



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS DE CONCRETO

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE TÚNELES CON DOVELAS PREFABRICADAS
EN SUELO BLANDO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ARTURO GALVÁN CHÁVEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

COMITÉ TUTOR
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
DR. ROBERTO MELI PIRALLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
DR. JUAN JOSÉ PEREZ GAVILÁN ESCALANTE, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

MÉXICO, D. F. OCTUBRE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

Secretario: DR. ROBERTO MELI PIRALLA

Vocal: DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN

1er. Suplente: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

2do. Suplente: DR. JUAN JOSÉ PEREZ GAVILÁN ESCALANTE

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN

FIRMA

DEDICATORIA

A DIOS POR ESTAR SIEMPRE CONMIGO

A MIS QUERIDOS PADRES

ING. ARMANDO GALVÁN LEONARDO Y SRA. MARÍA ELENA CHÁVEZ RUIZ

GRACIAS POR EL AMOR BRINDADO DURANTE TANTOS AÑOS. SU EJEMPLO SIEMPRE ME HA IMPULSADO A SER MEJOR. USTEDES SIEMPRE HAN SIDO MI GUÍA.

A JATZIRI YUNUÉN MORENO MARTÍNEZ

SIMPLEMENTE, GRACIAS POR TODO. SIN TI, ESTO NO HUBIERA SIDO POSIBLE. GRACIAS POR ESTAR SIEMPRE A MI LADO.

A MIS HERMANOS

MARÍA ELENA, SERGIO ARMANDO, ARMANDO Y ARISTEO

GRACIAS POR SUS CONSEJOS Y POR ESTAR SIEMPRE CONMIGO.

A MIS SOBRINAS Y PRIMO

ANA CAROLINA, MARÍA FERNANDA Y HÉCTOR

GRACIAS POR SU CARÍÑO Y CONFIANZA.

A LA FAMILIA MORENO MARTÍNEZ

EN ESPECIAL AL ING. BONIFACIO MORENO AGUIRRE Y A LA SRA. ANGELINA MARTÍNEZ ORTUÑO. ASÍ COMO A SUS HIJOS VIRIDIANA Y TONATIUH. A OTONIEL Y A OTONIEL PALACIOS HERNÁNDEZ

A TODOS MIS FAMILIARES Y AMIGOS

“DEDICADO A LA MEMORIA DE MI PADRE, EL MEJOR HOMBRE QUE HE CONOCIDO”

AGRADECIMIENTOS

A MI TUTOR EL DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN POR SUS VASTOS CONOCIMIENTOS Y ESPÍRITU EMPRENDEDOR; QUE MOTIVARON EN MÍ LA DEDICACIÓN Y CULMINACIÓN DE LA TESIS.

AL DR. ROBERTO MELI PIRALLA Y AL ING. ROBERTO SÁNCHEZ POR SUS VALIOSOS CONOCIMIENTOS APORTADOS, ESPECIALMENTE DURANTE LA ETAPA EXPERIMENTAL DEL TRABAJO.

A MI COMITÉ TUTORAL: EL DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, EL DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD Y EL DR. JUAN JOSÉ PEREZ GAVILÁN ESCALANTE, POR SUS APORTACIONES Y COMENTARIOS.

AL CONSEJO NACIONAL DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA (CONACYT) POR LA BECA OTORGADA PARA MIS ESTUDIOS DE DOCTORADO.

A COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA (CONAGUA). POR EL FINANCIAMIENTO OTORGADO.

AL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM. EL LUGAR DONDE FUE POSIBLE LA REALIZACIÓN DE ESTE TRABAJO.

A MIS AMIGOS DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA: ANTONIO, ANDRÉS, BERNARDO, BRIANDA, CARLOS, DAVID, JOSÉ FRANCISCO, JOSÉ LUIS, JULIO, LUCIANO, LAURA, LUIS, LUIS ALBERTO, MARCOS, MIGUEL, OTONIEL, ODAIR, POLICARPO Y YASSER.

AL PERSONAL DEL LABORATORIO DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.

ÍNDICE

RESUMEN	8
ABSTRACT	9
INTRODUCCIÓN	10
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	12
ALCANCES Y OBJETIVOS	12
CAPÍTULO 1	
ESTADO DEL ARTE	13
1.1 PARTES QUE CONSTITUYEN EL REVESTIMIENTO DE UN TÚNEL DOVELADO	13
1.1.1 Revestimiento primario (dovelas de concreto).....	13
1.1.2 Juntas entre dovelas	15
1.1.3 Juntas entre anillos	15
1.1.4 Interacción entre anillos.....	16
1.1.5 Revestimiento secundario.....	16
1.2 MÉTODO DEL ESCUDO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES DOVELADOS	16
1.3 COMPORTAMIENTO TEÓRICO	18
1.3.1 Juntas planas entre dovelas sin conectores.....	18
1.3.1.1 Relación momento-rotación propuesta por Janssen	18
1.3.1.2 Relación momento-rotación propuesta por Gladwell	19
1.3.2 Juntas entre anillos	20
1.3.3 Anillos de dovelas.....	20
1.3.3.1 Anillos continuos	20
1.3.3.2 Anillos con rigidez reducida.....	20
1.3.3.3 Anillos que consideran la rigidez de las juntas	21
1.3.3.4 Modelos complejos de anillos.....	21
1.4 COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL.....	22
1.4.1 Juntas planas entre dovelas.....	22
1.4.2 Juntas entre anillos	26
1.4.2.1 Plástico (“Kaubit”) como material de empaque.....	27
1.4.2.2 Madera contrachapada (“Plywood”) como material de empaque.....	28
1.4.3 Anillos de dovelas.....	29
CAPÍTULO 2	
RESULTADOS NUMÉRICOS Y EXPERIMENTALES DE JUNTAS ENTRE DOVELAS DE ANILLOS DE TÚNEL	34

2.1	DESCRIPCIÓN DE LAS DOVELAS Y JUNTAS TÍPICAS DE UN TÚNEL DOVELADO	34
2.2	DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE LABORATORIO.....	34
	2.2.1 <i>Especímenes de la etapa A</i>	36
	2.2.2 <i>Especímenes de la etapa B</i>	39
2.3	DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN	42
2.4	RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO	44
2.5	COMPARACIÓN DE LAS CURVAS EXPERIMENTALES MOMENTO-ROTACIÓN CON UNA RELACIÓN TEÓRICA PROPUESTA.....	46
2.6	MODELOS NUMÉRICOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO.....	49
	2.6.1 <i>Descripción de los modelos numéricos</i>	49
	2.6.2 <i>Resultados de los modelos numéricos</i>	51
	2.6.2.1 <i>Modelos elásticos empleando elementos sólidos 2D</i>	51
	2.6.2.2 <i>Modelos inelásticos empleando elementos sólidos 3D</i>	53
2.7	COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES CON LOS RESULTADOS NUMÉRICOS.....	55
2.8	COMENTARIOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LAS JUNTAS ENTRE DOVELAS.....	56

CAPÍTULO 3

VALIDACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS DE ANILLOS DE TÚNEL	58
3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS.....	58
3.2 MODELOS NUMÉRICOS DE ANILLOS AISLADOS	59
3.2.1 <i>Resultados numéricos del anillo central</i>	61
3.2.1.1 <i>Comparación con el primer experimento</i>	61
3.2.1.2 <i>Comparación con el segundo experimento</i>	62
3.2.2 <i>Conclusiones de los resultados numéricos del anillo central</i>	62
3.2.3 <i>Resultados numéricos del anillo inferior</i>	64
3.2.4 <i>Resultados numéricos del anillo superior</i>	66
3.2.5 <i>Configuración deformada de los anillos</i>	68
3.3 MODELOS NUMÉRICOS QUE CONSIDERAN LA INTERACCIÓN ENTRE ANILLOS	70
3.3.1 <i>Modelo numérico que considera una “pobre” interacción entre anillos</i>	71
3.3.2 <i>Modelo numérico que considera una “fuerte” interacción entre anillos</i>	78
3.3.3 <i>Conclusiones de los resultados numéricos</i>	85

CAPÍTULO 4

EVALUACIÓN DEL EFECTO DE LA CARGA AXIAL EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE TÚNELES DOVELADOS TÍPICOS.....	87
4.1 TÚNEL DOVELADO TÍPICO CONSTRUIDO EN EUROPA	88

4.2	TÚNEL DOVELADO TÍPICO CONSTRUIDO EN MÉXICO.....	94
4.3	COMENTARIOS FINALES DE LOS MODELOS NUMÉRICOS.....	106
	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES.....	107
	REFERENCIAS.....	111

RESUMEN

Este trabajo se enfoca en el uso de análisis no-lineales mediante el Método de Elemento Finito (MEF) para predecir el comportamiento estructural de túneles con dovelas prefabricadas construidos en suelo blando. Dichos análisis se validaron con resultados experimentales. Debido a la problemática en la construcción de este tipo de estructuras en nuestro país, dada por el tipo de suelo encontrado; el estudio se limitó a túneles construidos en suelo blando, los cuales al no ser autosoportantes requieren además de la excavación, la colocación de dovelas prefabricadas que forman anillos de concreto que sirven como ademe temporal o definitivo del túnel.

Una de las principales características de los túneles dovelados es que no se pueden considerar como un anillo continuo, debido a la existencia de juntas, tanto entre dovelas como entre anillos; dadas por su proceso constructivo. Dichas juntas afectan las fuerzas internas y los desplazamientos en los anillos de dovelas. Por lo que, para esta investigación, primeramente se localizaron los parámetros que rigen el comportamiento global del túnel, y se encontró que éste depende en gran medida del comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas. Razón por la cual se llevó a cabo una serie de pruebas de laboratorio a escala de juntas planas entre dovelas de un túnel típico construido en la ciudad de México. De estas pruebas se determinó el comportamiento momento-rotación de las juntas, el cual fue comparado con una relación teórica propuesta, así como con resultados de modelos numéricos desarrollados. En dichos modelos, las juntas fueron modeladas mediante elementos de contacto, los cuales permiten tener modelos de elemento finito discontinuos.

Posteriormente se desarrollaron simulaciones numéricas no-lineales de anillos dovelados, considerando la modelación de las juntas mediante elementos de contacto y el acero de refuerzo por medio de una relación de volúmenes (acero disperso). Estos resultados fueron comparados con resultados experimentales obtenidos de la literatura. Se realizaron modelos numéricos de anillos aislados y de anillos acoplados. Se determinó que el acoplamiento entre anillos dado por el proceso constructivo del túnel (nivel de carga axial inducido por la máquina tuneladora al revestimiento), modifica el comportamiento estructural del mismo, incrementando su capacidad estructural. Asimismo, este acoplamiento afecta el mecanismo de falla, el cual puede ser debido a deformaciones excesivas dadas por el comportamiento mecánico de las juntas o por daño en las dovelas (agrietamiento excesivo), generado por las fuerzas internas desarrolladas en el revestimiento.

Finalmente, se realizaron simulaciones numéricas considerando la geometría de un túnel típico construido en la ciudad de México, en las cuales se utilizaron diferentes niveles de carga axial y diferentes orientaciones de las juntas entre dovelas. Se concluyó que para obtener una mejor predicción del comportamiento estructural de un túnel dovelado es necesario, además de considerar el efecto del acoplamiento entre anillos dado por la carga axial, tomar en cuenta la orientación de las juntas entre dovelas, la cual puede llegar a crear planos débiles (juntas continuas) modificando el comportamiento estructural del túnel. De esta manera, la predicción de su comportamiento ayudará al diseño y a la evaluación estructural de estas construcciones. Con lo cual se podrán evitar y/o disminuir los diferentes tipos de falla presentes en ellas.

ABSTRACT

This work focuses on the use of nonlinear analyses by using the Finite Element Method (FEM) to predict the structural behavior of precast segment tunnels built in soft soil. These analyses were validated with experimental tests. Due to the problematic in the construction of this kind of structures in our country, given by the type of soil, the study was limited to tunnels built in soft soil, which ones not being self-supporting require, in addition to excavation, the setting of precast segments to form concrete rings that serve as temporary or permanent support of tunnel.

One of the main features of the segmental tunnels is that these cannot be considered as a continuous ring, due to the existence of segment and ring joints, given by its constructive process. These joints affect the internal forces and displacements in the segmental rings. In this way, for this research, firstly the parameters those govern the global behavior of the tunnel were located, obtaining that it depends fundamentally of the mechanical behavior of segment joints. Therefore, experimental tests in scaled down models of the segment planar joints of a typical tunnel built in Mexico City were performed. Of these tests the moment-rotation behavior of the joints was determined, which one was compared with a proposed theoretical relation and with results of performed numerical models. In these models, the joints were modeled by using contact elements, in this way discontinuous finite element models were obtained.

Later, nonlinear numerical simulations of segmental rings were performed, by considering contact elements for modeling the joints and the reinforcement by using a volume ratio (smeared reinforcement). These results were compared with experimental results obtained of literature. Numerical models of single and coupled rings were performed. It was concluded that the coupling between rings given by its constructive process (axial load level induced to the lining by means of the Tunnel Boring Machine) modifies the structural behavior of the tunnel, increasing its structural capacity. As well as, this coupling affects the failure mechanism, which one can be due to excessive deformations given by the mechanical behavior of the joints or for damage in the segments (excessive cracking), produced by the internal forces developed in the lining.

Finally, numerical simulations by considering the geometry of a typical tunnel built in Mexico City were performed, in these analyses different axial load levels and different orientations of segment joints were used. It was concluded to obtain a better prediction of the structural behavior of a segmental tunnel is necessary, also to consider the effect of the coupling between rings, given by the axial load; to take into account the orientation of the segment joints, which one can make weak planes (continuous joints) modifying the structural behavior of the tunnel. In this way, the prediction of their behavior will assist at the designing and the structural assessment of these constructions. Thus the different types of failure could be avoided and/or decreased.

INTRODUCCIÓN

Uno de los métodos más usados, en los últimos años, en la construcción de túneles es el del escudo o máquina tuneladora. Esta técnica permite ir excavando el túnel, mientras se coloca un revestimiento primario el cual está formado por dovelas prefabricadas. Estas dovelas son, generalmente, de concreto reforzado y se colocan gracias a una máquina perforadora que también se encarga de la excavación del túnel. En dicha máquina, un elevador levanta las dovelas por succión, que posteriormente son llevadas al montador, el cual a medida que avanza la tuneladora va colocando las dovelas formando así los anillos. Entre dovela y dovela se localizan juntas, así como entre anillo y anillo.

Por lo general, las dovelas prefabricadas se construyen lo más largas que sea posible, teniendo así un mínimo de dovelas por anillo, lo que hace que el trabajo de la tuneladora sea más ágil. La Figura 1 muestra un esquema de las partes básicas de una sección de túnel formado con dovelas.

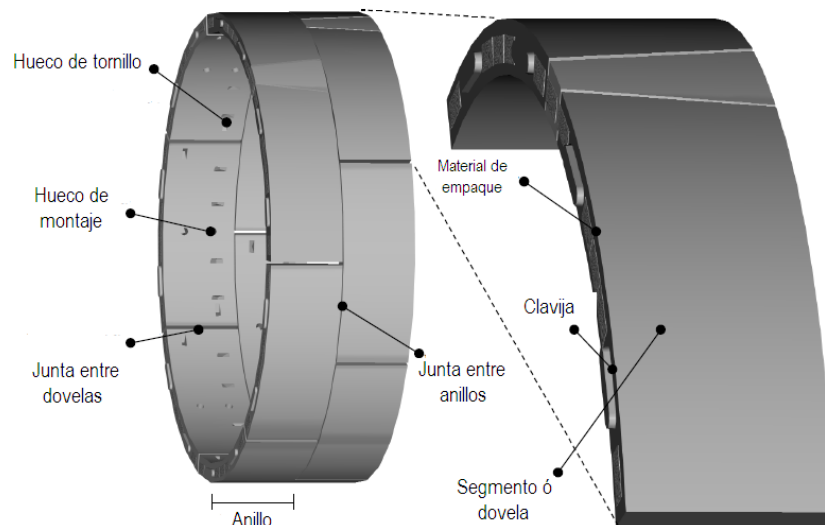


Figura 1. Esquema de las partes básicas de un anillo dovelado obtenido de Blom (2002)

Una de las características principales de los túneles dovelados es que no se pueden considerar como un anillo continuo, debido a la existencia de las juntas. Por lo que es necesario tomar en cuenta la influencia de las juntas en el cálculo de las fuerzas internas y los desplazamientos en el anillo. De este modo, de acuerdo con Hefny et al. (2004), en el diseño estructural de túneles es de especial interés el estudio de los factores que inducen los esfuerzos en el túnel y que pueden causar la falla del mismo. Entre estos, podemos mencionar:

- El comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas;
- El número de juntas y su posición relativa con respecto a las cargas;
- La relación entre las cargas horizontales y verticales que actúan sobre el túnel.

