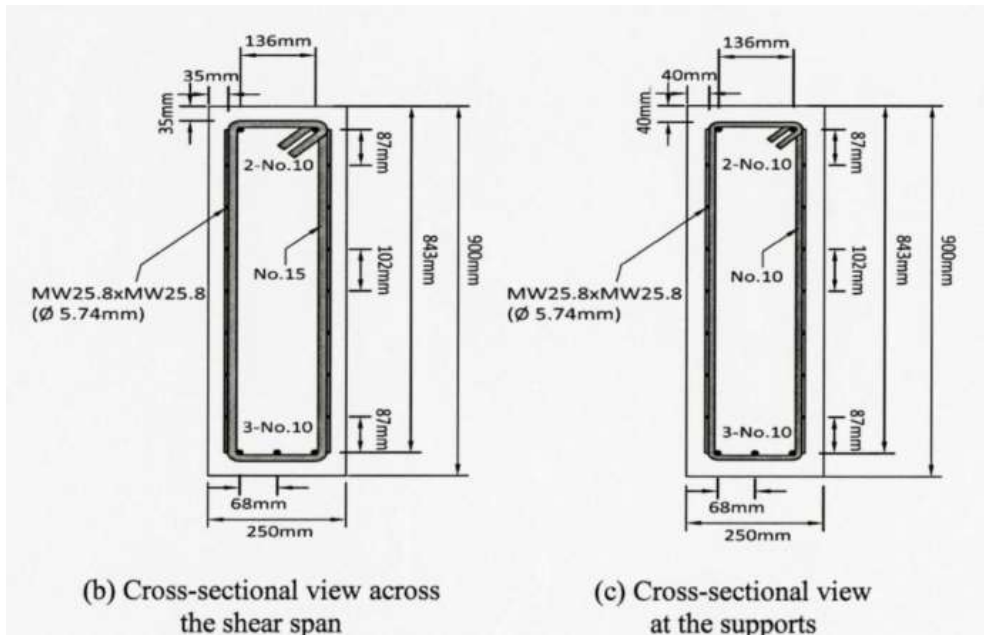
Según Zeididouzandeh (2008) su muestra nombrada S1-A/B, tiene la siguiente geometría (ver figura 28 y 29), con una esbeltez de $l/h=1$ y un claro de cortante a/d igual a 0.33.

Figura 28

Geometría de viga S1-A/B



Nota. Tomado de (Zeididouzandeh, 2008).

Figura 29*Refuerzo de la viga S1-A/B**Nota.* Tomado de (Zeididouzandeh, 2008).

Luego según el método descrito detalladamente en el punto **3.2.1**, se obtienen los siguientes valores de fuerzas en los elementos del modelo puntal tensor.

Tabla 7*Resumen de resultados – Viga esbeltez 1*

Elemento	Fuerza (kN)	Resistencia nominal (kN)	Satisface
T	99.3	99.31	SI
C1	99.3	99.31	SI
C2	294.1	780.77	SI
V	276.8	651.78	SI
R	276.8	521.42	SI

Teniendo en cuenta los resultados, el valor de la carga P máxima que resiste la viga sería igual a:

$$P_{MPT} = 2 * 651.78 = 1\ 303.56\ kN$$

Luego, en la investigación de Zeididouzandeh (2008), el autor calcula que la viga en el ensayo resiste un total de 1 560 kN, por lo que:

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{MPT}} = \frac{1\ 560}{1\ 303.56} = 1.20$$

3.3.2 Esbeltez $l/h = 1.5$

Según la Salamy et al. (2005), se usará la viga B – 4 cuya geometría se muestra en la tabla 8 .

Tabla 8

Geometría de viga B – 4

Viga	a/d	Geometría (mm)							f'_c (MPa)	A_{inf} A_{sup}
		L	c	a	d	h	b	bs		
B – 4	0.5	700	300	200	400	475	240	100	31.3	5 ϕ 22mm

Nota. Tomado de (Salamy et al., 2005).

Definidos estos parámetros, los resultados se muestran en la tabla 9

Tabla 9

Resumen de resultados – Viga esbeltez 1.5

Elemento	Fuerza (kN)	Resistencia nominal (kN)	Satisface
T	1 858.10	1 858.10	SI
C1	1 858.10	1 858.10	SI
C2	2 202.30	1 146.26	NO, 52.05%
V	1 250.00	638.52	NO, 51.08%
R	1 250.00	700.10	NO, 56.00%

De la tabla 9 se tiene que el valor de la carga máxima según el método puntal tensor es de:

$$P_{MPT} = 2 * \left(1\ 250.00 * \frac{51.08}{100} \right) = 1\ 277.04\ kN$$

Luego, Salamy et al. (2005) calcula que la viga en el ensayo resiste un total de 1 951 kN, por lo que:

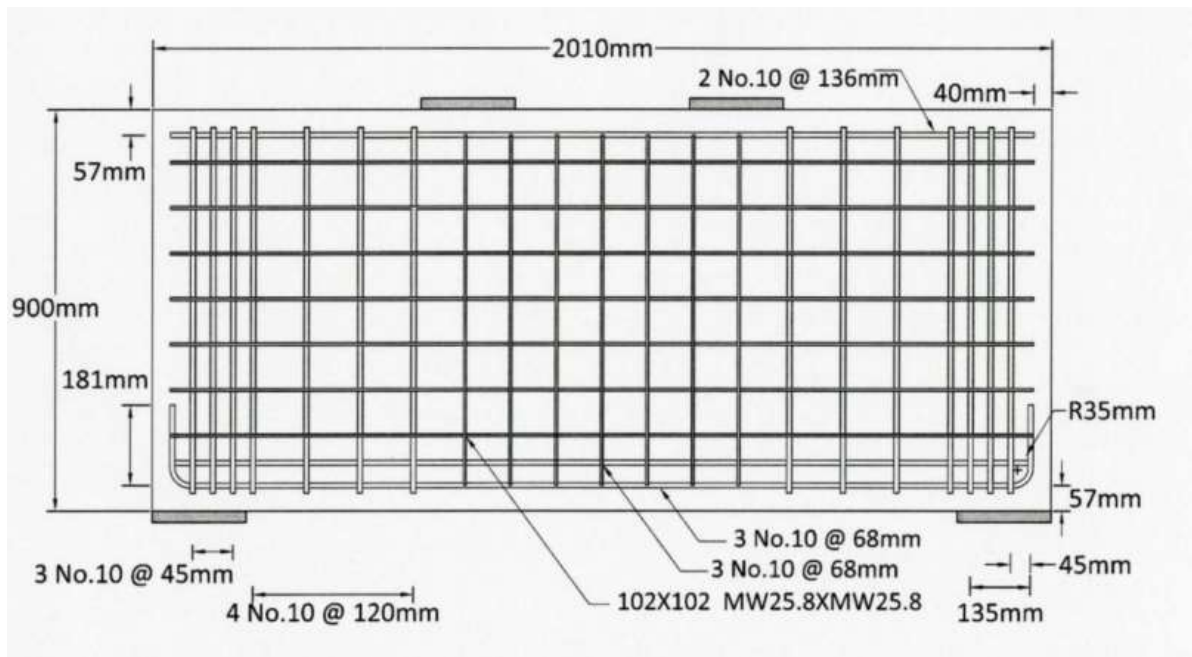
$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{MPT}} = \frac{1\ 951}{1\ 277.04} = 1.52$$

3.3.3 Esbeltez $l/h = 2$

Según Zeididouzandeh (2008) su muestra nombrada S2, tiene la siguiente geometría (ver figura 30), con una esbeltez de $l/h=2$ y un claro de cortante a/d igual a 0.66.

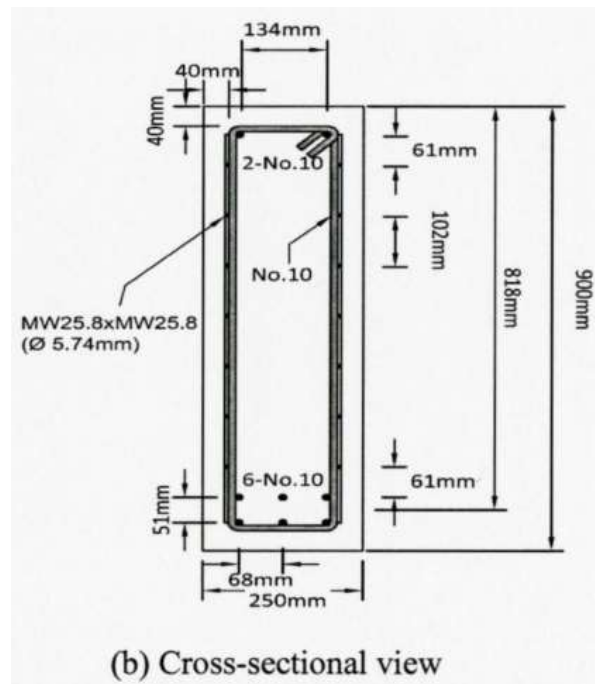
Figura 30

Geometría de viga S2



Nota. Tomado de (Zeididouzandeh, 2008).

Figura 31
Refuerzo de la viga S2



Nota. Tomado de (Zeididouzandeh, 2008).

Luego según el método descrito detalladamente en el punto 3.2.1, se obtienen los siguientes valores de fuerzas en los elementos del modelo puntal tensor.