Asimismo, diversos autores como son Blom (2003), BTS (2004), Hefny et al. (2004), Lee y Ge (2001), Lee et al. (2001), Xiaochun et al. (2006) han estudiado el comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas. De estos estudios se resume que:

- Conforme aumenta el número de juntas en un anillo, el momento flexionante y las fuerzas actuantes en las dovelas decrecen;
- Existe un número “crítico” de juntas, después del cual, si se sigue aumentando el número de juntas, no existe una disminución significativa del momento flexionante;
- La orientación de las juntas es un factor determinante en el nivel de esfuerzos presente en el anillo;
- La rigidez a rotación de la junta depende de las cargas actuantes en ella; la rigidez disminuye cuando se incrementa el momento flexionante y se incrementa al aumentar las fuerzas axiales;
- Para el caso de juntas con pernos, la rigidez a rotación de la junta se incrementa cuando hay un incremento en el presfuerzo aplicado a los pernos;
- El momento máximo resistente positivo es mayor que el negativo, para el caso de juntas con pernos excéntricos. En algunos casos, esta diferencia puede ser de hasta seis veces;
- El comportamiento mecánico de la junta no sólo depende de su geometría y del material de las dovelas, sino que también depende de las cargas aplicadas y del tipo de conexión usada: con pernos o sin ellos, con juntas de contacto, etc.

Además del revestimiento de dovelas, en forma general, los túneles dovelados típicos pueden presentar un revestimiento secundario, siendo el revestimiento primario a base de dovelas y el secundario a base de concreto colado en sitio (con cimbra o lanzado). Este revestimiento secundario está diseñado para resistir los efectos a largo plazo a los que estará expuesto el túnel como la consolidación del suelo.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los túneles dovelados, en general presentan distintos tipos de falla, como son: agrietamiento excesivo de las dovelas, grandes rotaciones en las juntas entre dovelas, deformaciones de ovalamiento debidas a las presiones de tierra y agua, etc. Lo cual ocurre, tanto en túneles que únicamente cuentan con el revestimiento de dovelas, como en túneles con revestimiento secundario, presentándose generalmente durante su etapa constructiva (efectos a corto plazo). Dichos tipos de falla también se deben a la falta de conocimiento en el comportamiento del túnel, por lo que es necesario conocer “previamente” el correcto comportamiento estructural de los anillos de dovelas que conforman el revestimiento primario, el cual se ve claramente afectado por el comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas y de las juntas entre anillos. Por otro lado, el efecto de la carga axial (carga en dirección al eje longitudinal del túnel) inducida por los cilindros de empuje de la tuneladora es en general despreciado, el cual modifica el comportamiento estructural del túnel y por lo tanto su capacidad de carga.

ALCANCES Y OBJETIVOS

El objetivo central de este trabajo de investigación es predecir el comportamiento estructural de túneles construidos con dovelas prefabricadas en suelo blando, mediante el uso de análisis no-lineales utilizando el Método de Elemento Finito (MEF). Dichos análisis se validaron con resultados experimentales. El estudio se limitó a túneles construidos en suelo blando ya que estos son construidos en nuestro país exhibiendo una problemática en su construcción, debida a que el suelo no es autosoportante, por lo que su método constructivo requiere además de la excavación, la colocación de dovelas prefabricadas que forman anillos de concreto que sirven como soporte inicial o definitivo del túnel. Los modelos realizados para este trabajo toman como base geometrías de túneles dovelados típicos.

Como objetivos particulares se tiene:

- Determinar el efecto que tienen las juntas entre dovelas, para lo cual se realizaron pruebas de laboratorio y modelaciones numéricas;
- Determinar el efecto que tienen las juntas entre anillos, por medio de simulaciones numéricas de anillos completos;
- Evaluar el comportamiento a corto plazo de los túneles dovelados;
- Evaluar el efecto de la carga axial (dada por el proceso constructivo del túnel) en el comportamiento estructural de túneles dovelados típicos.

CAPÍTULO 1

ESTADO DEL ARTE

1.1. PARTES QUE CONSTITUYEN EL REVESTIMIENTO DE UN TÚNEL DOVELADO

Los túneles dovelados típicos pueden presentar uno o dos revestimientos (primario y secundario), siendo el revestimiento primario a base de dovelas prefabricadas y el secundario a base de concreto colado en sitio (con cimbra o lanzado). Entre dovela y dovela se localizan juntas, así como entre anillo y anillo, las cuales deben considerarse en el análisis y diseño de este tipo de estructuras.

1.1.1 Revestimiento primario (dovelas de concreto)

Por lo general, el revestimiento primario se construye con dovelas prefabricadas de concreto reforzado. De acuerdo con Lutikholt (2007), algunos factores que determinan las dimensiones de estas dovelas son el espacio disponible para transportarlas y colocarlas, así como la extensión máxima disponible de los gatos hidráulicos de la tuneladora. La Figura 2a muestra la manera en que se almacenan las dovelas de concreto, mientras que en la Figura 2b se observa la colocación de los anillos de dovelas de manera traslapada para evitar una zona débil.

Las dovelas están diseñadas con tornillos en las juntas transversales (juntas entre anillos) y también en las juntas longitudinales (juntas entre dovelas). Los tornillos se dimensionan para la fuerza de reacción máxima de la junta de sellado elastomérica. La Figura 2c muestra un esquema de conexiones atornilladas. El objetivo de los tornillos, además de mantener unido el anillo hasta que el suelo haga presión sobre él, es asegurar de forma provisional la compresión de la banda de sellado durante las fases de montaje del anillo. Durante el montaje de anillos, al ir retrayendo secuencialmente los cilindros de empuje, la banda de estanqueidad podría perder parte de su compresión, con el consecuente riesgo de pérdida de estanqueidad. Los tornillos, mediante el par de apriete adecuado, garantizan la compresión de la banda.

Cuando la tuneladora está suficientemente alejada, de manera que los efectos de la retracción de los cilindros de empuje ya no son apreciables sobre las dovelas, sería posible,

en el caso de que se utilicen juntas planas sin conectores mecánicos, retirar los tornillos y reutilizarlos. Cabe hacer notar que, los tornillos se diseñan para trabajar de forma provisional y no tienen una función estructural, para el acoplamiento entre anillos. Esto se debe a que los anillos de dovelas no trabajan de manera independiente, sino que existe una interacción o acoplamiento entre anillos contiguos. Este acoplamiento existe por el mismo rozamiento entre las superficies de las juntas transversales de los anillos, de acuerdo con COMISSA (2009).

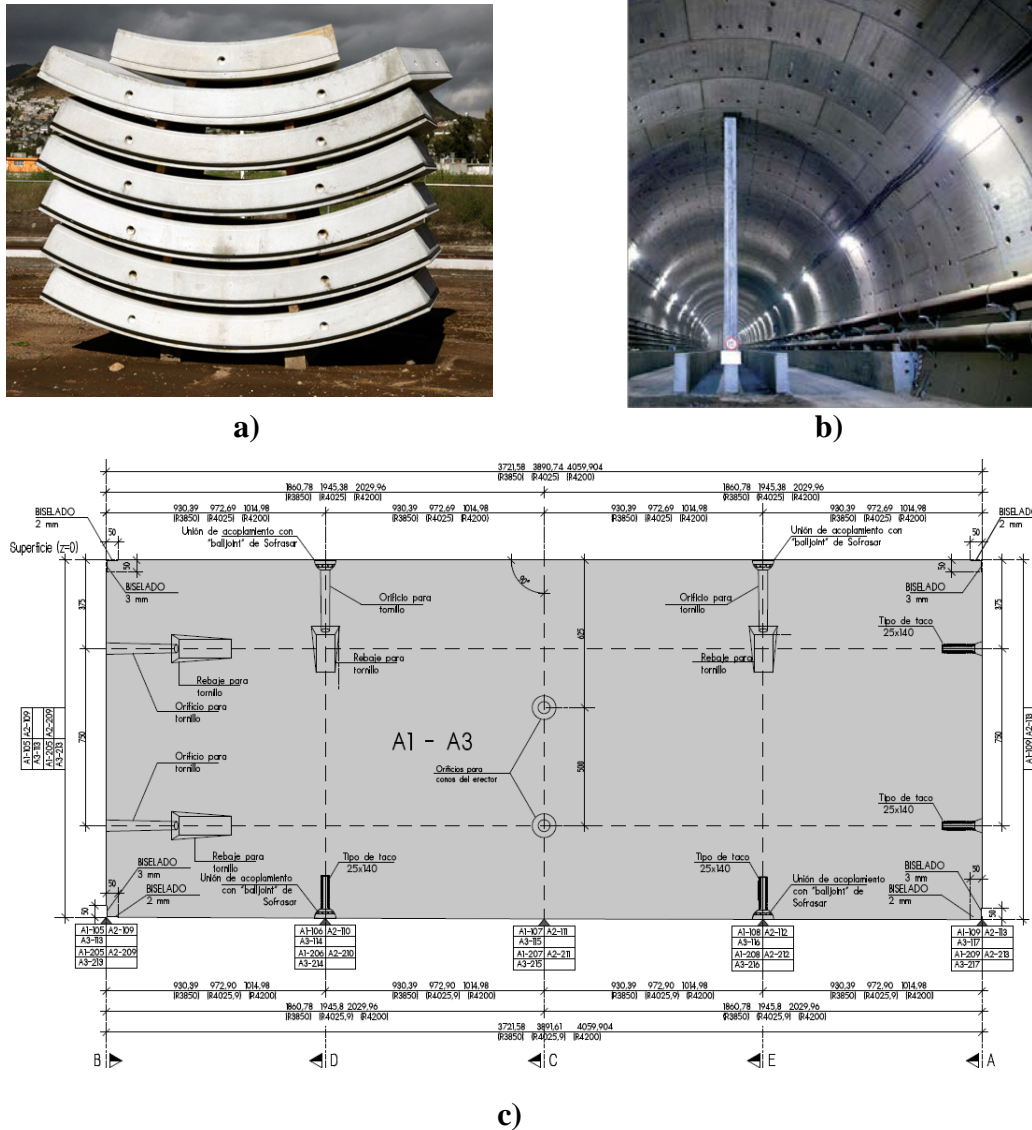


Figura 2. Revestimiento primario: a) almacenaje de dovelas de concreto; b) colocación de anillos de dovelas de forma traslapada; c) vista en planta de la cara interior de una dovela típica con la posición de rebajes y orificios para tornillos, obtenida de COMISSA (2009)

1.1.2 Juntas entre dovelas

Actualmente, las juntas principalmente utilizadas en la práctica son las juntas planas con conectores y sin conectores (Figura 3). En este tipo de juntas, cuando se presenta una rotación, un momento inducido por las fuerzas normales actuantes sobre el anillo tenderá a cerrar la junta. Esto significa que la junta plana es capaz de transferir momentos flexionantes. Sin embargo, cuando se presentan grandes rotaciones en los extremos de las juntas se concentran esfuerzos de compresión lo que puede llevar al aplastamiento del concreto.

Además de las juntas planas, existen las juntas convexas, las cuales prácticamente ya no se utilizan. Debido a su geometría (área de contacto curva) no existe transmisión de momentos, por lo que, de acuerdo con Lutikholt (2007); la junta actúa como una articulación. Por otro lado, anteriormente eran utilizadas las juntas con conexiones mecánicas, las cuales además de colocarse en la unión entre dovelas de un mismo anillo, se colocaban en la unión de anillos consecutivos, utilizando tornillos de fijación, tal como lo muestra la Figura 3d. Debido a la presencia de los tornillos de fijación, la junta era capaz de resistir tensiones.

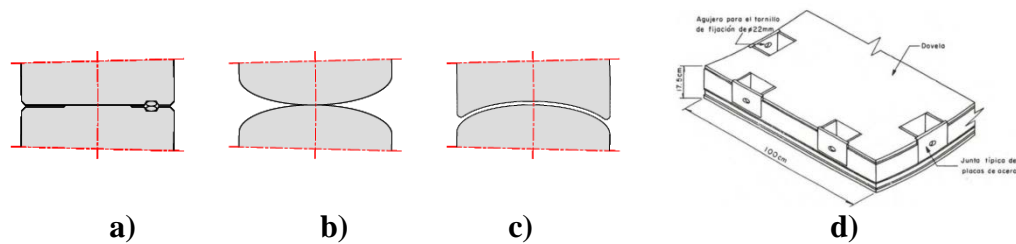


Figura 3. Juntas tipo: a) junta plana; b) junta convexa; c) junta convexa obtenida de Lutikholt (2007); d) conexión mecánica obtenida de Rodríguez y Salmón (1987)

1.1.3 Juntas entre anillos

Las juntas entre anillos se localizan entre dovelas de dos anillos consecutivos y en estas juntas se pueden desarrollar rotaciones y traslaciones. En ocasiones se coloca entre las dos superficies de contacto un material de empaque (Figura 4) el cual sirve para tener esfuerzos uniformes en la junta. Además de esto, en ocasiones las dovelas cuentan con un sistema de machimbrado. Este sistema puede funcionar únicamente para facilitar el montaje de los anillos, y/o para prevenir grandes desplazamientos entre anillos.



Figura 4. Dodelas prefabricadas, con material de empaque en sus juntas entre anillos Lutikholt (2007): a) plástico (“Kaubit”); b) madera contra chapada (“Plywood”)

1.1.4 Interacción entre anillos

Debido al proceso constructivo del túnel, utilizando el método del escudo (sección 1.2), la máquina tuneladora induce una carga a lo largo del eje del túnel (carga axial), la cual provoca una interacción entre anillos, por medio de las juntas entre anillos (Figura 5). Esta interacción produce un acoplamiento entre anillos, por lo que estos trabajan de manera conjunta, modificando el comportamiento estructural del revestimiento.

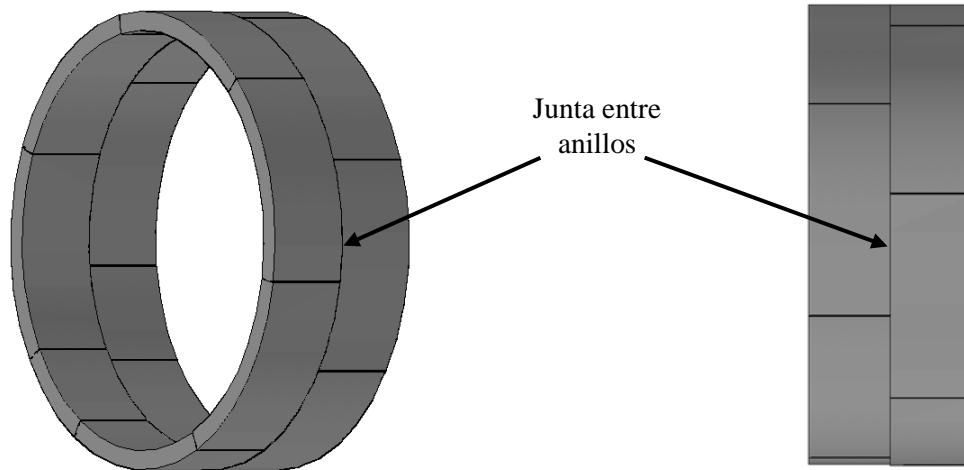


Figura 5. Interacción entre anillos: a) vista isométrica; b) vista lateral

1.1.5 Revestimiento secundario

En algunas ocasiones, posterior al revestimiento primario, se coloca un soporte o revestimiento secundario a base de concreto colado in situ (con cimbra o lanzado; Figura 6). Este revestimiento se diseña para las cargas producidas por los efectos a largo plazo como es la consolidación del suelo.

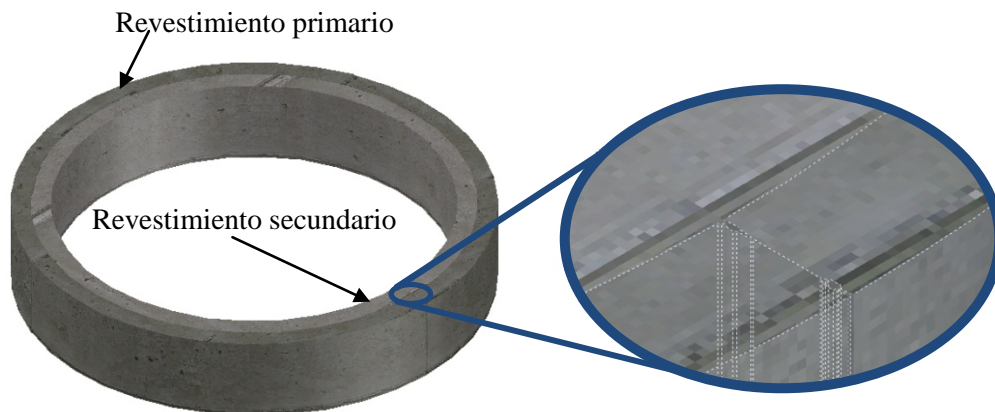


Figura 6. Revestimiento definitivo (primario y secundario)

1.2 MÉTODO DEL ESCUDO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES DOVELADOS

En los últimos años ha sido muy utilizado el método de escudo en la construcción de túneles en suelo blando. Mediante esta técnica de excavación se evita la desestabilización

del suelo y la penetración de agua durante su construcción. Para que el túnel sea capaz de permanecer estable en este tipo de terreno, se coloca un revestimiento, formado generalmente por dovelas prefabricadas de concreto reforzado, las cuales se construyen mediante técnicas especiales para garantizar un buen control de calidad del producto terminado.

Para llevar a cabo la construcción del túnel, mediante este método, se utiliza una máquina tuneladora, la cual se diseña para cada caso en específico, dependiendo de las condiciones del suelo y de las condiciones de proyecto que se tengan. La tuneladora, también conocida como perforadora, tiene una cabeza de corte (Figura 7a), con la cual se excava el material. Asimismo, con esta misma máquina se colocan las dovelas prefabricadas (Figura 7b), formando así los anillos de concreto.

La tuneladora cuenta con unos cilindros de empuje para su avance, los cuales inducen una carga axial (en dirección al eje longitudinal del túnel) a los anillos de dovelas. De tal manera que existe un acoplamiento entre anillos; por lo que los anillos de dovelas no trabajan de manera independiente (Figura 7c).