Tabla 10
Resumen de resultados – Viga esbeltez 2

Elemento	Fuerza (kN)	Resistencia nominal (kN)	Satisface
T	198.60	198.60	SI
C1	198.60	198.60	SI
C2	338.90	825.39	SI
V	274.6	399.34	SI
R	276.8	525.86	SI

Teniendo en cuenta los resultados, el valor de la carga P máxima que resiste la viga sería igual a:

$$P_{MPT} = 2 * 399.34 = 798.68 \text{ kN}$$

Luego, en la investigación de Zeididouzandeh (2008), el autor calcula que la viga en el ensayo resiste un total de 1 206 kN, por lo que:

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{MPT}} = \frac{1\ 206}{798.68} = 1.51$$

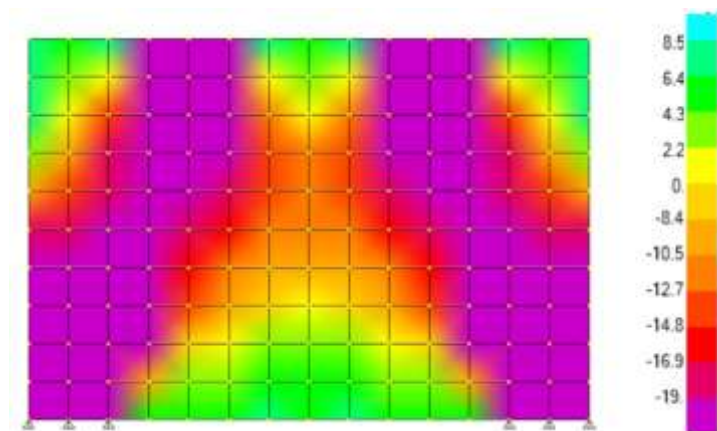
3.4 Modelamiento de las vigas mediante SAP2000

3.4.1 Viga B – 3

Se modela la viga B – 3 usando el elemento tipo *Shell* para poder visualizar la trayectoria de sus esfuerzos.

Figura 32

Viga B – 3 modelada como elemento shell



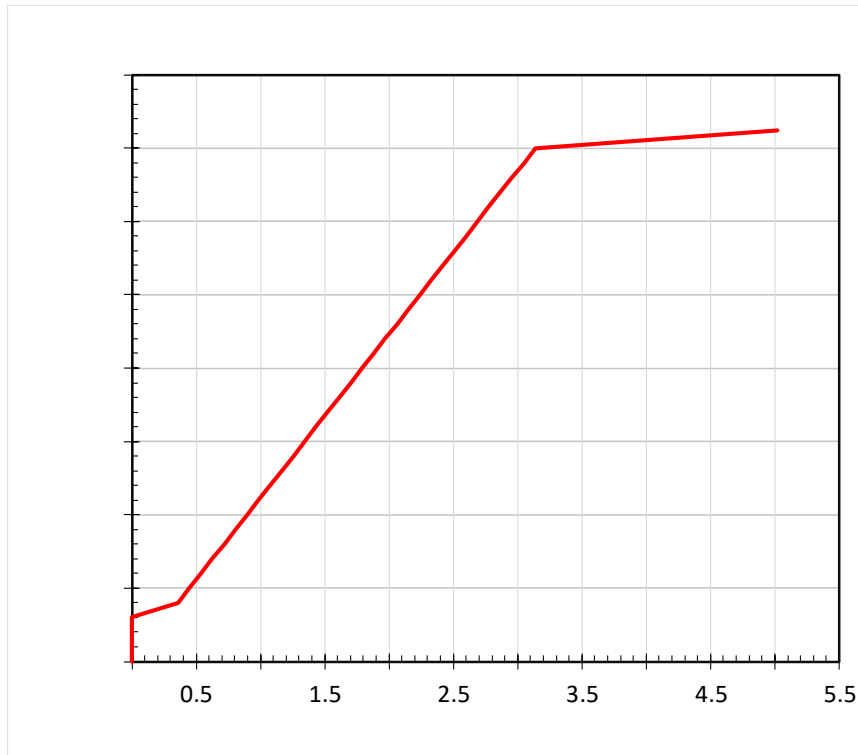
En la figura 32 se puede apreciar la trayectoria de esfuerzos, en púrpura se pueden apreciar los esfuerzos de compresión y en verde claro los esfuerzos de tracción en la parte inferior.

Luego para poder obtener la fuerza máxima que esta sección será capaz de soportar se modela la viga como un elemento tipo *frame* para poder correr la simulación usando un análisis no lineal. El proceso para elaborar el modelo es descrito de manera detallada en el Apéndice A.

El resultado del análisis no lineal es la curva carga vs deflexión, la cual permite visualizar el comportamiento de la viga en su fase lineal y no lineal. La figura 33 muestra dicha curva para la viga B – 3.

Figura 33

Gráfico de deflexión vs Carga aplicada – Viga B3



El valor obtenido del SAP2000 fue de

$$P_{SAP} = 1\,447\text{ kN}$$

Comparándolo con el valor máximo del experimento de Salamy et al, tenemos el siguiente factor de relación:

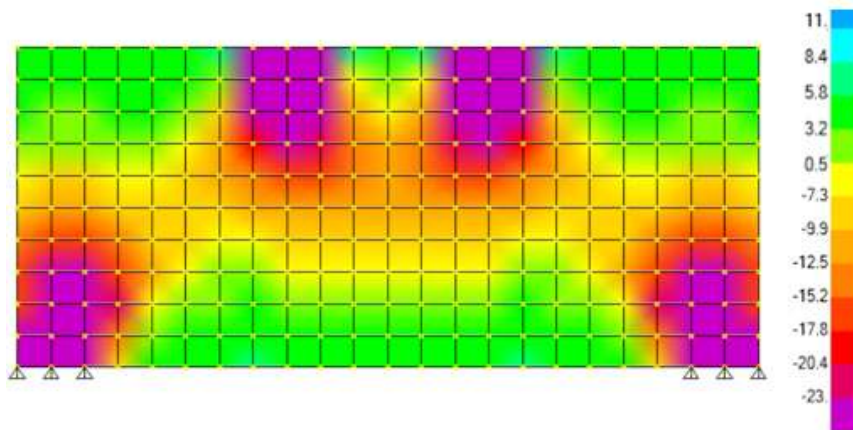
$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{SAP}} = \frac{1\,536}{1\,447} = 1.06$$

3.4.2 Viga B – 7

Para conocer la distribución el valor de los esfuerzos que se desarrollan en la viga, se modela la viga como un elemento tipo Shell y se obtiene la distribución que se muestra en la figura 34.

Figura 34

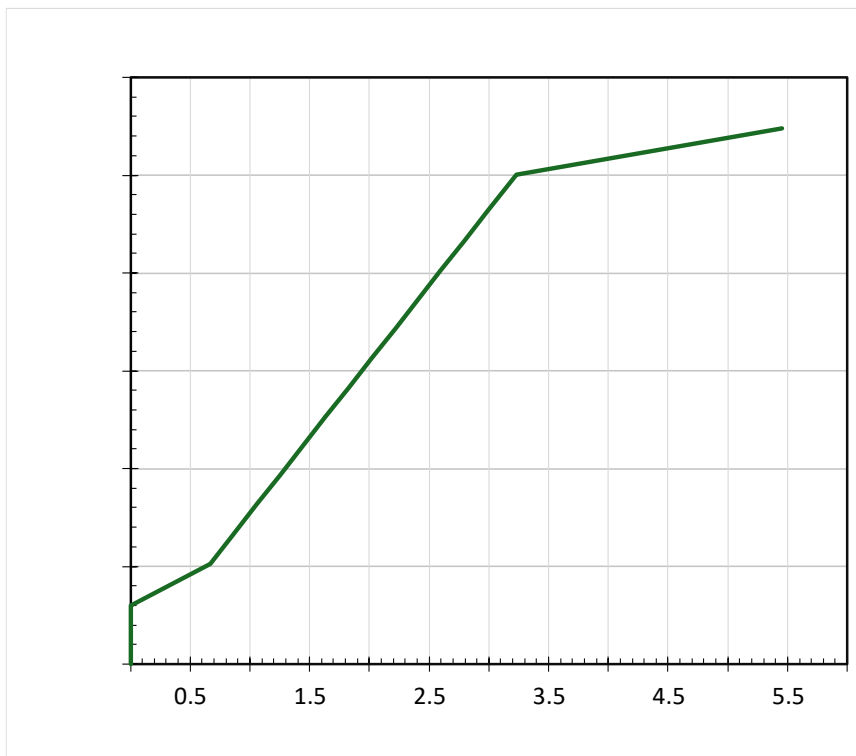
Viga B – 7 modelada como elemento shell



Luego, según el procedimiento descrito en el Apéndice A, se modela la viga como elemento de tipo *frame* para realizar el análisis estático no lineal; esto para obtener la gráfica de deflexión vs carga aplicada, como se muestra en la figura 35.