Para formar los anillos de concreto, las dovelas se atornillan unas con otras tanto en el sentido circunferencial como en el longitudinal del túnel. También dentro de este proceso constructivo se recurre a rellenar mediante inyecciones de lechada la holgura que existe entre un anillo ya colocado y el terreno.

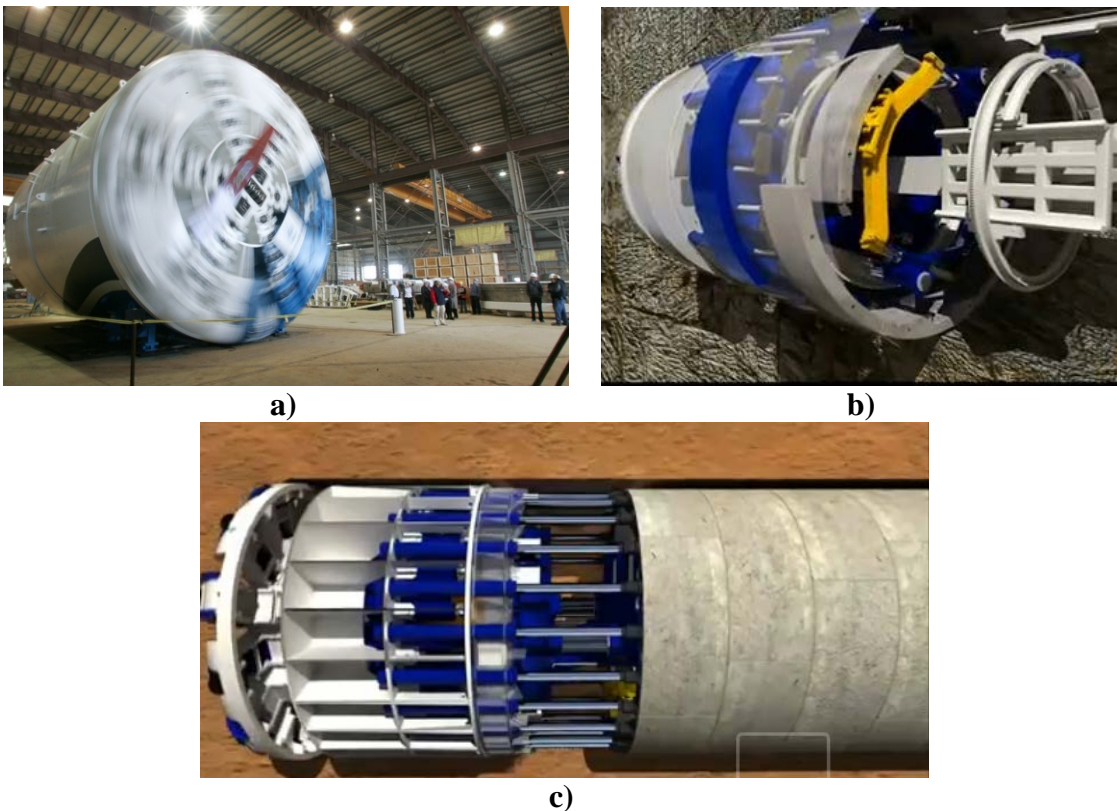


Figura 7. Método del escudo: a) tuneladora; b) colocación de los anillos de concreto; c) avance de la tuneladora con los cilindros de empuje

1.3 COMPORTAMIENTO TEÓRICO

Para evaluar el comportamiento de un túnel dovelado existen diversas hipótesis para cada uno de los elementos que lo componen.

1.3.1 Juntas planas entre dovelas sin conectores

El comportamiento teórico de una junta plana entre dovelas sin conectores está influenciado significativamente por la fuerza normal N presente en la junta, la cual es debida a la presión radial impuesta por el suelo al túnel. Cuando el momento flexionante M es de pequeña magnitud, entonces se tendrá un esfuerzo de compresión en toda la sección transversal de la junta. Esto conlleva a que la junta no se abra y a que el momento flexionante produzca pequeñas rotaciones ϕ . Si el ancho de la junta h (Figura 8a) es igual al de la dovela, entonces no se tendrán curvaturas adicionales. Sin embargo, cuando el ancho de la junta es pequeño, comparado con el ancho de la dovela, entonces la curvatura de la junta producirá grandes rotaciones; aún si no hay una abertura de la misma.

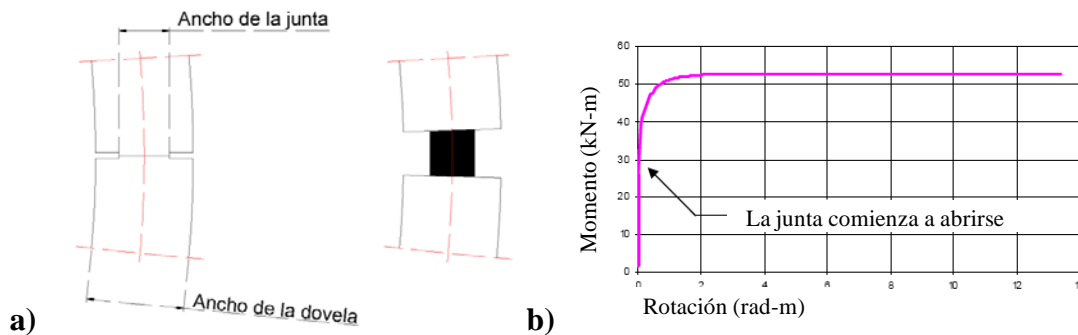


Figura 8. Junta típica plana sin pernos: a) esquema de la junta plana; b) curva momento – rotación obtenida de Luttikholt (2007)

Debido a que la junta no puede transmitir esfuerzos de tensión, conforme se incrementa el momento flexionante llegará un punto en el que en uno de los extremos la presión sea igual a cero. Esto conlleva a que la junta se abra provocando rotaciones adicionales. Teóricamente, este estado se obtiene cuando el momento flexionante M es igual a $M = \frac{1}{2}Nh$. La Figura 8b muestra una curva típica momento – rotación de una junta plana sin pernos. Se observa una parte inicial lineal y una parte no lineal, la cual inicia con la abertura de la junta.

1.3.1.1 Relación momento – rotación propuesta por Janssen

Varios autores han propuesto expresiones para definir una relación bilineal, para juntas no atornilladas, donde el momento resistente está dado por la carga axial actuante en el anillo. Por ejemplo, la ecuación 1 muestra la relación propuesta por Janssen obtenida del trabajo de van der Vliet (2006), quien la obtuvo a partir de una relación lineal de esfuerzos y deformaciones. Asimismo, considera que la junta no es capaz de desarrollar esfuerzos de tensión; además de que considera las dovelas como elementos elástico – lineales. Esta relación está en función de la carga axial N , la geometría de la junta (largo b y ancho h de la junta) y del módulo de elasticidad E .

$$\varphi = \begin{cases} 12 \frac{M}{Ebh^2} & \text{si } M < \frac{1}{6}Nh \\ \frac{8N}{9Ebh\left(\frac{2M}{Nh}-1\right)^2} & \text{si } M \geq \frac{1}{6}Nh \end{cases} \quad (1)$$

1.3.1.2 Relación momento – rotación propuesta por Gladwell

La ecuación 2 muestra la relación propuesta por Gladwell obtenida del trabajo de van der Vliet (2006), quien la propone basándose en la teoría de la elasticidad, para el caso en que la distribución de esfuerzos deja de ser lineal. Al igual que Janssen, propone una rama elástica y una no-lineal. En esta relación, el momento está en función de la carga axial, la geometría de la junta y de las propiedades elásticas del material (módulo de elasticidad E y coeficiente de Poisson ν). Existen tres diferencias principales entre ambas leyes (Figura 9):

- La rigidez inicial obtenida por Gladwell es mayor que la de Janssen;
- De acuerdo con Gladwell, la junta requiere un mayor momento flexionante para que se abra;
- La parte no-lineal propuesta por Gladwell alcanza más rápidamente el momento máximo teórico.

$$\mu = \begin{cases} \frac{\pi}{16(1-\nu^2)} \Phi & \text{si } \Phi \leq \frac{8(1-\nu^2)}{\pi} \\ 1 - \frac{4(1-\nu^2)}{\pi} \frac{1}{\Phi} & \text{si } \Phi > \frac{8(1-\nu^2)}{\pi} \end{cases} \quad (2)$$

donde: $\mu = \frac{M}{1/2Nh}$; $\Phi = \varphi \frac{hbE}{N}$

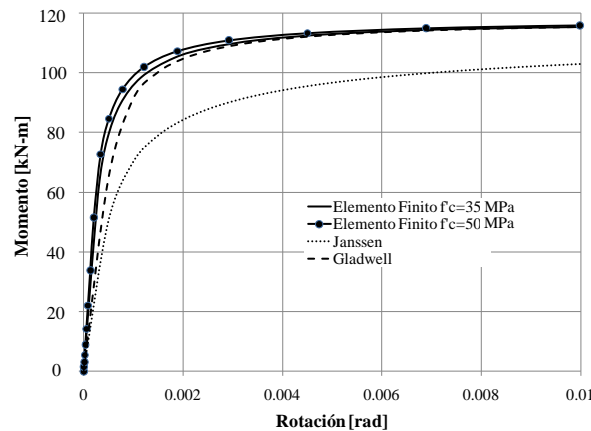


Figura 9. Comparación de la respuesta momento – rotación obtenidas con las relaciones de Janssen y Gladwell y con un modelo de elementos finitos, para una junta típica de acuerdo con Peña (2009)

1.3.2 Juntas entre anillos

El comportamiento teórico de este tipo de juntas se ve claramente afectado por sus superficies de contacto, el cual puede ser entre concreto y concreto, o mediante un material de empaque aplicado en dichas superficies (Figura 4).

En el caso en que el contacto se da entre concreto y concreto, se desarrollará una fuerza cortante que contrarrestará las deformaciones radiales y tangenciales. Implícitamente esto proporciona una resistencia contra las rotaciones en este plano. La fuerza cortante depende de la rugosidad del área de concreto, de la fuerza normal en la junta y del área en la cual se crea el contacto.

Para el caso en que el contacto está dado por medio de un material de empaque, existirán dos planos en los cuales las deformaciones por cortante puedan ocurrir. Dependiendo del tipo material de empaque, se desarrollarán dichas deformaciones por cortante.

El comportamiento a cortante de las superficies de contacto es de gran importancia para la transmisión de los momentos flexionantes a los anillos adyacentes. Ya que cuando se alcanza la capacidad de momento flexionante de una junta entre dovelas, los momentos adicionales pueden ser transmitidos a las dovelas adyacentes, resultando así en una capacidad de carga superior de todo el revestimiento.

1.3.3 Anillos de dovelas

En la literatura, existen diferentes tipos de modelos para determinar el comportamiento de túneles dovelados, que van desde los modelos más simples hasta los más complejos. Algunos modelos simplificados comúnmente usados son presentados en el trabajo de Peña (2010); en ellos, se considera que las dovelas están formadas por secciones que permanecen en el rango elástico – lineal, mientras que lo que se modela en forma simplificada es la influencia de la rigidez y de la resistencia de las juntas. Dichos modelos, son presentados en los siguientes apartados. Asimismo los modelos pueden ser tan complejos que incluyan la no – linealidad del material en las dovelas, así como la no – linealidad de las juntas mediante elementos de interfaz o de contacto como se muestra en el trabajo de Lutikholt (2007).

1.3.3.1 Anillos continuos

En estos modelos, la sección del túnel se considera como un anillo continuo formado de un material elástico – lineal. Es decir, se supone que la rigidez a flexión es uniforme en todo el anillo. No hay discontinuidad de rigidez debido a la existencia de juntas, en pocas palabras, el anillo tiene la misma rigidez en todos sus segmentos (Figura 10a).

1.3.3.2 Anillos con rigidez reducida

En esta clase de modelos, la sección del túnel se considera como un anillo continuo formado de un material elástico – lineal, pero con una rigidez reducida, con el fin de considerar la influencia de las juntas. Esta reducción de rigidez se considera tomando en cuenta un factor de reducción η , en la rigidez a flexión (EI) del revestimiento del túnel

(Figura 10b). De acuerdo con Japanese Society of Civil Engineers (1977), Koyama y Nishimura (1998); se recomienda determinar el factor η , por medio de ensayos experimentales de anillos completos. Si no se tienen datos experimentales, se puede suponer un valor de η entre un rango de 0.6-1.0 para análisis preliminares. Por otro lado, de acuerdo con Uchida (1992), para el diseño del revestimiento del túnel Tokyo Bay Highway se utilizó un anillo monolítico continuo con un factor η igual a 0.8. El valor de η utilizado en dicho proyecto fue posteriormente verificado con pruebas de laboratorio a gran escala. Anteriormente Muir Wood (1975) propuso que para un anillo dovelado con segmentos de igual longitud, el momento de Inercia efectivo I_e se puede expresar como:

$$I_e = I_j + \left(\frac{4}{n}\right)^2 I, \quad I_e \leq I, n > 4 \quad (3)$$

Donde: I_j es el momento de inercia de la junta. $I_j \ll I$.

I es el momento de inercia del revestimiento del túnel.

n es el número de juntas

Esta formulación se obtuvo a partir de considerar que las presiones a las que está sometido el revestimiento tienen una forma elíptica, cuya ecuación es:

$$P = P_v - \frac{P_v - P_h}{2} (1 - \cos 2\phi) \quad (4)$$

Donde: P_v es el valor de la presión a lo largo del eje vertical del túnel.

P_h es el valor de la presión a lo largo del eje horizontal del túnel.

ϕ es el ángulo medido de la dirección vertical alrededor del túnel.

Muir Wood también señaló que la aportación de las juntas no influirá en el comportamiento global del túnel cuando se tengan cuatro o menos de estos elementos.

1.3.3.3 Anillos que consideran la rigidez de las juntas

En estos análisis el anillo toma en cuenta la rigidez de las juntas por medio de resortes rotacionales (Figura 10c), ya sea elásticos o inelásticos; o mediante un material inelástico equivalente.

1.3.3.4 Modelos complejos de anillos

En estos análisis el anillo puede ser considerado mediante elementos sólidos 2D o elementos sólidos 3D, tomando en cuenta la no linealidad del material. Asimismo se puede considerar el acero de refuerzo de manera discreta (mediante elementos barra) o disperso (mediante el uso de una cuantía de acero). Mientras que el efecto de las juntas es considerado con elementos de interfaz o de contacto. La Figura 10d muestra el modelo

numérico de un anillo de dovelas utilizando elementos de contacto en la zona de la junta. En los trabajos realizados por Blom et al. (1999) y Blom et al. (2001) se utilizan este tipo de modelos complejos para predecir el comportamiento estructural del túnel “Green Heart”.

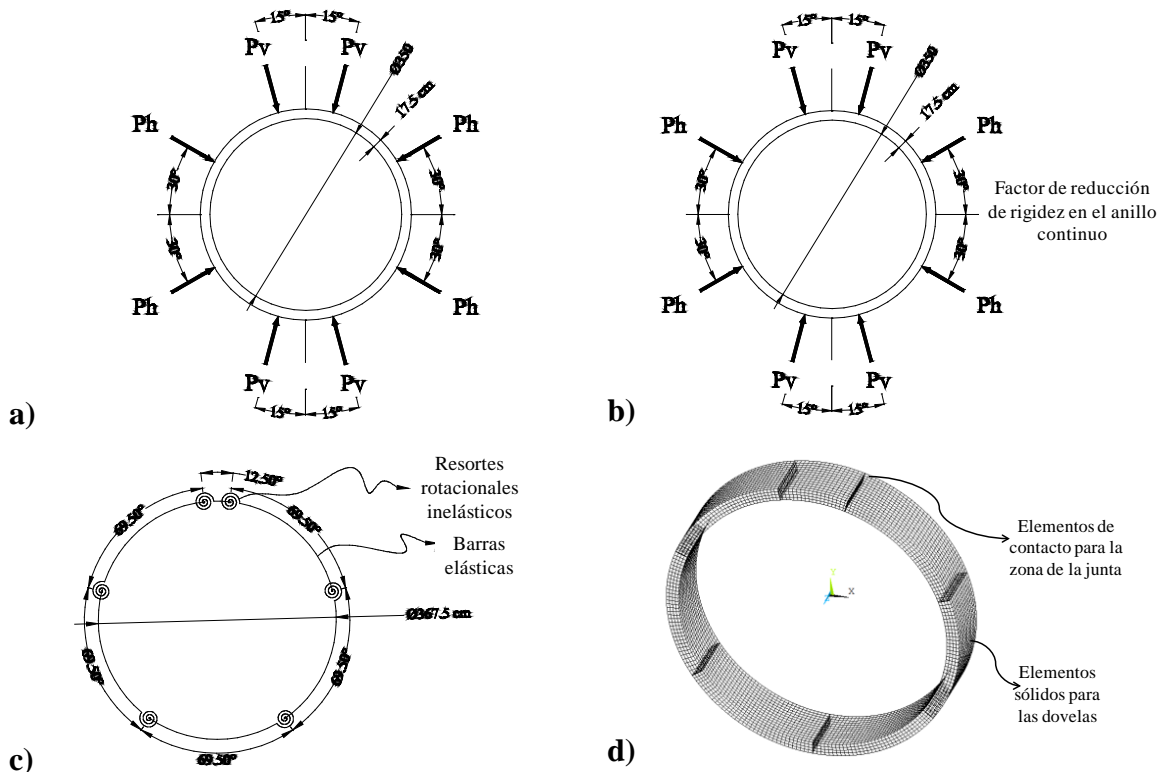


Figura 10. Modelos de análisis de anillos dovelados: a) anillo continuo; b) anillo continuo con rigidez reducida para considerar las juntas; c) anillo que considera la rigidez de las juntas mediante resortes rotacionales; d) modelo complejo

1.4 COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL

Para conocer de mejor manera el comportamiento estructural de un túnel dovelado se han llevado a cabo investigaciones experimentales, las cuales van desde modelos a escala para conocer el comportamiento mecánico de juntas tanto transversales como longitudinales hasta modelos experimentales que involucran varios anillos de dovelas completos. Dichas investigaciones son tratadas en los siguientes apartados.

1.4.1 Juntas planas entre dovelas

A pesar de la importancia que tiene conocer el comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas, son pocos los autores que han realizado pruebas experimentales. Entre estos, podemos destacar los trabajos realizados por: Hordijk y Gijssbers (1996), Schreyer y Winselmann (1998, 2000) y Teachavorasinskun y Chub-Uppakarn (2009).

Por ejemplo Hordijk y Gijbers (1996) presentan los resultados obtenidos de ensayos realizados para predecir el comportamiento del túnel “Second Heineoord”. El objetivo principal de este trabajo fue determinar la relación momento – rotación para diferentes niveles de fuerza normal, para las juntas transversales y longitudinales, así como la influencia de los tornillos. Construyeron especímenes a escala de las dovelas del túnel y las juntas entre ellas. Comparada con la estructura real, realizaron algunas modificaciones, para que los especímenes fueran fácilmente manejables en laboratorio, además de que las dimensiones de las superficies de las juntas fueron elegidas de tal manera que los experimentos reprodujeran el comportamiento de las juntas transversales y longitudinales, al mismo tiempo. Basado en las cargas que podían ocurrir en la realidad variaron la carga axial de 0.2 a 4.4 kN/mm.

Los experimentos fueron realizados en el laboratorio “TNO Building and Construction Research” y los especímenes fueron fabricados por “Beton Son Bv” (Figura 11a). Las pruebas se diseñaron de tal manera que se tuviera una carga axial constante y el momento variable. Se usaron en total cuatro especímenes donde el tornillo y la dirección del momento aplicado fueron las variables (Figura 11b). Adicionalmente a las relaciones momento – rotación y a las relaciones fuerza normal – deformación se obtuvieron también las fuerzas en los tornillos.

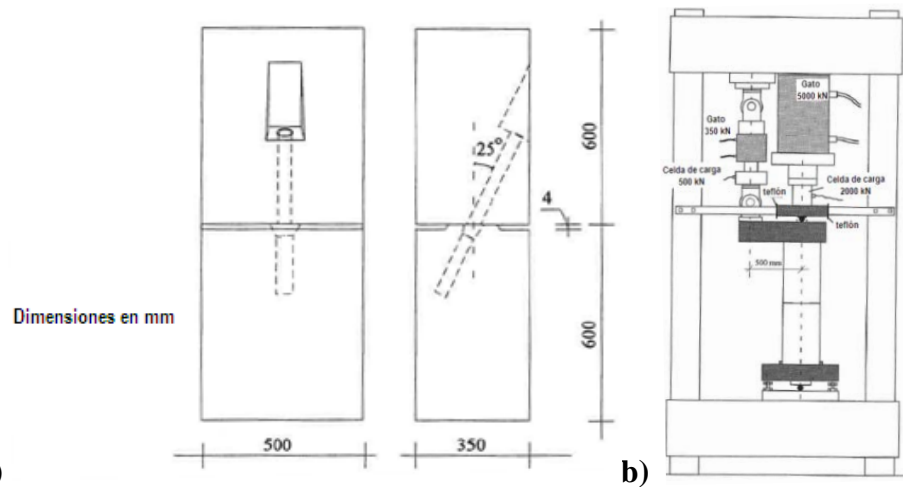


Figura 11. Representación esquemática de la prueba realizada por Hordijk and Gijbers (1996): a) dimensiones de los especímenes; b) equipo utilizado

De acuerdo con los experimentos realizados, la rigidez rotacional inicial es mayor al incrementar el nivel de fuerza normal, como se aprecia en la Figura 12. Esto se puede explicar por el hecho de que las áreas de contacto no eran lo suficientemente lisas para que se diera el contacto ideal.

Hordijk y Gijbers (1996), concluyeron que para grandes rotaciones los resultados están de acuerdo con la relación obtenida por Janssen (ecuación 1), lo que significa que el modelo de Janssen es adecuado para modelar el comportamiento de la junta (Figura 13). Para fuerzas normales muy altas, el modelo de Janssen muestra un buen comportamiento global.

Sin embargo, para rotaciones menores a 0.002 rad la relación de Janssen deja de ser representativa de las pruebas experimentales. Por otra parte, el modelo de Gladwell (ecuación 2) predice momentos flexionantes mayores que los obtenidos experimentalmente (Figura 14). De este conjunto de pruebas se puede observar que el modelo de Janssen predice el comportamiento rotacional mejor que el de Gladwell.

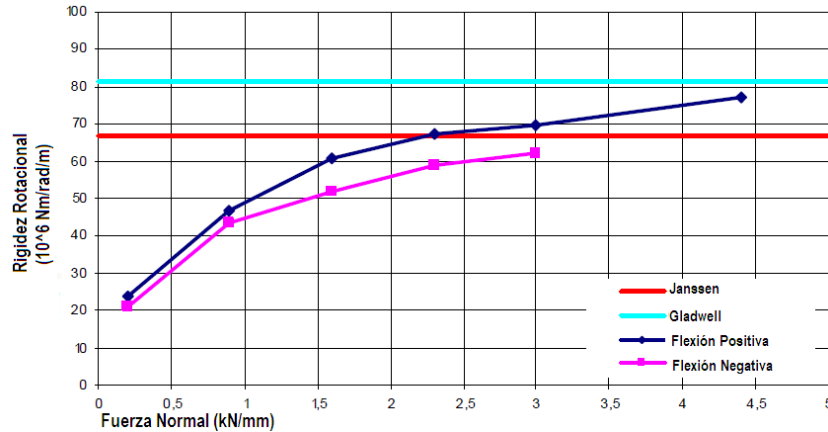


Figura 12. Rigidez rotacional inicial dependiente de la fuerza normal

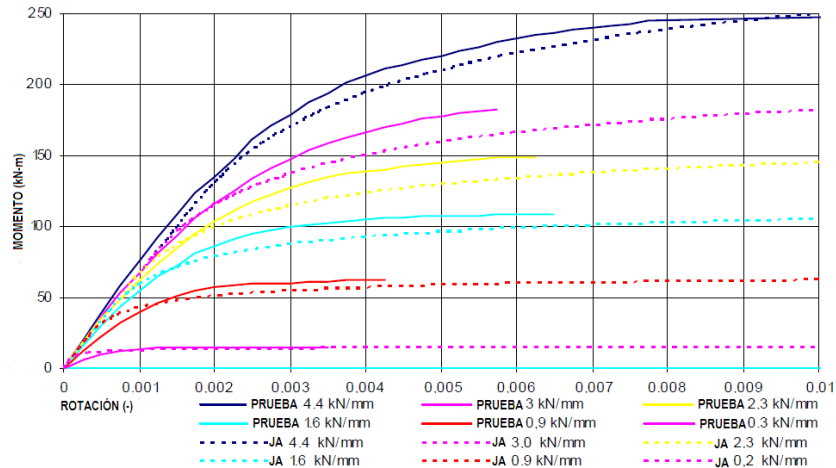


Figura 13. Resultados de las pruebas de Hordijk y Gijbers (1996), comparados con el modelo de Janssen (ecuación 1)

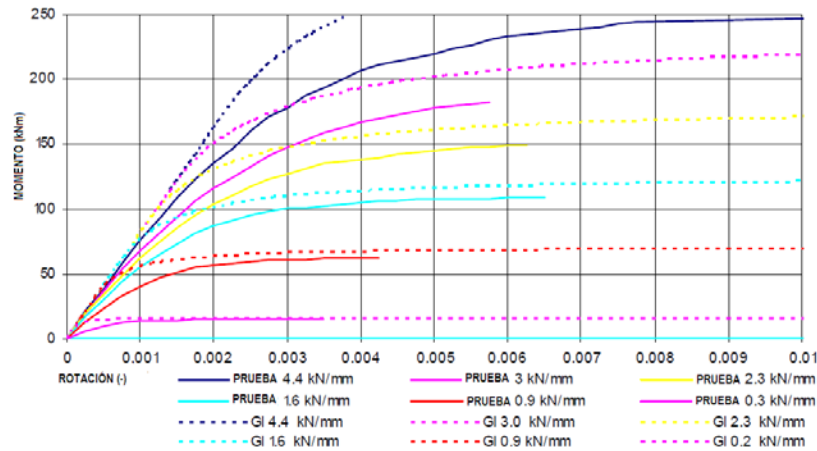


Figura 14. Resultados de las pruebas de Hordijk y Gijbers (1996), comparados con el modelo de Gladwell (ecuación 2)

De acuerdo con estos resultados, Hordijk y Gijbers (1996) concluyeron que:

- La rigidez rotacional inicial de la junta es dependiente de la fuerza normal en la junta, la cual es el resultado del hecho que las superficies de las juntas no están completamente en contacto debido a las irregularidades de la superficie;
- La rigidez rotacional se incrementa con un incremento de la fuerza normal;
- La influencia del tornillo en la relación momento – rotación no es importante y decrece con un incremento de la fuerza normal;
- La relación momento – rotación como una función de la fuerza normal puede ser razonablemente descrita con el modelo teórico de Janssen;
- Debido a que las primeras grietas aparecieron en un nivel muy alto de carga, se puede afirmar que la resistencia de la junta es suficiente para la colocación en la práctica y para los niveles de fuerza normal especificados.

Por otra parte, Schreyer y Winselmann (1998, 2000) realizaron pruebas experimentales para un túnel de drenaje de gran sección construido bajo el río Elba, en Hamburgo. Las pruebas fueron realizadas en un centro alemán de investigación sobre túneles (STUVAtch Center). El túnel tiene 13.75 m de diámetro y sus dovelas son de 70 cm de espesor. En la primera fase se estudiaron las características de las juntas entre dovelas mediante pruebas entre tramos rectos que reproducían la conexión a escala natural. Se realizaron pruebas de compresión directa y de flexocompresión y cortante (Figura 15). Las variables fueron la relación momento/carga axial y el refuerzo en el extremo de la dovela para absorber la tensión transversal debida al aplastamiento. También se varió el tamaño de las holguras que existen entre dovelas para permitir la rotación de la junta. Se encontró que los procedimientos de cálculo que se habían desarrollado para el diseño de las juntas predecían con muy buena precisión la capacidad y rigidez de las mismas. La falla se producía por aplastamiento del saliente de concreto (asiento) y se transmitía después hacia abajo en la sección completa de la dovela. Asimismo, se encontró que con un refuerzo transversal adecuado en dicho extremo se podía aumentar la capacidad de carga de la junta en 2.5 veces.

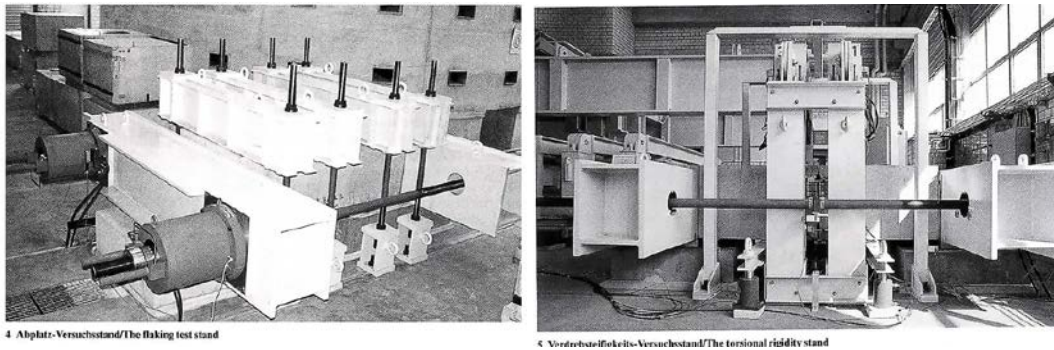


Figura 15. Pruebas de juntas longitudinales a compresión directa y flexocompresión Schreyer y Winselmann (1998)

1.4.2 Juntas entre anillos

Investigaciones experimentales sobre la rigidez al corte entre anillos son realizadas en el trabajo de Gijsberg y Hordijk (1997). En dicho trabajo se usó como material de empaque plástico, así como madera contrachapada. El comportamiento a cortante de las áreas de contacto solo se investigó en la dirección radial.

El espécimen en el cual el comportamiento a cortante fue ensayado, consistió de tres bloques de concreto sin reforzar (Figura 16) con dos juntas en ambos lados del bloque central (por lo tanto las fuerzas cortante obtenidas fueron divididas entre dos). En estas juntas se utilizó un material de empaque (plástico o madera contrachapada) con 2 mm de espesor, con dimensiones de $150 \times 150 \text{ mm}^2$. El bloque central es cargado por una fuerza normal y sus deformaciones son registradas. El experimento fue controlado por deformaciones.

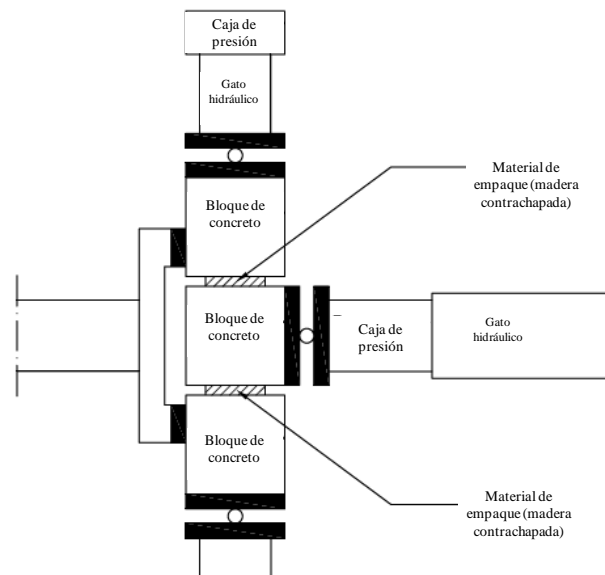


Figura 16. Esquema de las pruebas realizadas por Gijsberg y Hordijk (1997) para evaluar el comportamiento de las juntas entre anillos

Los resultados de estos ensayos son descritos en los apartados siguientes tanto en los ensayos que se utilizó la cinta de sellado como material de empaque entre las juntas, como en las pruebas que se utilizó madera contrachapada.

1.4.2.1 Plástico (“Kaubit”) como material de empaque

De acuerdo con el trabajo de Gijsberg y Hordijk (1997), una fuerza normal fue aplicada e incrementada hasta un máximo de 135 kN, 270 kN y 405 kN en 30 minutos. Este valor se mantuvo en las siguientes dos horas y los desplazamientos fueron medidos cada 10 minutos. Subsecuentemente fueron realizadas las pruebas a cortante. En los primeros 30 minutos el espesor del plástico disminuyó y se esparció fuera de la junta. Esto continuó durante las siguientes dos horas, la deformación continuó hasta permanecer un espesor del material de 0.2-0.3 mm. Después de estas dos horas y media la prueba a cortante comenzó. La fuerza normal aplicada tuvo poca influencia en la fuerza cortante máxima la cual podría ser transmitida. La velocidad en la cual el desplazamiento se aplicó influye en la máxima fuerza cortante la cual podría ser transmitida. Estos experimentos resultaron en coeficientes de fricción diferentes para diferentes velocidades de deformación. La velocidad de deformación más baja corresponde al coeficiente de fricción más pequeño. Para velocidades de deformación muy bajas el coeficiente de fricción es despreciable. En la Figura 17a se presentan los resultados de un experimento controlado por deformaciones con una velocidad de deformación de 0.1 mm/minuto para una fuerza normal de 270 kN. De esta Figura se puede concluir que el plástico prácticamente no puede transmitir fuerzas cortantes.

Debido a la disminución del espesor del plástico, las superficies de concreto entran en contacto. Esto significa que en una junta estas superficies ayudan en la transmisión de fuerzas cortantes. Por lo que, dicha transmisión de fuerzas, dadas por el contacto entre concreto y concreto; depende de cómo se establece dicho contacto, de que tan “lisa” es la superficie de concreto y de la magnitud de la fuerza normal aplicada. Para estas áreas en las cuales el concreto entra en contacto, se puede aplicar un coeficiente de fricción de 0.4 a 0.5 y una gran cantidad de fuerza cortante puede ser transmitida a la dovela del anillo colindante.