Figura 35

Gráfico de deflexión vs Carga aplicada – Viga B7



El valor obtenido del SAP2000 fue de

$$P_{SAP} = 1\,094.77 \text{ kN}$$

Comparándolo con el valor máximo del experimento de Salamy et al, tenemos el siguiente factor de relación:

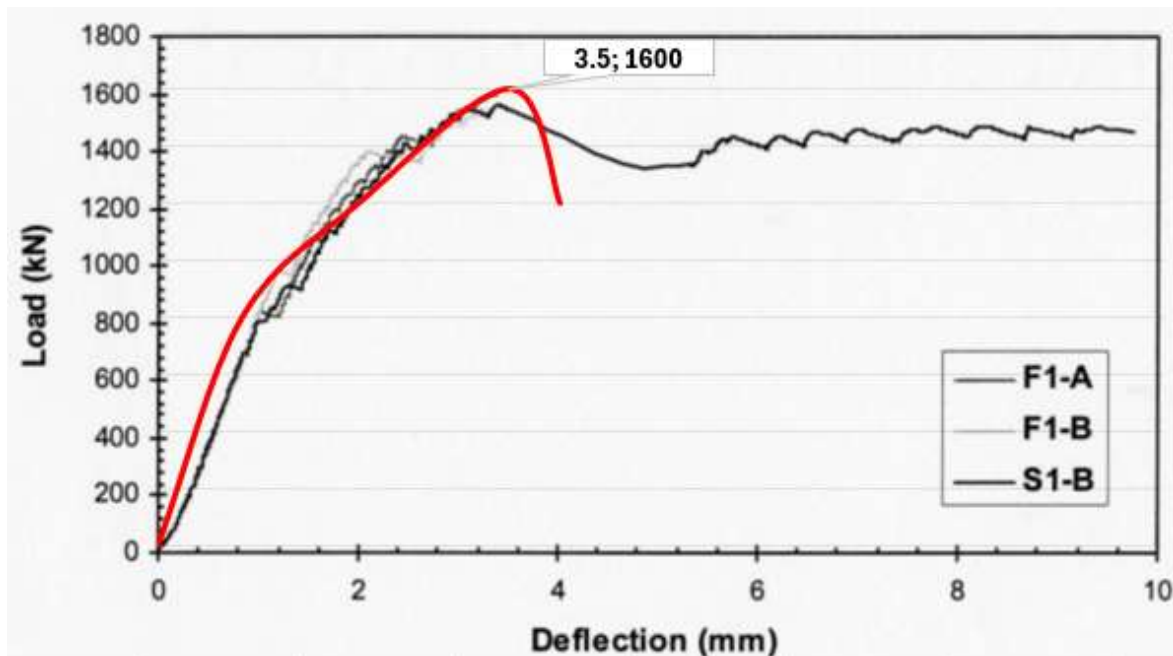
$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{SAP}} = \frac{1\ 181}{1\ 094.77} = 1.08$$

3.4.3 Esbeltez $l/h=1$

De manera similar, se obtendrá en primer lugar la carga máxima según el elemento tipo *frame*, además dentro de la investigación de Zeididouzandeh (2008), se encuentran gráficas de carga vs deformación de los ensayos a escala real; tales gráficas son usadas para sobreponer los resultados del SAP2000, como se muestra en la figura 36.

Figura 36

Gráfico de deflexión vs Carga aplicada – Viga de esbeltez 1



Nota. Adaptado de (Zeididouzandeh, 2008).

La gráfica compara la relación carga–deflexión obtenida en los ensayos a escala real (curvas negras) con la respuesta numérica generada por SAP2000 (curva roja) . En la fase inicial, ambas curvas muestran una correspondencia adecuada, especialmente en lo relativo a la rigidez y al incremento de carga hasta niveles cercanos a 800 kN. Esto indica que el modelo numérico reproduce de manera aceptable el comportamiento elástico inicial observado experimentalmente.

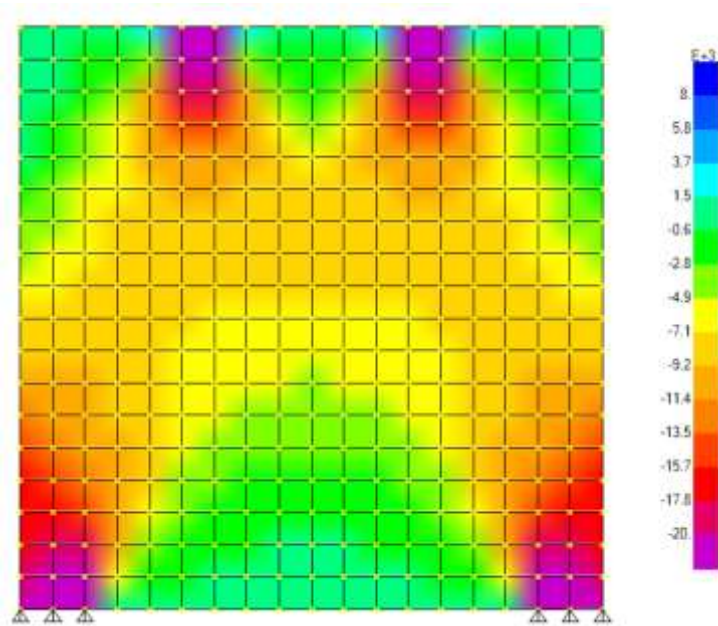
Sin embargo, al aproximarse a la carga máxima, las diferencias se vuelven más evidentes. Mientras los ensayos muestran un pico de alrededor de 1 600 kN seguido de un descenso gradual, la curva de SAP2000 presenta un comportamiento más idealizado y una caída abrupta después del punto máximo. Esto sugiere que el modelo numérico no logra captar completamente el comportamiento real posterior al pico, caracterizado por una

degradación más progresiva y estable en los ensayos. En conjunto, la gráfica evidencia que SAP2000 se aproxima razonablemente al comportamiento inicial, pero tiende a simplificar la respuesta real en las fases avanzadas de carga.

Por otro lado, en la figura 37 se muestra la trayectoria de los esfuerzos, mediante el uso del elemento tipo *Shell*.

Figura 37

Viga de esbeltez 1 - Modelada como elemento shell

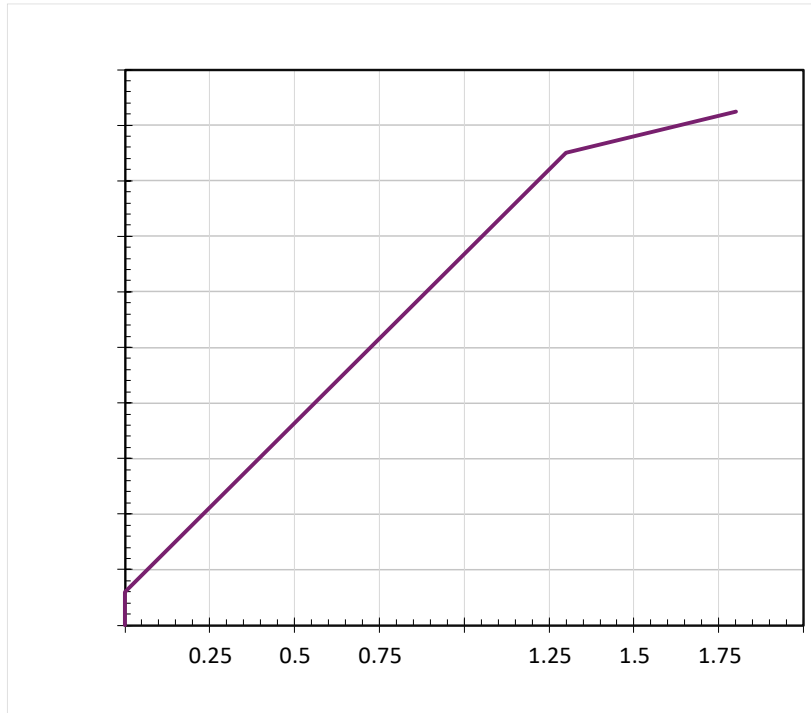


3.4.4 Esbeltez $l/h=1.5$

La figura 38 muestra los resultados del SAP2000 para la viga B – 4, la cual forma parte de la investigación de Salamy et al. (2005).

Figura 38

Gráfico de deflexión vs Carga aplicada – Viga de esbeltez 1.5



El valor obtenido del SAP2000 fue de

$$P_{SAP} = 1\ 850.00\ kN$$

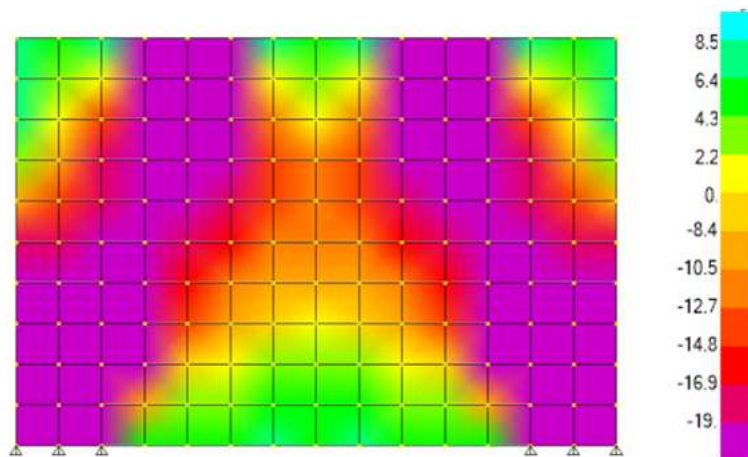
Comparándolo con el valor máximo del experimento de Salamy et al, tenemos el siguiente factor de relación:

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{SAP}} = \frac{1\ 951}{1\ 850} = 1.05$$

Además, se muestran las trayectorias de los esfuerzos en la figura 39.

Figura 39

Viga de esbeltez 1.5 - Modelada como elemento shell

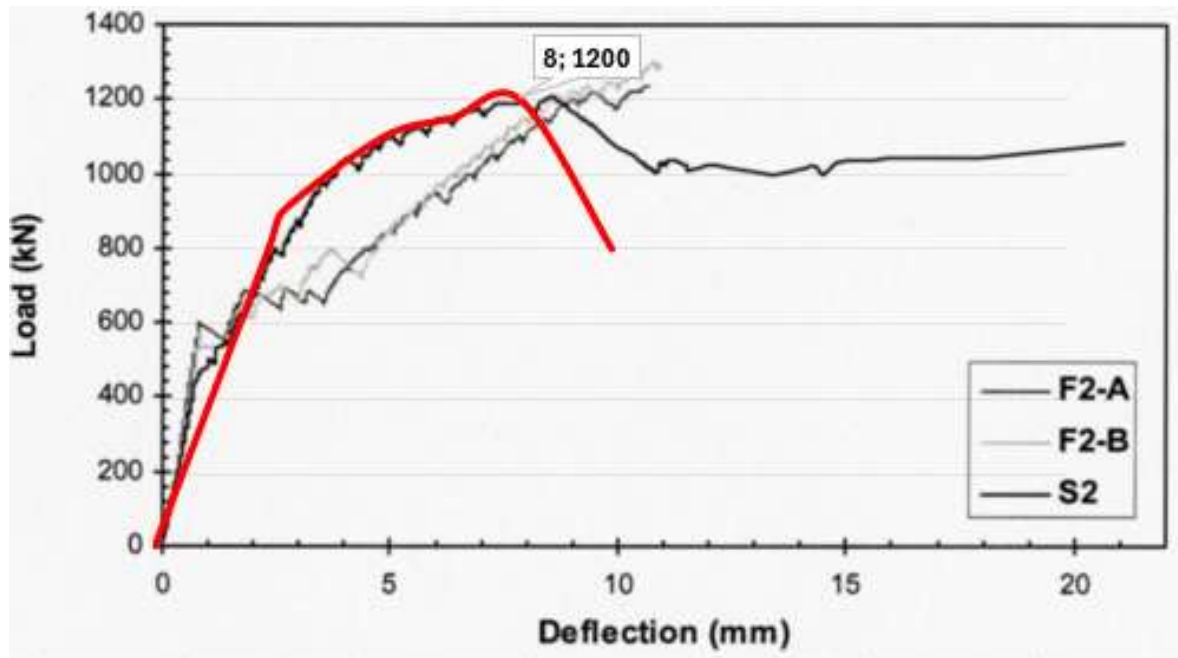


3.4.5 Esbeltez $l/h=2$

En el caso de la viga con esbeltez 2, los resultados numéricos obtenidos en SAP2000 se presentan de forma similar al análisis realizado para la esbeltez 1. La figura 40 muestra la superposición de estos resultados con los registros experimentales a escala real reportados por Zeididouzandeh (2008), permitiendo evaluar la concordancia entre el modelo computacional y el comportamiento observado en laboratorio.

Figura 40

Gráfico de deflexión vs Carga aplicada – Viga de esbeltez 1

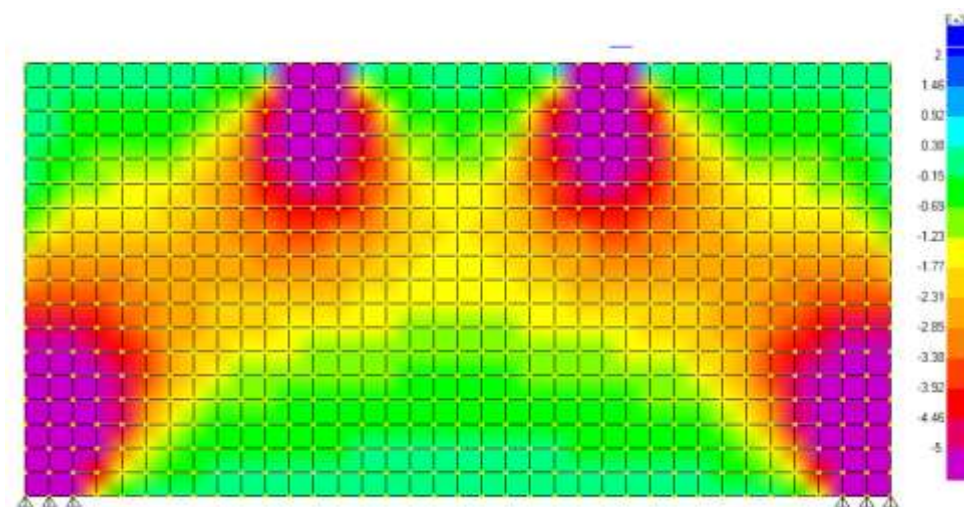


La gráfica muestra una buena aproximación tanto en el rango lineal como no lineal, sin embargo, luego de llegar a su carga máxima, presenta una abrupta caída de rigidez, que dista del comportamiento real mostrado en líneas continuas negras.

Para finalizar, se muestra en la figura 41 la distribución de los esfuerzos de la viga en estudio.

Figura 41

Viga de esbeltez 2 - Modelada como elemento shell



Capítulo 4

Estudio comparativo de resultados obtenidos por el método puntal tensor y SAP2000

El capítulo se centra en utilizar los resultados presentados previamente para examinar, con mayor detalle, los esfuerzos y las fuerzas últimas obtenidos mediante el método puntal-tensor y el modelo numérico SAP2000. Para ello, se realiza un análisis diferenciado según cada esbeltez, lo que permite identificar cómo varía el comportamiento interno de las vigas en función de su geometría.

Posteriormente, el capítulo culmina con una evaluación global orientada a comparar la capacidad resistente final de las vigas de gran peralte. Este análisis integral permite valorar el desempeño relativo de ambos métodos en la predicción de la fuerza última, ofreciendo una visión comparativa más completa sobre su precisión y alcance en el estudio de este tipo de elementos estructurales.

4.1 Comparación de resultados para las vigas de validación B – 3 Y B – 7

4.1.1 Viga B – 3

La siguiente tabla resume los valores de fuerza que actúa en cada elemento, junto con el valor del ancho de puntal o tensor, según sea el caso; y en la última columna el esfuerzo σ_3 .

Tabla 11

Esfuerzos σ_3 – Viga B3

Elemento	Fuerza (kN)	Ancho puntal/tensor (mm)	Ancho de viga (mm)	σ_3 (kPa)
C1	295.24	96.77	240	12 711.88
C2	597.14	134.77	240	18 462.00
T	295.24	150	240	8 201.11

La figura 32 mostrada en el capítulo 3, presenta los resultados obtenidos mediante SAP2000. En el caso del puntal C1, el software reporta esfuerzos comprendidos entre -10.5 y -12.7 MPa, representados por las zonas naranjas y rojas, valores que muestran una buena correspondencia con el esfuerzo calculado mediante el método puntal-tensor (12.71 MPa). En cuanto al tensor T, SAP2000 indica esfuerzos en el rango de 6.4 a 8.5 MPa (zonas verdes), lo cual coincide adecuadamente con el valor obtenido mediante el MPT, equivalente a 8.2 MPa. Finalmente, para el puntal C2, el modelo numérico muestra esfuerzos entre -16.9 y -19 MPa, representados mediante zonas púrpura; dicho intervalo incluye el valor estimado por el método puntal-tensor, que es de -18.46 MPa.

Asimismo, es posible realizar un análisis basado en la fuerza máxima resistida, considerando que en la figura 33 del capítulo 3 se presenta la curva de carga aplicada versus deflexión en el centro de la luz. A partir de los valores máximos registrados en dicha gráfica, se puede determinar el porcentaje de aproximación entre los resultados obtenidos mediante SAP2000 y los observados en el ensayo a escala real, permitiendo así evaluar la precisión del modelo numérico frente al comportamiento experimental.

De acuerdo con Salamy et al. (2005), la carga máxima alcanzada durante el ensayo fue de 1 536 kN, mientras que la deflexión máxima registrada fue de 4.78 mm. Con base en estos valores, se observa que el modelo numérico presenta un 94.20 % de aproximación en términos de capacidad resistente, lo que evidencia una adecuada correspondencia con el comportamiento experimental. En cuanto a la deformación, el valor obtenido mediante el software supera en aproximadamente 5 % al registrado en el ensayo real, indicando una ligera sobrestimación de la respuesta a nivel de deformación por parte del modelo.

4.1.2 Viga B – 7

La siguiente tabla resume los valores de fuerza que actúa en cada elemento, junto con el valor del ancho de puntal o tensor, según sea el caso; y en la última columna el esfuerzo σ_3 .

Tabla 12

Esfuerzos σ_3 – Viga B7

Elemento	Fuerza (kN)	Ancho puntal/tensor (mm)	Ancho de viga (mm)	σ_3 (kPa)
C1	435.86	111.92	240	16 226.40
C2	574.91	150.06	240	15 963.00
T	435.86	150	240	12 107.36

La figura 34, presentada en el capítulo 3, muestra los resultados obtenidos mediante el análisis numérico en SAP2000. Para el puntal C1, el software reporta esfuerzos que oscilan entre -9.9 y -12.5 MPa, representados en las zonas naranjas y rojas de la parte superior. Estos valores presentan una discrepancia notable respecto al esfuerzo obtenido mediante el método puntal–tensor (MPT), que asciende a 16.23 MPa. De manera similar, el tensor T presenta en SAP2000 esfuerzos comprendidos entre 5.8 y 8.4 MPa (zonas verdes), los cuales se encuentran por debajo del valor calculado mediante el MPT, equivalente a 12.11 MPa. En contraste, para el puntal C2, los esfuerzos reportados por el modelo numérico entre -12.5 y -15.2 MPa, representados en zonas amarillas, muestran una correspondencia mucho más cercana con el valor estimado por el MPT, que es de -15.9 MPa.