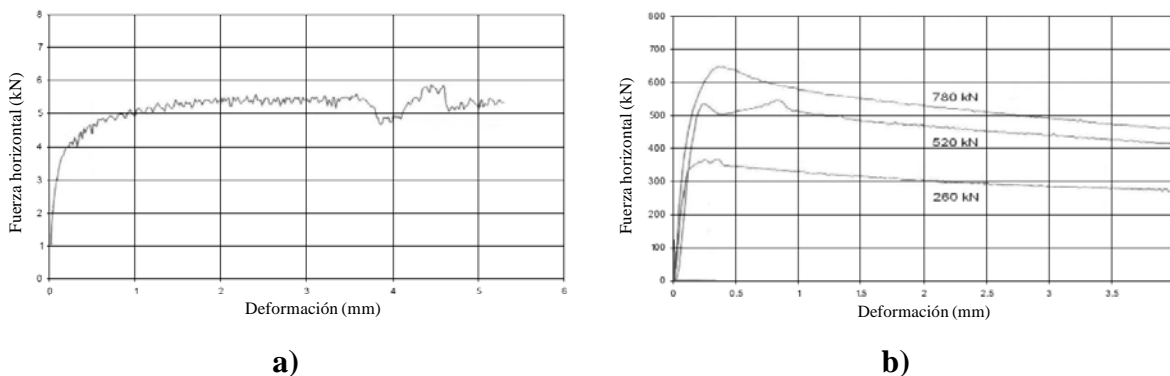


Figura 17. Curvas Fuerza horizontal – Deformación con diferentes valores de fuerza normal realizados por Gijsberg y Hordijk (1997): a) plástico; b) madera contrachapada

1.4.2.2 Madera contrachapada (“plywood”) como material de empaque

En el trabajo realizado por Gijsberg y Hordijk (1997), fueron ensayados un total de 3 especímenes utilizando madera contrachapada como material de empaque. Una fuerza normal fue gradualmente incrementada hasta un máximo de 260 kN, 520 kN y 780 kN; y se mantuvo constante durante otros 30 minutos. Cada 10 minutos las deformaciones fueron medidas y después de una hora una deformación total máxima de 0.8 a 1.0 mm fue medida en las pruebas 1, 2 y 3. Después de una hora la prueba a cortante comenzó. Las pruebas dieron como resultados coeficientes de fricción. Estos coeficientes de fricción fueron dependientes de las fuerzas normales y de los desplazamientos aplicados. Estas pruebas proporcionan resultados a corto plazo y no dan ninguna información del comportamiento del material de empaque a largo plazo. Se mantuvo la mitad del espesor del material de empaque, lo que implicó que los bordes del concreto de las dovelas no entraran en contacto. Los resultados indican que las fuerzas normales y cortantes están aún introducidas en los siguientes segmentos. Las superficies de concreto de los segmentos no entraron en contacto por lo que no ocurrieron grandes esfuerzos ni daño.

Tabla 1. Resultados de las juntas entre anillos cargados por las fuerzas cortantes Gijsberg y Hordijk (1997)

Fuerza normal (kN)	Fuerza cortante horizontal		Coeficiente de fricción	
	Máximo	En 4 mm	Máximo	En 4 mm
260	362	275	0.7	0.53
520	531	418	0.51	0.40
780	644	462	0.41	0.30

Las pruebas fueron controladas por deformaciones utilizando una velocidad de deformación constante de 0.1 mm/minuto. Los resultados de estas pruebas son mostrados en la Figura 17b. Los tres especímenes fueron cargados con diferentes fuerzas normales. Los valores máximos de fuerza cortante se alcanzaron antes de aplicar una deformación de 0.5 mm. Cuando gradualmente se incrementó la deformación más allá de este valor máximo, la fuerza cortante disminuyó y eventualmente alcanzó un 75% de su valor máximo. En este punto se alcanzó una deformación de 4 mm. Gijsberg y Hordijk (1997) concluyeron que el cortante en la junta aparece en una de las dos superficies de contacto. Ninguna deformación por cortante importante apareció en el material de empaque. Los coeficientes de fricción fueron calculados en el valor máximo de la fuerza cortante y con la fuerza cortante asociada a una deformación de 4 mm. El coeficiente de fricción resultó ser dependiente de la fuerza normal y de la deformación aplicada. Estos valores se muestran en la Tabla 1. Los coeficientes de fricción encontrados durante el experimento son comparables con los coeficientes de fricción encontrados para superficies con concreto “liso”. Este comportamiento puede ser descrito por una relación bilineal, la cual se muestra en la Figura 18. La rigidez inicial se supone de 10^6 N/mm y la resistencia es determinada con la ecuación 5. La fuerza cortante $F_{cortante}$ es la rama horizontal en la relación bilineal y es dependiente de la fuerza normal presente en la junta F_{normal} .

$$F_{cortante} = 4(F_{normal})^{1/3} \quad (5)$$

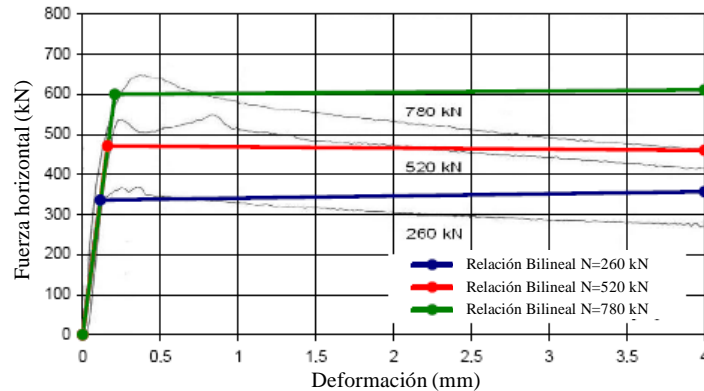


Figura 18. Fuerzas cortantes obtenidas experimentalmente por Gijssberg y Hordijk (1997), comparadas con relaciones bilineales en las cuales la resistencia a cortante se determina con la ecuación 5

1.4.3 Anillos de dovelas

En lo que respecta a investigaciones experimentales sobre anillos de dovelas, Schreyer y Winselmann (2000) realizaron pruebas experimentales en un tramo de túnel de cuatro anillos a escala natural, el cual se sometió a una distribución de presiones externas igual a la de diseño, por medio de un sistema de gatos que reaccionaban sobre un marco de carga formado por un tubo de concreto interior de alta rigidez y un sistema de tensores que llegaban a unas columnas externas de acero distribuidas sobre el perímetro (Figura 19). Se varió la relación momento/carga axial, así como algunos detalles de la geometría de la conexión y del refuerzo de las dovelas. Los objetivos principales eran comprobar si el comportamiento observado coincidía con el calculado con los procedimientos de análisis empleados en el diseño del túnel, y determinar los límites de la capacidad de rotación de la junta. Se encontró que la rigidez de la junta era de casi el doble de la teórica, debido probablemente a fricciones que se desarrollaban entre el concreto y las bandas de sello. Los primeros signos de aplastamiento se presentaron para una deformación unitaria de 0.0021 y la junta soportó una rotación de 0.025 rad sin perder la capacidad de carga. El asiento efectivo se redujo a 20% de tamaño del saliente (38 cm) sin que hubiera problemas de comportamiento. Se consideró que los resultados habían sido muy satisfactorios y apegados a los derivados de los obtenidos con los cálculos.

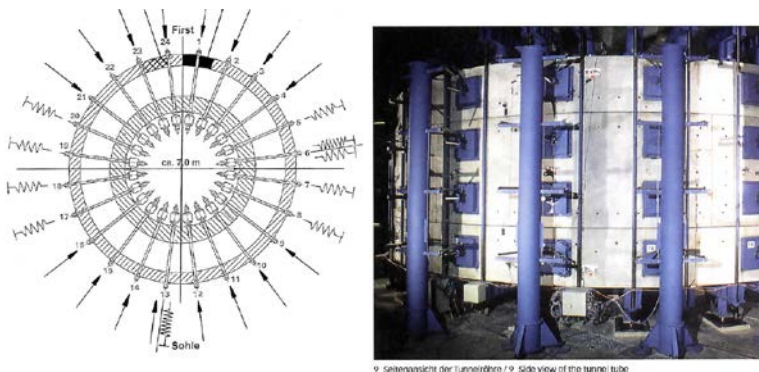


Figura 19. Prueba de un anillo entero con sus dos medios anillos contiguos Schreyer y Winselmann (2000)

Posteriormente, Teachavorasinskun y Chub-Uppakarn (2009) realizaron un experimento muy sencillo con el fin de encontrar la capacidad de carga de un segmento de túnel. Utilizaron un modelo a escala, con un diámetro de 15 cm, realizado con material PVC teniendo un espesor nominal de 8.5 mm. La rigidez de las juntas se obtuvo mediante una serie de pruebas considerando las dovelas de PVC como vigas simplemente apoyadas (Figura 20a). Cabe mencionar, que esta prueba sólo se realizó para obtener el factor de reducción de momentos y no para conocer el comportamiento mecánico de la junta. Posteriormente, realizaron pruebas de capacidad de carga para una sección de anillo y para un anillo completo, variando el número y orientación de las juntas (Figuras 20b,c). Encontraron que para una sección de túnel con cuatro juntas, el modelo a escala de PVC se comportaba de modo similar a un anillo dovelado de concreto a escala real.

De los resultados obtenidos de estas pruebas, Teachavorasinskun y Chub-Uppakarn (2009) concluyeron que:

- Cuando el número de juntas se incrementa, la capacidad de carga es altamente dependiente de la rigidez de las juntas;
- Entre más flexible sea la junta, menor es el momento flexionante que puede ser transmitido;
- Recomiendan que para cuestiones de diseño, se realice una sencilla prueba de una viga simplemente apoyada usando materiales equivalentes con el fin de obtener la rigidez de las juntas, y con ellas el factor de reducción del momento flexionante.

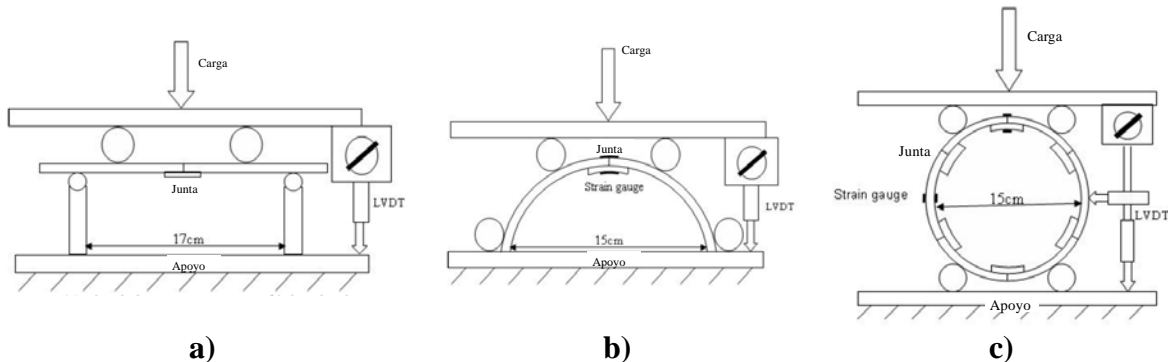


Figura 20. Esquema de las pruebas realizadas por Teachavorasinskun y Chub-Uppakarn (2009): a) viga simplemente apoyada para probar la rigidez de las juntas; b) prueba de un segmento de anillo; c) prueba de un anillo completo

La Figura 21 muestra una comparación del factor de reducción obtenido de las pruebas de un anillo completo, de un segmento de anillo y de una viga simplemente apoyada. Se observa que los resultados son similares, para un anillo con seis articulaciones.

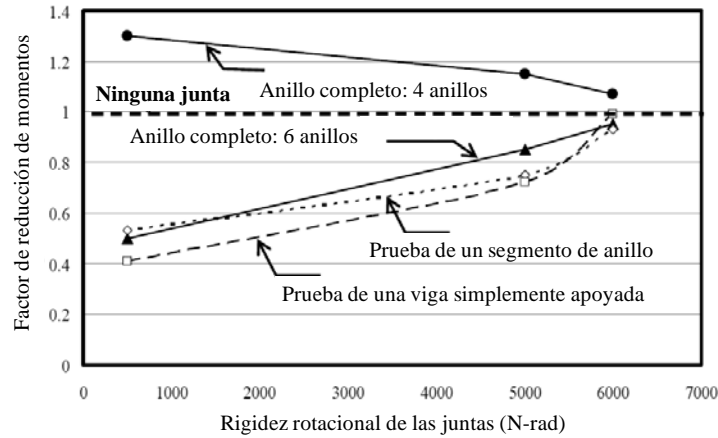
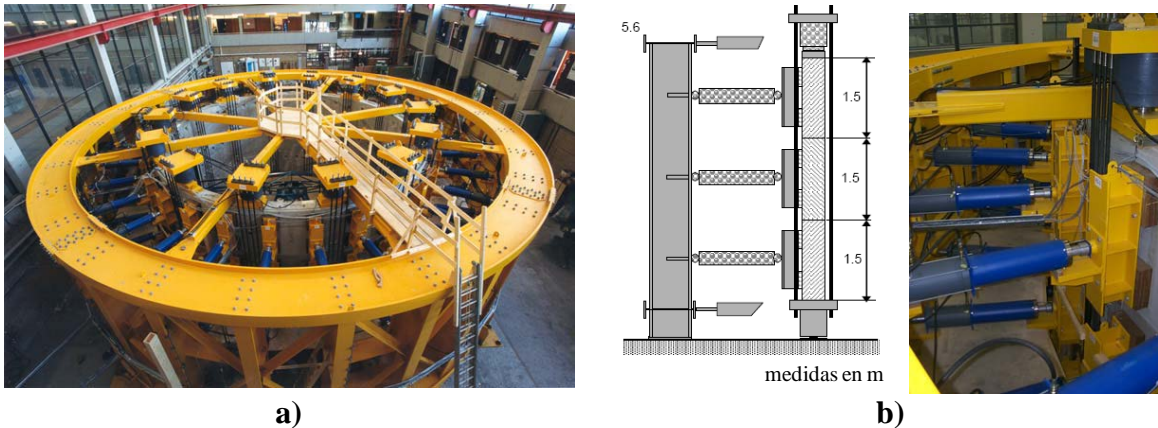


Figura 21. Comparación del factor de reducción de momentos obtenido mediante pruebas de un anillo completo, un segmento de anillo y una viga simplemente apoyada Teachavorasinskun y Chub-Uppakarn (2009)

Además de estas investigaciones, se realizaron en la Universidad de Delft, pruebas experimentales de anillos de dovelas sometidos a un estado límite último expuestas en el trabajo de Lutikholt (2007). Estos ensayos constaron de tres anillos de dovelas los cuales cumplían con la geometría del túnel Botlek Railway, construido en Rotterdam, Holanda; dichos ensayos fueron realizados en el laboratorio Stevin II de la Universidad de Delft. Cada anillo estaba formado por 7 dovelas más la dovela llave (7+1). Las dimensiones de este revestimiento son: a) 945 cm de diámetro exterior; b) 865 cm de diámetro interior; c) 40 cm de ancho de la dovela; y d) 150 cm del espesor de la dovela. La junta tiene un ancho de 17 cm.

El modelo experimental fue cargado en dirección radial y axial, por medio de gatos hidráulicos; utilizando 14 gatos en dirección axial de 5000 kN simulando las fuerzas ejercidas por los cilindros de empuje de la máquina tuneladora (TBM). Mientras que en la dirección radial se utilizaron 28 gatos de 850 kN por anillo, simulando así las presiones del suelo y de la lechada inyectada. Se colocaron cuatro apoyos tangenciales entre el marco y el piso para prevenir un posible movimiento de cuerpo rígido. La Figura 22 muestra el modelo experimental montado, listo para su ensayo. La localización de las juntas entre dovelas y la posición de la dovela llave en cada anillo es mostrada en la Figura 23. Se realizaron dos experimentos (C01 y C02), la diferencia en ellos radicó en que el primero se le aplicó una carga axial mayor (800 kN/gato), produciendo así una “fuerte” interacción entre anillos y al segundo una carga axial menor (100 kN/gato). La carga axial aplicada en el primer experimento equivale a la mitad de la fuerza promedio en el túnel Botlek Railway. Mientras que en el experimento C02 se aplicó una carga axial 8 veces menor, teniendo así una “pobre” interacción entre anillos.



a) **Figura 22. Detalles de los experimentos: a) modelo experimental montado, obtenido de Luttkholt (2007); b) detalle de las vigas de repartición para la transmisión de la carga radial, obtenido de Vervuurt (2007) y Luttkholt (2007)**

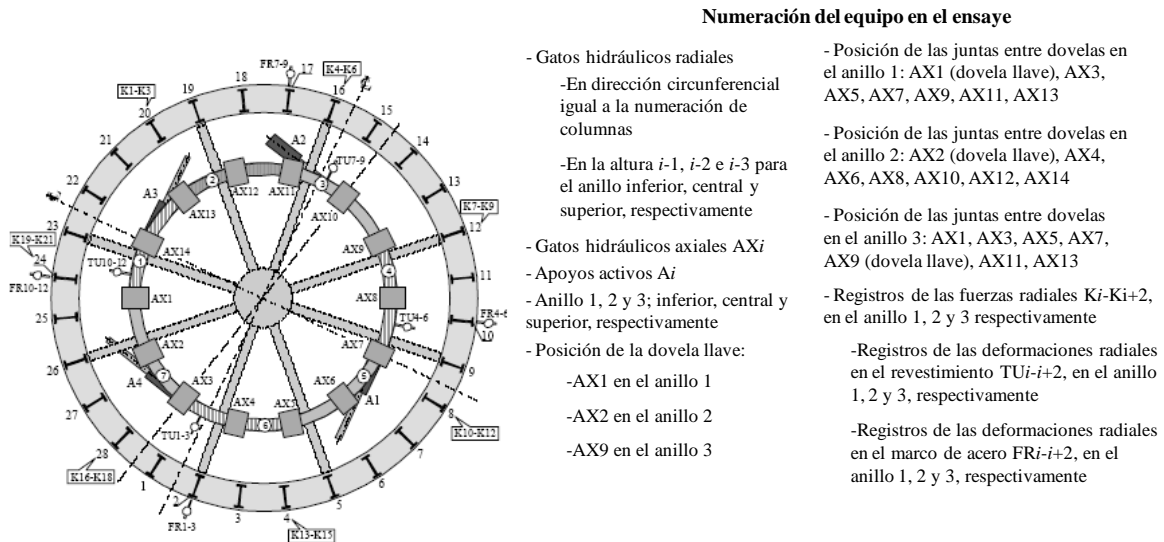


Figura 23. Localización de las juntas en cada anillo, instrumentación y posición de los gatos hidráulicos para ejercer la carga radial y axial, obtenida de Luttkholt (2007)

El protocolo de carga se muestra en la Figura 24, donde se puede observar que después de aplicar la carga radial uniforme y la carga axial, éstas se mantuvieron constantes. En los siguientes pasos se introdujo una carga cosenoidal ($\cos 2\theta$) a lo largo de la circunferencia del revestimiento, la cual se aplicó incrementando o disminuyendo localmente las fuerzas de los gatos radiales, produciendo una deformación de ovalamiento en los anillos. Dicha carga se llevó hasta la falla del modelo experimental, ya sea por agrietamiento excesivo del concreto o por la aparición de una gran rotación de una junta entre dos dovelas. En el primer experimento (carga axial mayor) la máxima carga cosenoidal es alcanzada en una carga equivalente a aproximadamente un 15% de la carga radial uniforme aplicada. Mientras que en el segundo experimento (carga axial menor) la máxima carga alcanzada es aproximadamente del 10% de la carga radial uniforme aplicada.