Las diferencias observadas entre los resultados de SAP2000 y los del método puntal–tensor pueden atribuirse principalmente a la naturaleza distinta de ambos enfoques de análisis. Mientras que el MPT idealiza la estructura mediante puntales y tensores con trayectorias de carga discretas y concentradas, SAP2000 modela el elemento como un medio continuo en el cual la distribución de esfuerzos depende de la rigidez global, las condiciones de borde y la malla utilizada (Rojas Reyes, 2014). Estas diferencias conceptuales conducen a variaciones en la concentración y propagación de esfuerzos, especialmente en los elementos sometidos a compresión y tracción combinada, lo que explica la mayor divergencia en los elementos C1 y T, y la mejor correspondencia obtenida en el puntal C2.

De manera similar a lo analizado para la viga B – 3, en este caso también es posible realizar una comparación a nivel de fuerzas y deformaciones utilizando los datos de la curva carga–deflexión presentada en la figura 35. Según Salamy et al. (2005), la carga máxima registrada en el ensayo fue de 1 181 kN, mientras que la deflexión máxima alcanzó un valor de 2.58 mm. A partir de estos datos, se observa que el modelo numérico reproduce el comportamiento resistente con un 92.70 % de aproximación, lo que indica una adecuada correspondencia con los resultados experimentales. No obstante, en términos de deformación, el valor obtenido mediante SAP2000 supera ampliamente, por más del doble, la deflexión registrada en el ensayo real, lo que evidencia una sobrestimación significativa de la respuesta a nivel de deformación

Rojas Reyes (2014) afirma que esta discrepancia puede explicarse por la sensibilidad del modelo numérico a parámetros como la rigidez efectiva, las condiciones de apoyo, la representación del comportamiento no lineal y la discretización empleada. En particular, SAP2000 tiende a reflejar deformaciones mayores cuando la rigidez asignada al elemento modelado no captura completamente los efectos tridimensionales, las restricciones locales o la redistribución real de esfuerzos presente en el ensayo físico. Por ello, mientras la capacidad resistente se aproxima adecuadamente, la predicción de deformaciones resulta más dependiente de las hipótesis de modelación, conduciendo a diferencias más notorias respecto del comportamiento experimental.

4.2 Comparación de resultados para una esbeltez de viga igual a 1

La tabla 13 presenta una comparación entre los esfuerzos obtenidos mediante el método puntal–tensor y aquellos calculados con SAP2000. Se observa una concordancia destacable en el caso del puntal C2, cuyos valores muestran una correspondencia directa con el rango identificado en el esquema de colores del software. En contraste, para los elementos C1 y T, los resultados presentan discrepancias más notorias respecto a los valores reportados por SAP2000. No obstante, dichas diferencias son moderadas: en el caso del puntal C1, la variación es cercana al 5 %, mientras que para el tensor T la diferencia resulta más significativa, alcanzando aproximadamente el doble de lo indicado por el modelo numérico.

Tabla 13*Contraste a nivel de esfuerzos – Esbeltez 1*

	Elemento del modelo puntal tensor		
	C1	C2	T
Esfuerzo σ_3 – MPT (MPa)	-20.97	-8.07	3.4
Rango SAP2000 (MPa)	[-17.8 ; -20]	[-7.01 ; -9.2]	[-0.6 ; 1.5]
¿Se encuentra en el rango?	NO	SI	NO

4.3 Comparación de resultados para una esbeltez de viga igual a 1.5

La tabla 14 presenta resultados que muestran un ajuste más consistente entre el método puntal–tensor y el modelo numérico obtenido con SAP2000. En esta comparación, los esfuerzos calculados mediante el MPT se mantienen dentro de los márgenes reportados por el software, evidenciando una correspondencia adecuada entre ambos procedimientos de análisis.

Esta mayor coincidencia puede explicarse por una representación más fiel del flujo interno de cargas en los elementos evaluados, así como por una configuración geométrica que favorece la compatibilidad entre las idealizaciones del MPT y la respuesta global del modelo numérico. En conjunto, estos factores permiten que las estimaciones del método puntal–tensor reflejen de manera más cercana el comportamiento estructural predicho por SAP2000.

Tabla 14*Contraste a nivel de esfuerzos – Esbeltez 1.5*

	Elemento del modelo puntal tensor		
	C1	C2	T
Esfuerzo σ_3 – MPT (MPa)	-12.71	-18.46	8.20
Rango SAP2000 (MPa)	[-10.5 ; -12.71]	[-16.9 ; -19.0]	[6.4 ; 8.5]

Elemento del modelo puntal tensor			
¿Se encuentra en el rango?	SI	SI	SI

4.4 Comparación de resultados para una esbeltez de viga igual a 2

En la tabla 15 se muestra un efecto similar al observado en la tabla 13, en la cual se ajustaban muy bien los valores de esfuerzo del puntal C2, pero había un contraste marcado para C1 y T.

Tabla 15

Contraste a nivel de esfuerzos – Esbeltez 2

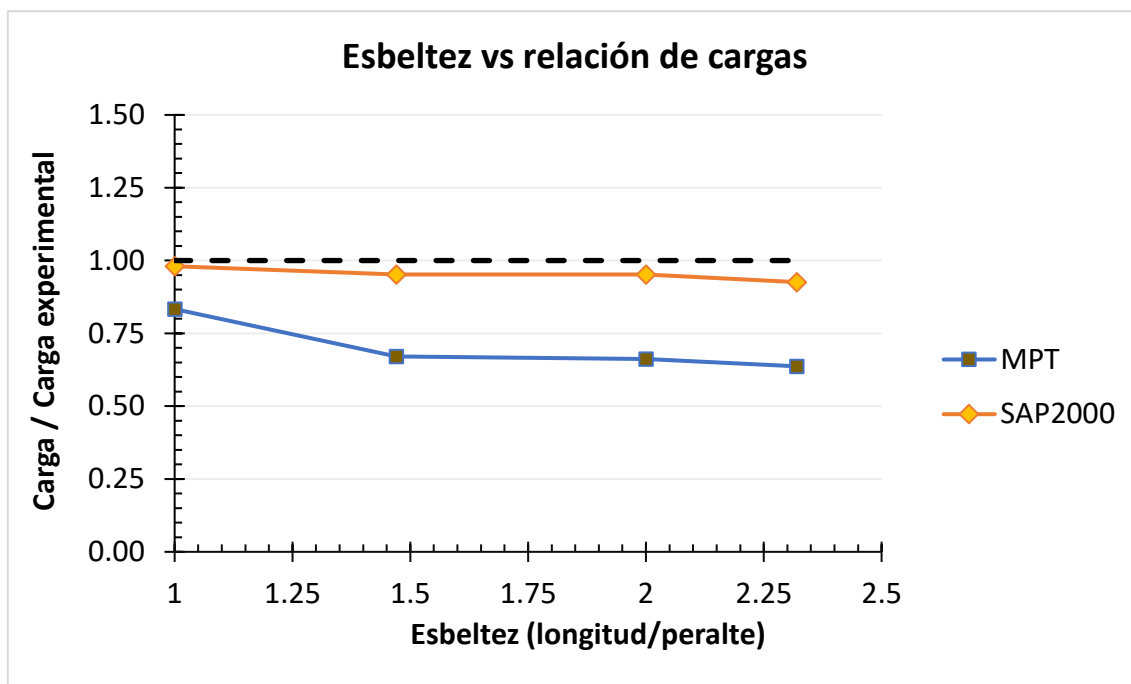
Elemento del modelo puntal tensor			
	C1	C2	T
Esfuerzo σ_3 – MPT (MPa)	-29.21	-9.86	6.97
Rango SAP2000 (MPa)	[-13.5 ; -15.7]	[-9.2 ; -11.4]	[4.3 ; 6.4]
¿Se encuentra en el rango?	NO	SI	NO

4.5 Comparación de global a nivel de fuerzas últimas resistidas

La gráfica de la figura 42 permite comparar la precisión del método puntal–tensor (MPT) y del modelo numérico SAP2000 en la estimación de la capacidad resistente de vigas de gran peralte, considerando distintos valores de esbeltez (longitud/peralte). El eje vertical muestra la relación entre la carga estimada por cada método y la carga experimental, de modo que el valor 1.0 (línea discontinua) representa la coincidencia exacta con los ensayos reales.

Figura 42

Gráfica de comparación general



En primer lugar, se observa que el MPT subestima sistemáticamente la carga resistente para todas las esbelteces analizadas. A medida que la esbeltez aumenta de 1.0 a 2.0, la relación entre la carga calculada y la carga experimental disminuye de forma progresiva, lo cual refleja que la precisión del método se ve afectada por la geometría de la viga. La tendencia descendente sugiere que las idealizaciones del MPT pierden capacidad para representar adecuadamente el flujo de cargas en vigas más esbeltas, donde los mecanismos internos se vuelven más complejos.

En contraste, los resultados de SAP2000 se mantienen muy próximos a la línea base, con mínimas variaciones para todas las esbelteces. Esto indica que el modelo numérico ofrece una predicción más estable y cercana a la realidad experimental, independientemente de los cambios en la relación longitud/peralte. La consistencia de SAP2000 confirma su efectividad para representar el comportamiento global de vigas de gran peralte y su capacidad para adaptarse a diferentes configuraciones geométricas.

En conjunto, la gráfica evidencia que, si bien ambos métodos capturan la tendencia general, SAP2000 muestra un desempeño superior en términos de exactitud, mientras que el MPT presenta mayor sensibilidad frente a la esbeltez y tiende a subestimar la carga última.

Conclusiones

El método puntal–tensor (MPT) permite describir adecuadamente la trayectoria interna de cargas en vigas de gran peralte, identificando puntales y tensores de forma clara; sin embargo, al contrastarlo con SAP2000 y con los ensayos experimentales, se observa que su precisión cuantitativa es limitada, especialmente en elementos sometidos a tracción o compresión inclinada. Esto evidencia que el MPT constituye una herramienta conceptual robusta, pero requiere ajustes o factores correctores para mejorar su desempeño predictivo.

Los resultados analizados muestran que SAP2000 ofrece una estimación significativamente más estable y uniforme de los esfuerzos internos, manteniéndose dentro de rangos cercanos a los valores experimentales para todas las esbelteces estudiadas (1.0, 1.5 y 2.0). Este comportamiento indica que el modelo numérico captura de manera más objetiva la rigidez y distribución real de esfuerzos en el elemento, siendo menos sensible a variaciones geométricas que el MPT.

Entre los elementos evaluados, el puntal C2 presenta la mayor coincidencia entre el MPT y SAP2000, lo cual sugiere que las trayectorias de compresión más directas y alineadas con la geometría de la viga favorecen la concordancia entre ambos métodos. En cambio, los elementos C1 y el tensor T muestran discrepancias más amplias, revelando que el MPT es especialmente sensible a geometrías donde la trayectoria de carga es menos directa o más dispersa.

En términos de capacidad resistente, SAP2000 se aproxima con mayor exactitud a la fuerza última observada en los ensayos, mientras que el MPT tiende a subestimar dicha capacidad de forma sistemática. El incremento de la esbeltez acentúa esta diferencia, reflejando que el MPT reduce su exactitud cuando las vigas presentan relaciones longitud/peralte mayores, lo cual es relevante para su uso en diseño.

El análisis comparativo realizado confirma que ambos métodos son complementarios, dado que el MPT aporta una comprensión mecánica valiosa del flujo de cargas y de la interacción entre puntales y tensores, mientras que SAP2000 proporciona resultados cuantitativos más confiables. Esta complementariedad sugiere que su uso combinado puede enriquecer el proceso de diseño y evaluación de vigas de gran peralte, permitiendo interpretar la estructura tanto desde una perspectiva conceptual como desde una predictiva.

Recomendaciones

Desarrollar una metodología de calibración del MPT, basada en datos experimentales, que permita ajustar factores de eficiencia para puntales y nodos en función de la esbeltez y otras variables geométricas.

Aplicar el análisis comparativo a otros elementos estructurales, como muros de cortante, ménsulas o zonas nodales, expandiendo así la validez del método en distintos contextos.

Incorporar técnicas de optimización para determinar configuraciones geométricas o de refuerzo que minimicen la discrepancia entre MPT y modelos numéricos.



Referencias

- Abbood, I. S. (2023). Strut-and-tie model and its applications in reinforced concrete deep beams: A comprehensive review. *Case Studies in Construction Materials*, 19, e02643. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02643>
- ACI 318 (2019). Requisitos de reglamento para concreto estructural. *American Concrete Institute*.
- Aire, C. y Reyes, A. (2019). Durable concrete specification development and implementation for the New International Airport of Mexico. *Case Studies in Construction Materials*, 11, e00286. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2019.e00286>
- Al-Ghanem, H., Al-Asi, A., Abdel-Jaber, M. y Alqam, M. (2017). Shear and Flexural Behavior of Reinforced Concrete Deep Beams Strengthened with CFRP Composites. *Modern Applied Science*, 11(10), 110. <https://doi.org/10.5539/mas.v11n10p110>
- Bracci, J., Keating, P. y Hueste, M. (2000). *Cracking in RC Bent Caps*. Texas Transportation Institute.
- Darwin, D., Dolan, C. W. y Nilson, A. H. (2016). *Design of concrete structures* (Fifteenth edition). McGraw-Hill Education.
- El-Metwally, S. E.-D. E. y Chen, W.-F. (2018). *Structural concrete: Strut-and-tie models for unified design*. CRC Press Taylor & Francis Group.
- Feenstra, P. (1993). *Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete*. Delf University Press.
- fib. (2012). *Model Code 2010: Final draft. Bulletin / International Federation for Structural Concrete Draft model code: Vol. 1*. International Federation for Structural Concrete.
- Foster, S. y Gilbert, R. (1998). Experimental studies oh high-strength concrete deep beams. *ACI STRUCTURAL JOURNAL*.
- Hamoda, A., Abadel, A. A., Shahin, R. I., Ahmed, M., Baktheer, A. y Yehia, S. A. (2024). Shear strengthening of simply supported deep beams using galvanized corrugated sheet filled with high-performance concrete. *Case Studies in Construction Materials*, 21. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e04085>
- Kotsovos, M. D. (1983). Mechanisms of 'shear' failure. *Magazine of Concrete Research*, 35(123), 99–106. <https://doi.org/10.1680/mac.1983.35.123.99>
- Leonhardt, F. y Walther, R. (1962). *Contribution to the Treatment of Shear in Reinforced Concrete*. National Research Council of Canada.
- Mihaylov, B., Fathalla, E. y Trandafir, A. (2025). Rapid crack-based assessment of deep beams based on a single crack measurement. *Engineering Structures*, 322, 119054. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.119054>

- Mörsh, E. (1902). *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung*.
- Nie, J.-G., Pan, W.-H., Tao, M.-X. y Zhu, Y.-Z. (2017). Experimental and Numerical Investigations of Composite Frames with Innovative Composite Transfer Beams. *Journal of Structural Engineering*, 143(7), Artículo 04017041. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001776](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001776)
- Park, R. y Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. Wiley & Sons, Inc.
- Ritter, W. (1899). *Die Bauweise Hennebique*. Zürcher & Furrer. <https://doi.org/10.3931/E-RARA-20036>
- Rodríguez Plasencia, G., Bonilla Rocha, J. D., Pudipedi, L. y Hernández Santana, J. J. (2017). Study of the behavior of reinforced concrete deep beams. Estimate of the ultimate shear capacity. *Revista De La Construcción*, 16(1), 43–56. <https://doi.org/10.7764/RDLC.16.1.43>
- Rojas Reyes, W. (2014). *Comparación de esfuerzos cortantes en vigas de concreto reforzado de gran altura, mediante el método de los elementos finitos y el modelo puntal tensor*. Universidad Nacional de Colombia.
- Salamy, M., Kobayashi, H. y Unjoh, S. (2005). Experimental and analytical study on RC deep beams. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 6(5), 487–499.
- Schlaich, J., Schäfer, K. y Jennewein, M. (1987). Toward a Consistent Design of Structural Concrete. *PCI JOURNAL*.
- Tan, K. y Cheng, G. (2006). Size Effect on Shear Strength of Deep Beams: Investigating with Strut-and-Tie Model. *Journal of Structural Engineering*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2006\)132:5\(673\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:5(673))
- Vecchio, F. y Collins, M. (1986). *The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear*. *ACI JOURNAL*.
- Wight, J. y MacGregor, J. (2012). *Reinforced concrete. Mechanics and Design*. Pearson Education.
- Wu, T., Wei, H. y Liu, X. (2018). Experimental investigation of shear models for lightweight aggregate concrete deep beams. *Advances in Structural Engineering*, 21(1), 109–124. <https://doi.org/10.1177/1369433217711618>
- Yao, G., Cai, X. y Xiong, X. (2024). Evaluation of Shear Strength Prediction on Steel Reinforced Concrete Deep Beams Using Simple Strut-and-Tie Model. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 49(10), 13261–13275. <https://doi.org/10.1007/s13369-023-08521-1>
- Zeididouzandeh, M. (2008). *Experimental Study of the Behaviour and Strength of deep concrete beams reinforced with CFRP Bars*. McMaster University.

Apéndices

Apéndice A

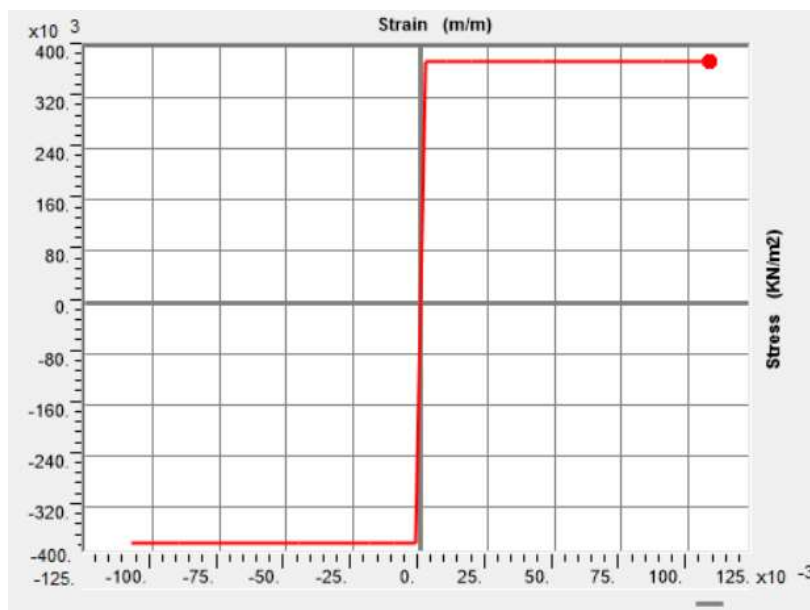
Se describe detalladamente el proceso de modelado de las vigas usando el elemento tipo *frame* para simular su comportamiento no lineal. Se usa como referencia la viga B – 3 para el desarrollo de este apéndice.