De acuerdo con Luttikholt (2007), de los resultados obtenidos de estas pruebas se concluyó que:

- La interacción entre anillos domina el mecanismo de falla de los ensayos. Para una carga axial alta; la falla es inducida en las dovelas (agrietamiento del concreto, fluencia del acero de refuerzo). Para una carga axial baja, el mecanismo de falla es dominado por las juntas entre dovelas (rotaciones excesivas);
- A mayor carga axial, mayor es la capacidad de carga de los anillos de dovelas, debido al mayor acoplamiento entre anillos obtenido.

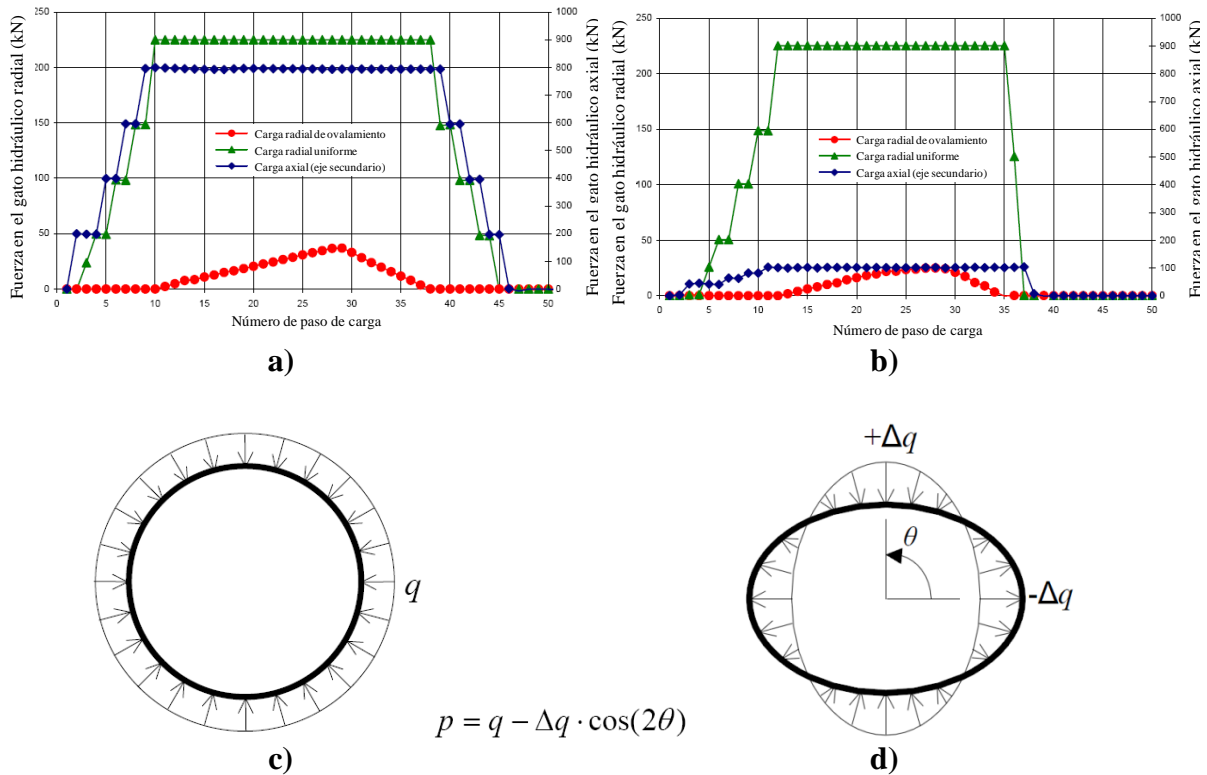


Figura 24. Pasos de carga en los ensayos: a) protocolo de carga del modelo experimental C01, obtenido de Luttikholt (2007); b) protocolo de carga del modelo experimental C02, obtenido de Luttikholt (2007); c) diagrama de carga radial uniforme, obtenido de den Uijl (2003); d) diagrama de carga cosenoidal, obtenido de den Uijl (2003)

CAPÍTULO 2

RESULTADOS NUMÉRICOS Y EXPERIMENTALES DE JUNTAS ENTRE DOVELAS DE ANILLOS DE TÚNEL

Con el fin de conocer el comportamiento estructural de juntas planas típicas similares a las utilizadas en túneles dovelados, se llevaron a cabo, en el laboratorio del Instituto de Ingeniería de la UNAM, pruebas en modelos a escala de juntas entre dovelas. Se aplicaron cargas axiales excéntricas para simular el comportamiento mecánico de las juntas, las cuales se incrementaron hasta la falla del espécimen. Las características de los ensayos se muestran en los siguientes apartados. Asimismo se realizaron simulaciones numéricas de dichas pruebas con el programa comercial ANSYS (2006).

2.1 DESCRIPCIÓN DE LAS DOVELAS Y JUNTAS TÍPICAS DE UN TÚNEL DOVELADO

La geometría y el material del túnel dovelado, considerado para esta parte del trabajo, toman como base un túnel construido en la ciudad de México para drenaje. Este túnel está formado por dos revestimientos: el primario y el secundario. El anillo del túnel que forma el revestimiento primario consta de 6 dovelas más la dovela llave (6+1). Las dimensiones de este revestimiento son: a) 840 cm de diámetro exterior; b) 770 cm de diámetro interior; c) 35 cm de ancho de la dovela; y d) 150 cm del espesor de la dovela. Las características del revestimiento secundario son: a) 700 cm de diámetro interior; b) 770 cm de diámetro exterior; y c) 35 cm de ancho del revestimiento secundario, de acuerdo con COMISSA (2011). La conicidad del anillo es de 5 cm y permite describir curvas de radios mínimos de curvatura de hasta 250 m.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE LABORATORIO

Los especímenes que se ensayaron fueron modelos a escala de juntas planas típicas a las utilizadas en túneles dovelados (Figura 25). Las dovelas se construyeron sin considerar la

Para las pruebas de laboratorio se contó con 10 especímenes divididos en dos etapas. Cada espécimen consistió en dos dovelas cada uno, basados en las juntas de un túnel dovelado real (Figura 25). La primera etapa, definida como etapa A, constó de seis especímenes, mientras que para la etapa B se contó con cuatro especímenes. La diferencia entre los especímenes de ambas etapas se debe al armado (longitudinal y transversal) de los mismos. La Figura 26a muestra la geometría tipo de los especímenes. Los apoyos que se utilizaron para los ensayos están compuestos de dos placas de $40 \times 40 \times 5.08 \text{ cm}^3$ y un rodillo de 2" de diámetro, tal como se muestra en la Figura 26b. Asimismo, se realizó la preparación para colocar un inserto tipo T25x140" (perno) y un conector de plástico. Cabe hacer notar que, tanto el inserto como el conector son los mismos a los empleados en la construcción de túneles a escala real, con la salvedad de que el inserto se adelgazó en taller a la mitad (1/2) de su diámetro, con el fin de mantener la relación entre la resistencia del perno y la de las dovelas. En la Figura 26c se muestran las dimensiones de la junta.

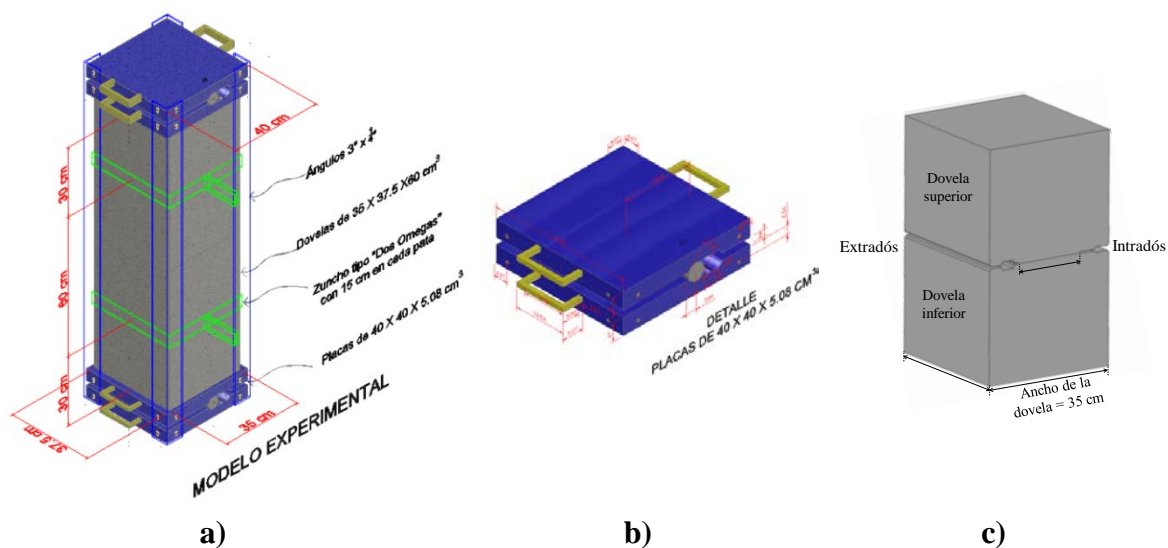


Figura 26. Esquema tipo de los especímenes a ensayar, obtenido del trabajo de Peña et al. (2010): a) vista tridimensional, b) apoyo inferior y superior, c) junta

2.2.1 Especímenes de la etapa A

Los especímenes que conforman la etapa A constan de cuatro varillas del número 6 y cuatro del número 4, mientras que se colocaron siete estribos del número 3 por dovela. La nomenclatura utilizada para definir cada espécimen de esta etapa se presenta en la Tabla 2. La Figura 27 muestra el armado y las dimensiones de los especímenes.

Como se observa en la Tabla 2, los seis especímenes están divididos en dos lotes. El primer lote lo forman cuatro especímenes contruidos con la mezcla que normalmente se utiliza para la producción de dovelas curadas a vapor para una resistencia de proyecto de 35 MPa, estas dovelas están unidas mediante una conexión atornillada. El segundo lote está formado por cuatro especímenes contruidos con una mezcla con aditivos que evita el curado de las dovelas, logrando alcanzar una resistencia de 35 MPa a 24 horas; al igual que el lote

comportamiento típico de endurecimiento por deformación, siendo la resistencia última de 751.3 MPa, la cual corresponde a una deformación de 0.07.

Tabla 2. Nomenclatura y características de los especímenes de la etapa A

Número de lote	Número de espécimen	Nomenclatura	Descripción	Fecha de colado
1	1	1NCP-P	Mezcla Normal con Perno lado Perno	22-Oct-09
		1NCP-C	Mezcla Normal con Perno lado Capuchón	
	2	2NCP-P	Mezcla Normal con Perno lado Perno	
		2NCP-C	Mezcla Normal con Perno lado Capuchón	
	3	3NCP-P	Mezcla Normal con Perno lado Perno	
		3NCP-C	Mezcla Normal con Perno lado Capuchón	
	4	4NCP-P	Mezcla Normal con Perno lado Perno	
		4NCP-C	Mezcla Normal con Perno lado Capuchón	
		NCP (4 cilindros)	Cilindros de prueba mezcla Normal para dovelas con perno	
	2	6	2ACP-P	
2ACP-C			Mezcla Aditivos con Perno lado Capuchón	
7		3ACP-P	Mezcla Aditivos con Perno lado Perno	
		3ACP-C	Mezcla Aditivos con Perno lado Capuchón	
		ACP (3 cilindros)	Cilindros de prueba mezcla Aditivos para dovelas con perno	

Tabla 3. Propiedades mecánicas del concreto obtenidas de los cilindros de la etapa A

Lote	Días a los que se realizó la prueba	Cilindro No.	Módulo de elasticidad E (MPa)	Coefficiente de Poisson ν	Resistencia a la compresión $f'c$ (MPa)	Resistencia a la tensión ft (MPa)
1	48	1	29,063.3	0.25	43.8	---
		2	26,351.3	0.25	37.9	---
		Prom	27,707.3	0.25	40.8	---
	91	1	---	---	---	2.7
		2	25,429.6	0.25	45.4	---
		Prom	25,429.6	0.25	45.4	2.7
2	151	1	27,200.7	0.25	48.4	---
		2	25,979.3	0.21	49.5	---
		3	---	---	---	2.6
		Prom	26,590.0	0.23	48.9	2.6

Tabla 4. Cargas de diseño de las dovelas de ensaye de la etapa A, obtenidas de ICA (2009)

Carga	P (kN)	M (kN-m)
de Servicio en dovelas reales	777.2	217.8
de Servicio en dovelas de ensaye	291.4	81.6
de Diseño en dovelas de ensaye	408	114.2

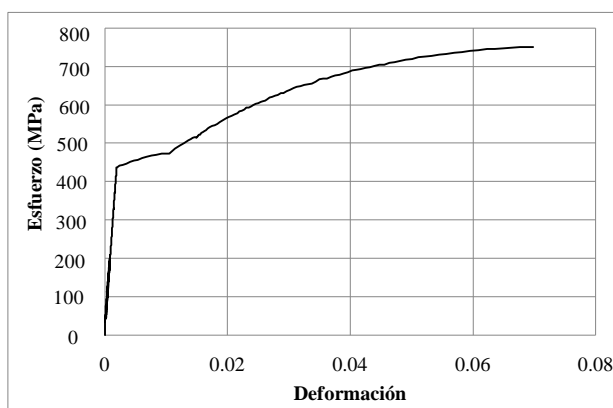


Figura 28. Curva promedio esfuerzo – deformación de los pernos utilizados en los especímenes

2.2.2 Especímenes de la etapa B

Los especímenes que conforman la etapa B tienen un armado longitudinal de cuatro varillas del número 4, mientras que se colocaron nueve estribos del número 3 por dovela. La Tabla 5 presenta las cargas de diseño de las dovelas de ensaye; las cuales se obtuvieron de los planos de los especímenes proporcionados por ICA (2009). Mientras que la nomenclatura utilizada para definir cada espécimen de esta etapa se presenta en la Tabla 6. Asimismo, en la Figura 29 se muestra el armado y las dimensiones de los especímenes. Como se observa de la Tabla 6, los cuatro especímenes corresponden al mismo lote y su resistencia de proyecto del concreto es de 35 MPa. Se utilizaron para cada espécimen tres cilindros para realizar las pruebas de resistencia a compresión, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson y dos cilindros para determinar la resistencia a tensión uniaxial. Los especímenes contienen la preparación del inserto tipo T25x140” (perno) y el conector de plástico, solo que en esta etapa se probaron todos los especímenes sin perno.