A.1. Definición de materiales

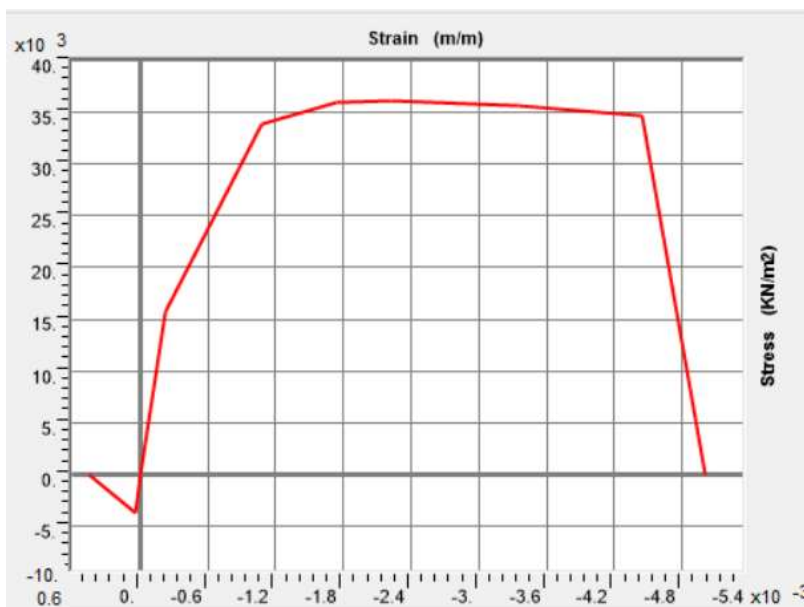
A.1.1. Acero. El modelo constitutivo del acero es del tipo elastoplástico, con un esfuerzo de fluencia $f_y = 376 \text{ MPa}$ y una deformación de fluencia de $\epsilon_y = 0.00188$. La figura A1 muestra el diagrama esfuerzo-deformación usado para modelar el acero de refuerzo

Figura A1

Modelo constitutivo del acero

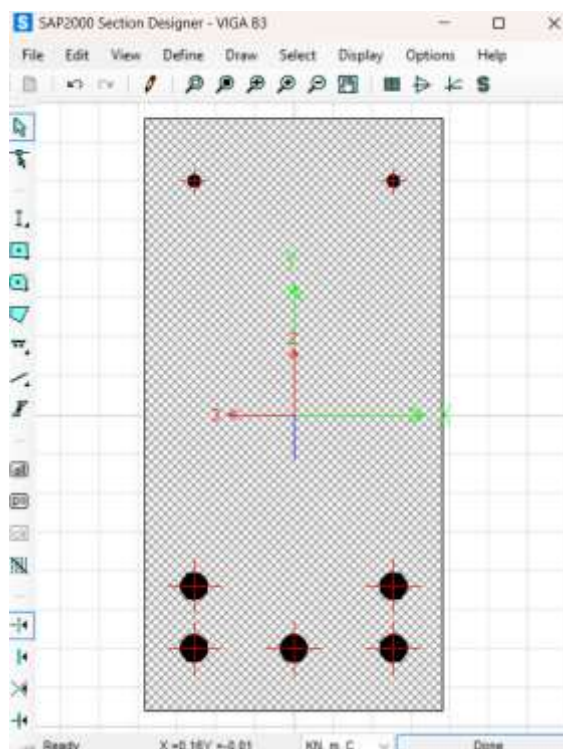


A.1.2. Concreto. El modelo constitutivo del concreto a usar es el modelo de Mander para el concreto confinado. Con un valor de $f'_c = 36.2 \text{ MPa}$ y un módulo de elasticidad de $E = 90\,249.65 \text{ MPa}$. La figura A2 muestra el diagrama esfuerzo-deformación del este material.

Figura A2*Modelo constitutivo del concreto*

A.2. Definición de sección

Para la definición de la sección transversal de viga, se usa la opción *section designer*, como se muestra en la figura A3.

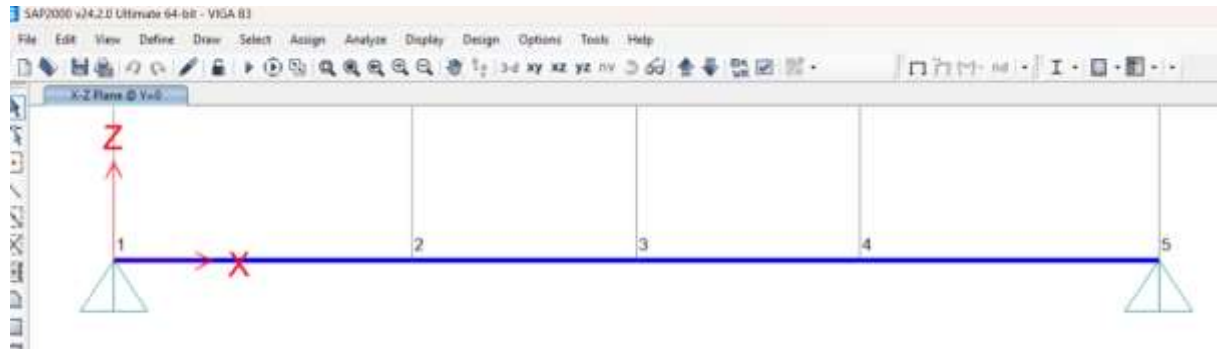
Figura A3*Sección transversal de la viga*

A.3. Dibujar viga

Una vez definida la sección transversal de viga, se dibuja la viga simplemente apoyada, en la figura A4 se muestra la viga modelada en SAP2000, con las etiquetas de cada nodo representativo: 1 y 5 como los apoyos simples, 2 y 4 como los puntos de aplicación de la carga y 3 como el centro de luz sobre el cuál se obtendrá la deflexión de la viga.

Figura A4

Viga B – 3 modelada en SAP2000

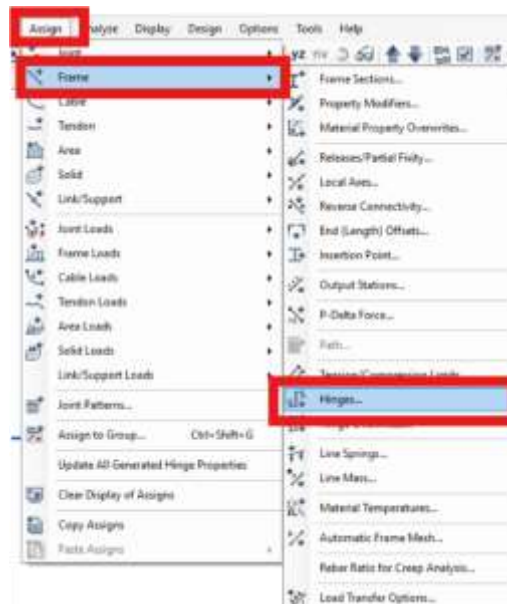


A.4. Definición de rótulas plásticas

A.4.1. Rótulas por flexión. Será necesario colocar rótulas plásticas por flexión en los nodos 2 y 4, debido a que son los puntos de transición, en el cual los esfuerzos por flexión serán más grandes que los esfuerzos de cortante. En SAP2000 se ingresa al menú Assign > Frame > Hinges, como se muestra en la figura A5.

Figura A5

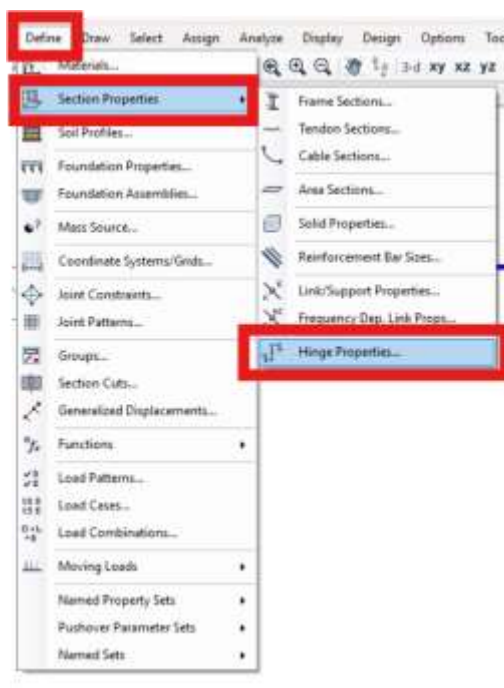
Menú de rótulas plásticas - Flexión



Luego, se selecciona el tipo de rótula: *Concrete Beam – Flexure*.