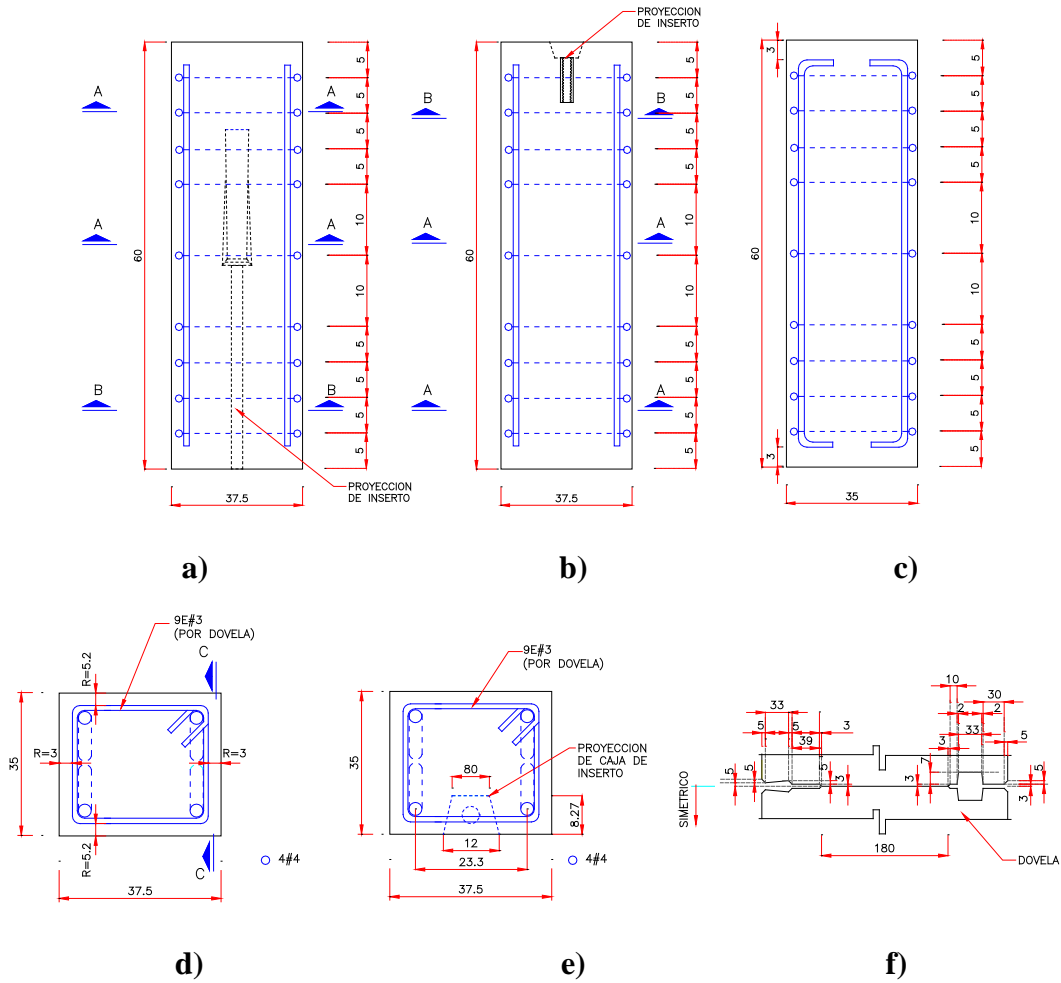


Figura 29. Plano estructural de los especímenes obtenido de ICA (2010): a) dovela superior (vista en elevación); b) dovela inferior (vista en elevación); c), corte C-C; d) corte A-A; e) corte B-B; f) junta entre dovelas

Tabla 5. Cargas de diseño de las dovelas de ensaye de la etapa B, obtenidas de ICA (2010)

Carga	P (kN)	M (kN-m)
de Servicio en dovelas reales	915.9	132.6
de Servicio en dovelas de ensaye	343.4	49.7
de Diseño en dovelas de ensaye	480.8	69.6

Tabla 6. Nomenclatura y características de los especímenes de la etapa B

Lote	Especímen	Nomenclatura	Descripción	Fecha de colado
1	1	1'-1B	Mezcla Normal con Perno lado Perno	19-mayo-2010
		1-1B	Mezcla Normal con Perno lado Capuchón	
	2	2'-2B	Mezcla Normal con Perno lado Perno	
		2-2B	Mezcla Normal con Perno lado Capuchón	
	3	3'-3B	Mezcla Normal con Perno lado Perno	
		3-3B	Mezcla Normal con Perno lado Capuchón	
	4	4'-4B	Mezcla Normal con Perno lado Perno	
		4-4B	Mezcla Normal con Perno lado Capuchón	
		5 por espécimen	4 curados a vapor y el quinto vía humedad	

Tabla 7. Propiedades mecánicas del concreto obtenidas de los cilindros de la etapa B

Lote	Días a los que se realizó la prueba	Cilindro No.	Módulo de elasticidad E (MPa)	Coefficiente de Poisson ν	Resistencia a la compresión $f'c$ (MPa)	Resistencia a la tensión ft (MPa)
1	22	1	22,568.9	0.20	38.3	---
	22	2	22,989.6	0.28	37.7	---
	22	3	---	---	---	3.0
	22	4	---	---	---	2.7
	15	5	26,671.7	0.28	41.3	---
		Prom	24,076.7	0.25	39.1	2.8
	47	1	---	---	---	3.0
	47	2	22,691.5	0.21	39.2	---
	47	3	---	---	---	2.8
	47	4	23,888.6	0.22	42.2	---
	48	5	27,020.9	0.25	45.4	---
		Prom	24,533.7	0.22	42.3	2.9
	47	1	---	---	---	2.6
	48	2	24,315.0	0.26	39.5	---
	48	3	23,763.5	0.21	42.6	---
	47	4	---	---	---	3.2
	48	5	25,411.3	0.18	47.5	---
		Prom	24,496.6	0.22	43.2	2.9
	47	1	---	---	---	2.5
	47	2	---	---	---	2.7
	48	3	22,933.9	0.17	41.0	---
	48	4	23,322.4	0.21	42.9	---
	48	5	25,020.4	0.17	34.4	---
		Prom	23,758.9	0.18	39.4	2.6

2.3 DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

Los especímenes se ensayaron en la máquina universal (o máquina SATEC) del Instituto de Ingeniería, cuya carga máxima es de aproximadamente 2,200 kN. Esta capacidad es suficiente para llevar a la falla a los especímenes. El sistema de adquisición de datos fue diseñado en modo de obtener la posición de los especímenes a cada instante de la prueba (Figura 30a). Asimismo, se buscó que la instrumentación no influyera en la respuesta de los especímenes.

La instrumentación se realizó utilizando un sistema basado en Diodos de Emisor de Luz o LED's (por sus siglas en inglés) y una cámara de alta resolución (cámara Krypton, Figuras 30 y 31). La cámara Krypton es un sistema de tres cámaras colocadas en forma lineal (Figura 31a). Al ser una cámara de medición precalibrada no necesita realizarse ningún ajuste, calibración o puesta a cero para su funcionamiento. El campo de visión de la cámara Krypton está determinado por la sobreposición de los campos de visión de cada una de las tres cámaras individuales, lo que resulta en un campo de visión piramidal (Figura 31b). El ángulo máximo de visión es de 34° ($-17^\circ / +17^\circ$). Los LED's, al conectarse a un multiplexor, emiten luz infrarroja que es captada por la cámara de alta resolución (Figuras 31c,d); la cual calcula, mediante triangulación, la posición en el espacio (X, Y, Z) de cada LED. Así, teniendo tres o más LED's en un espécimen, este tipo de instrumentación permite medir seis grados de libertad (tres desplazamientos lineales X, Y, Z y tres rotaciones R_x, R_y, R_z). De este modo, al colocar los LED's sobre el espécimen es posible conocer su posición de forma exacta a cada instante de tiempo mediante una medición óptica, lo cual elimina posibles errores por ruido eléctrico en la señal. La resolución del sistema es de 0.004 mm a una distancia de 2.5 m de la cámara, para un solo punto y una resolución volumétrica de 0.085 mm a una distancia de 2.5 m. Debido a que las pruebas son estáticas, se utilizó la frecuencia mínima permitida por el sistema de 10 Hz para el registro de la señal.

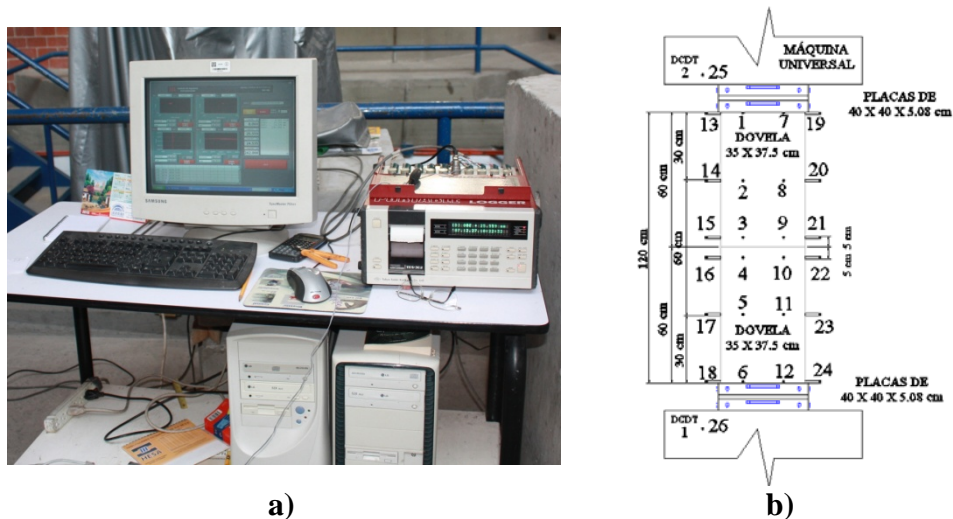


Figura 30. Instrumentación a base de LED's: a) equipo de medición TDS; b) ubicación de DCDT's y LED's

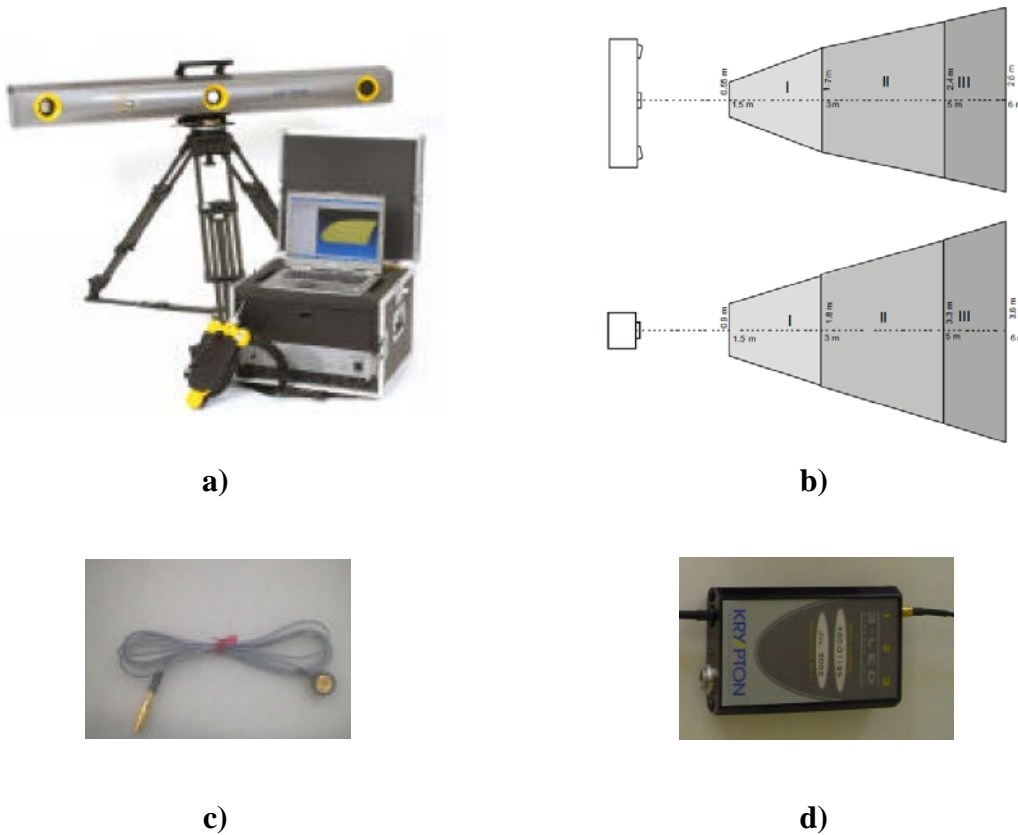


Figura 31. Equipo de medición de desplazamientos: a) cámara Krypton de alta resolución; b) volumen de medición; c) LED; d) multiplexor

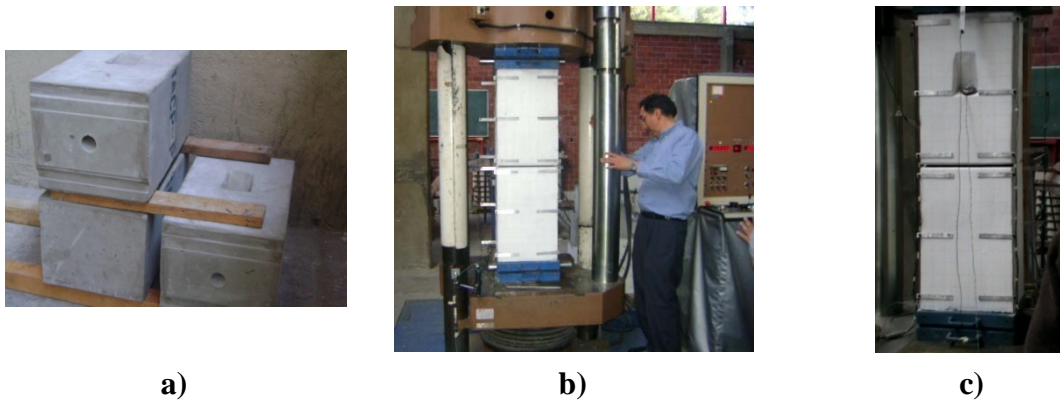


Figura 32. Detalle de los experimentos: a) junta; b) espécimen montado sin perno; c) espécimen montado con perno

Cada una de las dovelas se instrumentó en tres “niveles”, para conocer la rotación del modelo a lo largo del espécimen. Estos niveles se localizaron a 50, 300 y 600 mm de la junta (Figura 30b). El movimiento de cada nivel se registró con cuatro LED’s (dos por cara). Por lo que se tenían medidos 12 puntos de cada dovela. Asimismo, en la platina inferior y superior de la máquina universal se colocó un LED y un transductor de

desplazamiento de corriente directa o DCDT (por sus siglas en inglés), para monitorear el desplazamiento de la máquina universal. Esta doble instrumentación de la máquina universal fue necesaria para posteriormente poder procesar la información. Para su procesamiento, los registros de los LED's deben sincronizarse con el registro de desplazamiento y carga de la máquina universal. Los DCDT's tienen un rango de medición de ± 25 mm, el cual es suficiente para las pruebas realizadas. Los DCDT's y la máquina universal se conectaron a un sistema de adquisición de datos o TDS, el cual permite transformar las señales de voltaje del equipo de medición, en señales digitales asociadas a los desplazamientos y fuerzas registradas. Finalmente, en el caso de los modelos con conexión atornillada se instrumentó el perno con un deformímetro o Strain – Gage (SG), el cual se conectó también al TDS. La Figura 32 presenta diferentes vistas de los especímenes montados.

2.4 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

De las seis pruebas realizadas en la etapa A, se probaron los dos primeros especímenes (1NCP y 2NCP) sin la conexión atornillada, es decir no se colocó el perno en estos ensayos, además en estos dos ensayos se aplicó una excentricidad de 60 y 30 mm, respectivamente. Posteriormente, para determinar la influencia que tiene el perno en el comportamiento de las juntas, se aplicó éste a los ensayos 3NCP y 4NCP (excentricidad de 60 y 30 mm, respectivamente). Finalmente, en las dos últimas pruebas realizadas en esta etapa, pruebas 2ACP y 3ACP, se aplicó una excentricidad de la carga de 90 mm, incluyendo el efecto del perno únicamente en el espécimen 2ACP.

En lo que respecta a las cuatro pruebas realizadas en la etapa B, éstas se ensayaron sin la aportación del perno, en las dos primeras se aplicó una excentricidad de 60 mm y en las dos últimas una excentricidad de 30 mm.

Las pruebas con la misma excentricidad tienen una carga última del mismo orden, siendo el promedio de 1,390 y 2,200 kN, para las excentricidades de 60 y 30 mm respectivamente. Esto indica que la influencia del perno en la junta es despreciable, razón por la cual en los especímenes de la etapa B no se aplicó la conexión atornillada. Mientras que la carga última para las pruebas con una excentricidad de 90 mm es del orden de las 800 kN. Sin embargo, para esta excentricidad, la falla de la junta se da por rotaciones excesivas, pues la junta se abre completamente apoyándose las dovelas en sus extremos que se encontraban inicialmente separados. Por lo tanto, hablar de una carga última para esta excentricidad deja de tener un sentido físico. Por lo que es más importante hablar de una rotación máxima, que para este caso se puede considerar de 0.05 rad.

La Figura 33 muestra las fallas por rotación y/o desconchamiento del concreto de recubrimiento que sufrieron los especímenes. Se observa cómo los especímenes 1NCP (excentricidad de 60 mm), 2NCP (excentricidad de 30 mm), 3NCP (excentricidad de 60 mm) y 4NCP (excentricidad de 30 mm) (Figuras 33a-d) presentan un agrietamiento debido al desconchamiento del revestimiento. Para los especímenes 2ACP (excentricidad de 90 mm) y 3ACP (excentricidad de 90 mm) aparece un ligero agrietamiento pero predomina la falla por rotación, por la alta excentricidad aplicada a estos especímenes (Figura 33f).

Las Figuras 33g a 33j muestran las fallas de los especímenes de la etapa B. Los especímenes 1-1B y 2-2B (ambos ensayados con una excentricidad de 60 mm) presentan un agrietamiento por desconchamiento del revestimiento. Mientras que los especímenes 3-3B y 4-4B muestran un agrietamiento y aplastamiento mayor debido a la poca excentricidad aplicada en estos especímenes (excentricidad de la carga de 30 mm).