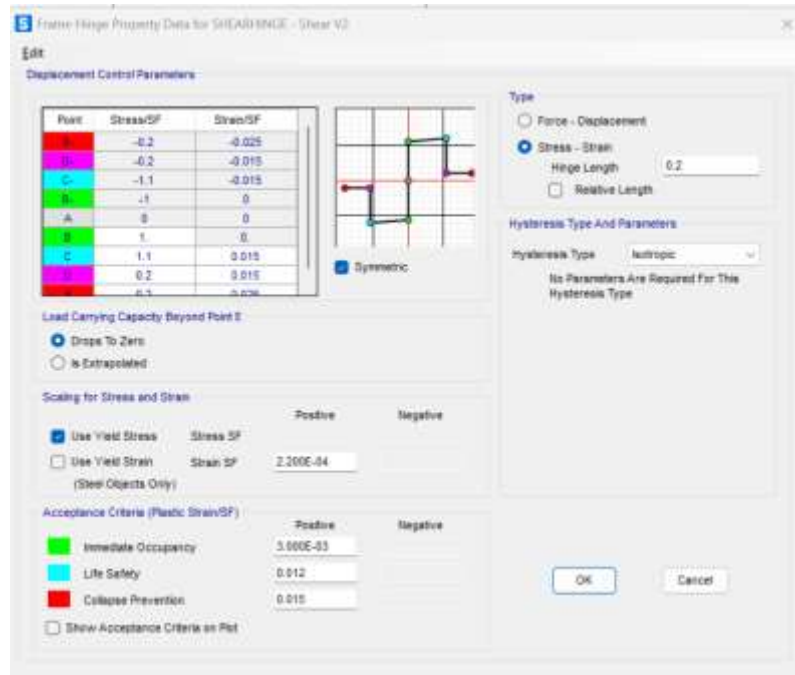
Figura A6*Selección tipo de rótula*

A.4.2. Rótulas por cortante. Será necesario colocar rótulas plásticas por cortante en los nodos 1-2 y 4-5; debido a que las fuerzas cortantes serán mayores a medida que se acercan a los apoyos. Este tipo de rótula no se encuentra por defecto en el SAP2000, por lo que se tiene que crear una propiedad de rótula siguiendo los siguientes comandos: Define > Section Properties > Hinge Properties, como se muestra en la figura A7.

Figura A7*Definición de rótula plástica - Cortante*

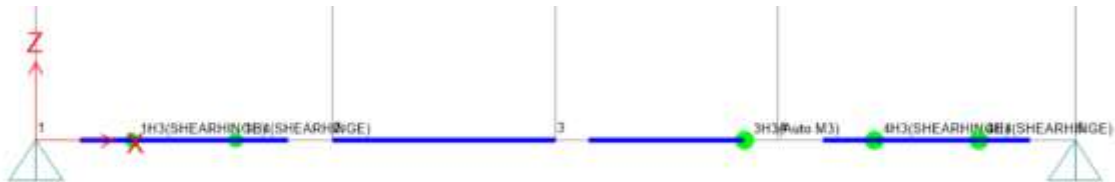
Luego se crea la rótula con el nombre *SHEARHINGE* y se usan los valores por defecto como lo muestra la figura A8.

Figura A8
Parámetros de rótula plástica - Cortante



Finalmente, la viga se muestra de la siguiente manera como lo que se observa en la figura A9; con todas las rótulas plásticas localizadas en las zonas descritas en los puntos anteriores.

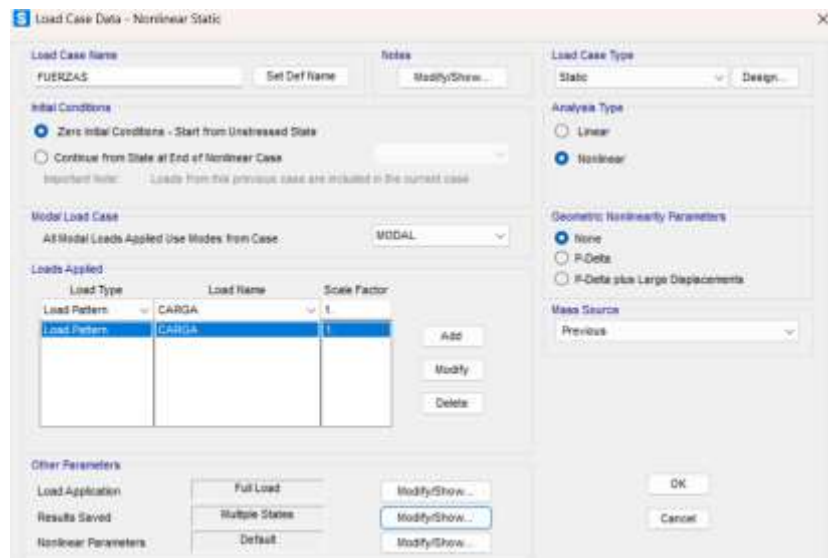
Figura A9
Rótulas aplicadas en viga



A.5. Definición de casos de carga

Para asegurar que el modelamiento tenga en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales, se establece como tipo de análisis, *Nonlinear*, tal como se muestra en la figura A10.

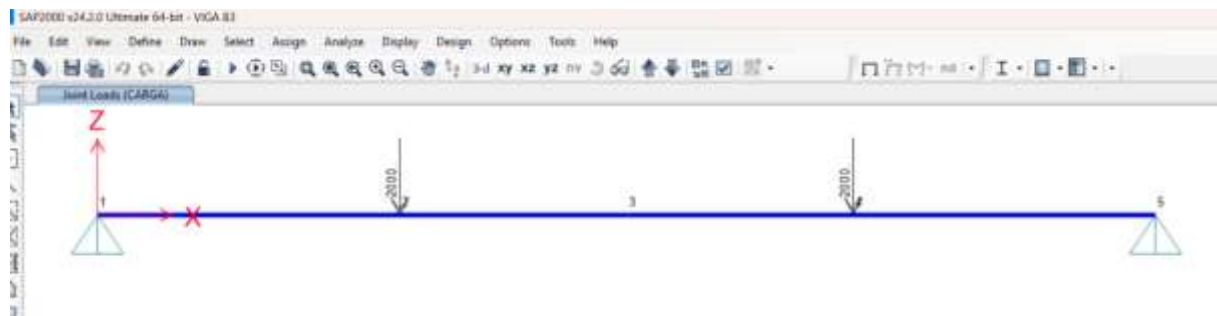
Figura A10
Casos de carga - Nonlinear



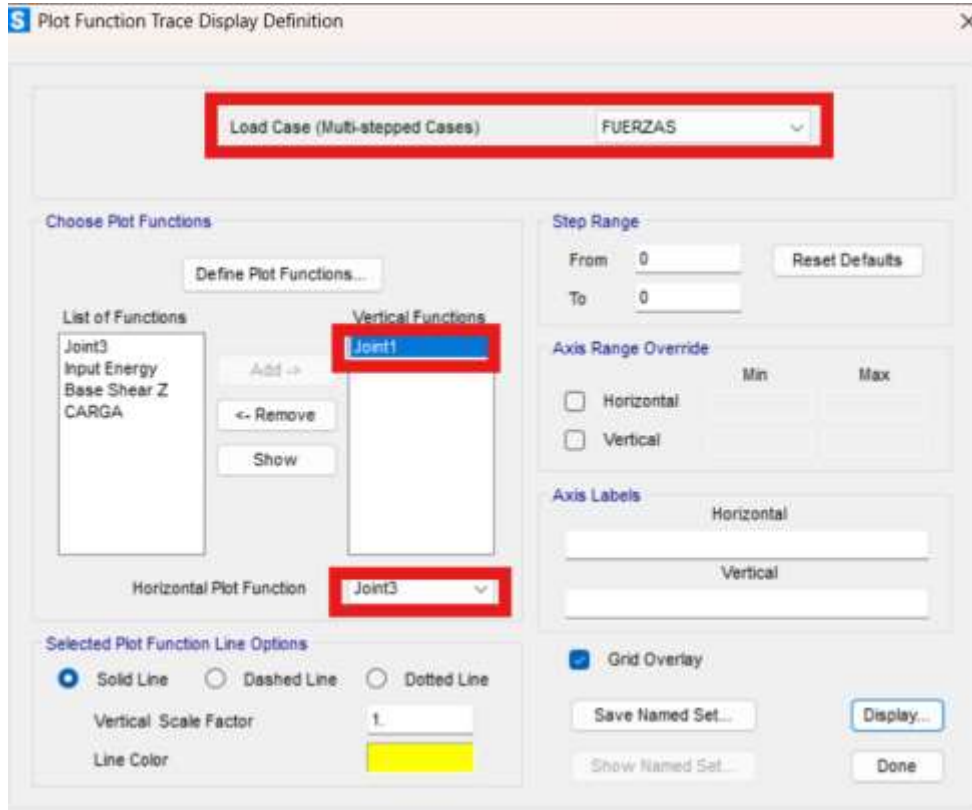
A.6. Asignación de cargas y corrida del modelo

Se aplican fuerzas puntuales en los nodos 2 y 4, dicha fuerza tiene que ser lo suficientemente grande para asegurar que la viga fallará; teniendo como dato el valor máximo de carga en el ensayo físico, para el modelo del SAP2000 se aplicarán 2 000 kN en cada nodo, como se muestra en la figura A11.

Figura A11
Viga definida y cargada



Luego de correr el modelo, se ingresa al menú *Display > Show Plot Function*, se abrirá un cuadro de opciones como el mostrado en la figura A12. Aquí se selecciona el caso de carga establecido en el punto A.5 que tiene como nombre *Fuerzas*, se selecciona la función vertical a la reacción vertical en el nodo 1, y como función horizontal el desplazamiento vertical del nodo 3.

Figura A12*Ploteo de resultados*

Finalmente, los resultados se muestran en una gráfica como la que se muestra en la figura A13.

Figura A13*Gráfico de deflexión vs Carga aplicada – Viga B3*