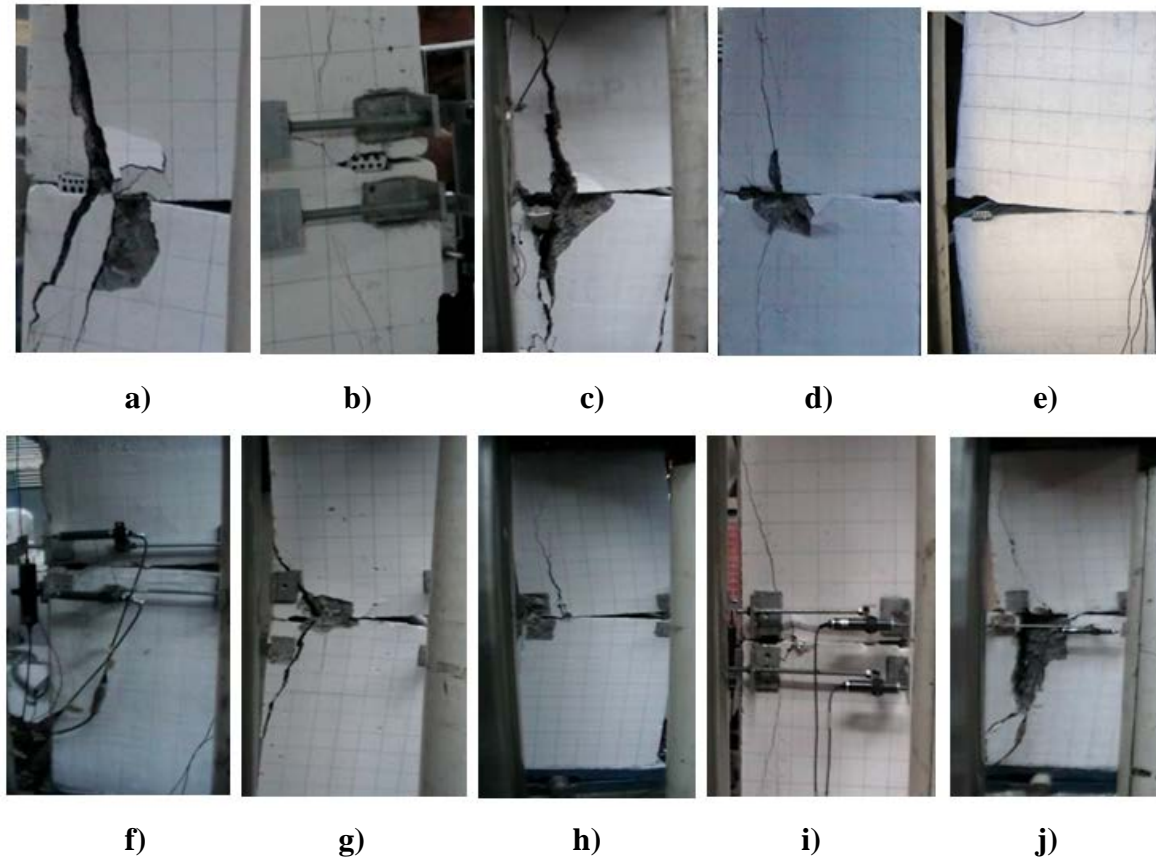


Figura 33. Fallas de los especímenes: a) espécimen 1NCP; b) espécimen 2NCP; c) espécimen 3NCP; d) espécimen 4NCP; e) espécimen 2ACP; f) espécimen 3ACP; g) espécimen 1-1B; h) espécimen 2-2B; i) espécimen 3-3B; j) espécimen 4-4B

Las curvas momento – rotación obtenidas para las pruebas 2NCP (excentricidad de 30 mm), 3NCP (excentricidad de 60 mm), 3ACP (excentricidad de 90 mm) y 4-4B (excentricidad de 30 mm), son mostradas en la Figura 34. En dicha Figura, se puede observar que la junta ensayada con una excentricidad de 30 mm, necesita un momento flexionante para comenzar abrirse (rama horizontal) de aproximadamente 53 kN-m, mientras que para la junta ensayada con una excentricidad de 60 mm, la junta comienza a abrirse bajo un momento flexionante de aproximadamente 70 kN-m. Por otro lado, es interesante que la prueba con una excentricidad de 90 mm presente un fenómeno de ablandamiento por rotaciones; lo cual es debido a que el espécimen gira como cuerpo rígido y el ablandamiento indica que la dovela superior ha sobrepasado el ángulo crítico del elemento, lo que llevará al colapso del bloque, sin que se tenga un aplastamiento del material, Peña et al. (2008). Cabe recordar que, el ángulo crítico de un cuerpo rígido es el

ángulo al cual el cuerpo se vuelve inestable y colapsa debido a un momento estático. Por lo tanto, la curva momento – rotación de esta prueba (Figura 34c) muestra la respuesta típica del giro de un bloque rígido; lo cual se debe a la gran excentricidad de la carga. Esto indica que esta excentricidad es una condición crítica para las juntas entre dovelas.

Por otro lado, se pudo observar de las pruebas, que aunque el armado longitudinal de los especímenes de la etapa A, es mayor que el armado de los especímenes de la etapa B, se obtuvieron niveles de carga similares. Esto se debe principalmente a que la falla se da por desconchamiento del concreto de recubrimiento, por lo que la resistencia de la junta será la misma para los especímenes de ambas etapas; independientemente del armado que presenten las dovelas.

2.5 COMPARACIÓN DE LAS CURVAS EXPERIMENTALES MOMENTO-ROTACIÓN CON UNA RELACIÓN TEÓRICA PROPUESTA

Las relaciones momento – rotación propuestas por Janssen (ecuación 1) y por Gladwell (ecuación 2) fueron obtenidas para una carga axial constante. Para poder utilizarlas en la comparación de los resultados, es necesario modificar dichas relaciones para que estén en función de una excentricidad constante y una carga axial variable, como se muestra en el trabajo de Peña et al. (2012). De este modo, las ecuaciones 1 y 2 se pueden modificar al considerar el momento flexionante M en función de la carga axial N y la excentricidad e ($M=Ne$) y despejando la carga axial. De este modo se obtienen las ecuaciones 6 y 7, para las relaciones de Janssen y Gladwell respectivamente, donde la carga axial está en función de la rotación y de la excentricidad.

$$N = \begin{cases} \frac{Ebh^2}{12} \frac{\varphi}{e} & \text{si } e < \frac{1}{6}h \\ \frac{9Ebh\left(\frac{2e}{h}-1\right)^2}{8} \varphi & \text{si } e \geq \frac{1}{6}h \end{cases} \quad (6)$$

$$N = \begin{cases} \frac{\pi h^2 b E}{32(1-\nu^2)} \frac{\varphi}{e} & \text{si } e \leq \frac{1}{4}h \\ \frac{\pi b E (h/2 - e)}{2(1-\nu^2)} \varphi & \text{si } e > \frac{1}{4}h \end{cases} \quad (7)$$

De estas ecuaciones se observa que:

- Para una excentricidad constante la relación momento – rotación es lineal;
- La rigidez rotacional de la junta depende tanto de las propiedades elásticas del material, de la geometría de la junta y de la excentricidad de la carga;
- Para una excentricidad igual a la mitad del ancho de la junta, las rigidez de la junta es igual a cero, lo que indica que la sección no es capaz de resistir carga con esa excentricidad;

- Para una excentricidad igual a cero, la rigidez es infinita.

Como podemos observar con estas ecuaciones podemos calcular únicamente la rigidez rotacional inicial ya que para una excentricidad constante la relación momento – rotación es lineal. Así para obtener el momento máximo resistente, éste se puede calcular con la carga de aplastamiento obtenida de las NTC-C (2004); para apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento (ecuación 8):

$$P_{m\acute{a}x\ teor} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} f'c A_1 \quad (8)$$

Donde: $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$

A_1 es el área de contacto

A_2 es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga

$f'c$ es la resistencia a compresión nominal

De esta manera, obtenida la carga máxima teórica de aplastamiento, esta se multiplica por la excentricidad dada, y se obtiene el momento máximo flexionante. Así, si tomamos en cuenta que la rigidez inicial se obtiene de las relaciones de Gladwell (ecuación 7), la rotación de fluencia φ_y , se puede calcular mediante la ecuación 9:

$$\varphi_y = \begin{cases} \frac{32(1-\nu^2)}{\pi h^2 b E} M_{max} & \text{si } e \leq \frac{1}{4} h \\ \frac{2(1-\nu^2)}{\pi b E e (h/2 - e)} M_{max} & \text{si } e > \frac{1}{4} h \end{cases} \quad (9)$$

La Figura 34 muestra la comparación entre las curvas obtenidas con esta relación propuesta y las pruebas experimentales. Para la prueba con excentricidad de la carga de 90 mm, se utilizó una excentricidad de 89.82 mm para calcular la relación bilineal, debido a que con una excentricidad de 90 mm se obtiene una rigidez y un momento resistente de cero. La comparación se realizó únicamente con los especímenes 2NCP, 3NCP, 3ACP y 4-4B debido a que son las que presentan un mejor comportamiento inicial, lo que conlleva a que las comparaciones sean más sencillas de realizar. Como se puede observar, las curvas obtenidas con la relación propuesta son similares a las curvas experimentales, para las diferentes excentricidades; tanto en el cálculo de la rigidez inicial, como del momento máximo resistente.

Por otro lado, la Figura 35 muestra las relaciones momento – rotación para diferentes excentricidades. Se observa que la rigidez inicial y el momento máximo dependen de la excentricidad de la carga. Asimismo se observa que existe una excentricidad límite en la cual se tiene el momento máximo. Después de esta excentricidad límite, tanto la rigidez inicial, como el momento máximo decrecen. Esta excentricidad límite corresponde, para este caso en particular, a 60 mm. Asimismo, se observa que cuando la excentricidad tiende a la mitad del ancho de la junta (90 mm para este caso), la rigidez inicial tiende a cero.

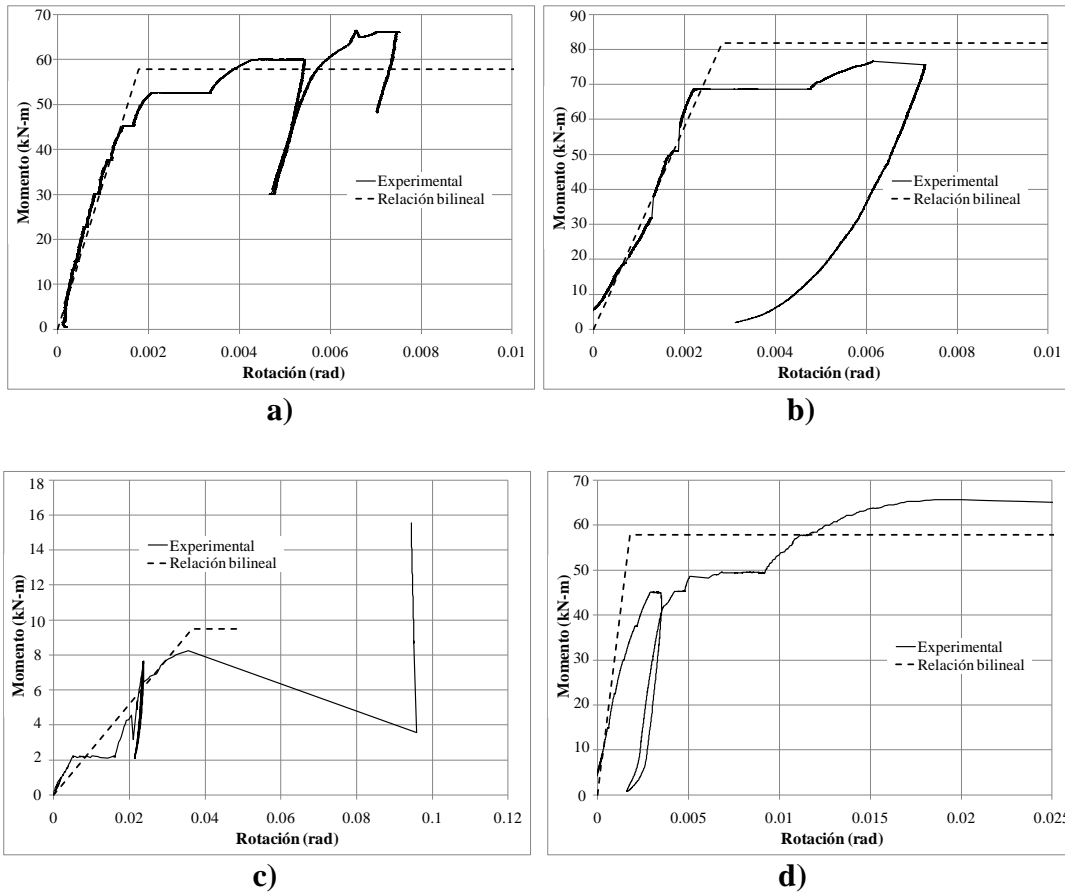


Figura 34. Comparación de las curvas momento – rotación, obtenidas experimentalmente con las obtenidas mediante la relación propuesta: a) excentricidad de 30 mm (2NCP); b) excentricidad de 60 mm (3NCP); c) excentricidad de 90 mm (3ACP); d) excentricidad de 30 mm (4-4B)

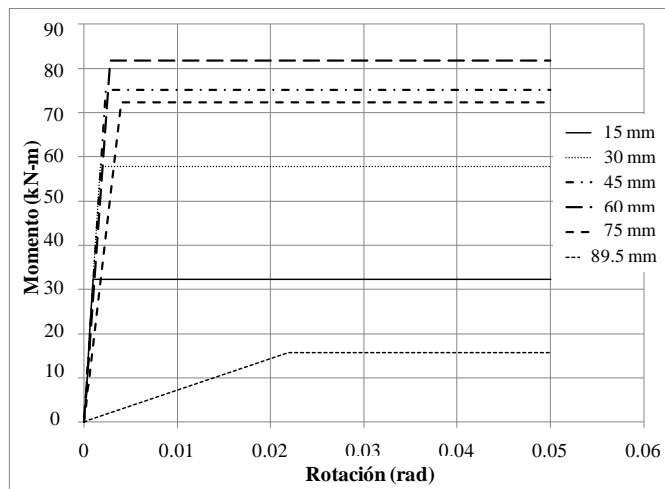


Figura 35. Curvas momento – rotación obtenidas con la relación bilineal propuesta para diferentes excentricidades, de acuerdo con Peña et al. (2012)

2.6 MODELOS NUMÉRICOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

Se realizaron modelos numéricos utilizando el Método de Elemento Finito (MEF) de los especímenes probados en laboratorio. En la primera etapa de modelación (modelos bidimensionales que consideraban el material elástico) se utilizaron las propiedades nominales de los materiales. Esto fue para tener una idea inicial de la capacidad de las juntas y del posible comportamiento mecánico de éstas, antes de realizar las pruebas experimentales. Los resultados obtenidos se utilizaron para tener una mejor planeación de las pruebas experimentales. La segunda etapa de modelación (modelos tridimensionales que consideraban el material inelástico) se realizaron para calibrar simulaciones numéricas no-lineales. Asimismo, estos modelos numéricos ayudaron a realizar una mejor interpretación de los resultados experimentales.

2.6.1 Descripción de los modelos numéricos

Los modelos numéricos se realizaron con el Método de Elemento Finito (MEF), mediante el programa comercial ANSYS (2006). Se consideraron dos tipos de elementos finitos para modelar las dovelas: elementos planos y elementos tridimensionales.

Los modelos realizados con elementos sólidos planos utilizaron el elemento PLANE182, dado en el programa ANSYS (2006). Este elemento es un sólido en dos dimensiones (2D), con cuatro puntos de integración. Asimismo, este elemento permite considerar deformaciones generalizadas planas y no linealidad geométrica. Cabe recordar que, la formulación de los elementos sólidos planos puede ser mediante esfuerzos o deformaciones planas. En el análisis de túneles es común utilizar la hipótesis de deformaciones planas. Esto es debido a que al considerarse una rebanada de túnel, las deformaciones fuera del plano están restringidas por el confinamiento que le da el concreto colindante. Esta suposición es exacta cuando el espesor del elemento a analizar tiende a infinito. Por otro lado, la hipótesis de esfuerzos planos es exacta cuando el espesor tiende a cero. Sin embargo, cuando se estudia un elemento con un espesor finito ambas suposiciones no son del todo correctas; pues los esfuerzos planos subestiman la respuesta mientras que las deformaciones planas la sobreestiman, de acuerdo con Pegon y Anthoine (1997).

Debido a esto, es común utilizar la formulación de deformaciones generalizadas planas, como se expone en los trabajos de Anthoine (1997) y Cheng (1998). La diferencia con la formulación de las deformaciones planas es que las primeras permiten deformación fuera del plano (axial, flexión y torsión). Sin embargo, estas deformaciones permanecen constantes a lo largo del eje fuera del plano y no modifican las ecuaciones diferenciales de la formulación clásica de deformaciones planas. Generalmente, estas deformaciones se obtienen considerando la fuerza resultante aplicada perpendicular al plano igual a cero. Esto significa que las caras del elemento a analizar no están cargadas, de acuerdo con Pegon y Anthoine (1997). En este caso, el espesor de los especímenes es de 375 mm, por lo que no se puede considerar como una dimensión infinita o que tienda a cero. Debido a esto, en los modelos que se utilizan elementos sólidos planos se adopta la formulación de deformaciones generalizadas planas.

Por otro lado, los modelos tridimensionales se realizaron utilizando el elemento sólido de 8 nodos SOLID65, dado en el programa ANSYS (2006). Este elemento, llamado también

“sólido de concreto reforzado”, permite modelar estructuras de concreto con o sin barras de refuerzo. La ley constitutiva asociada a este elemento, modelo de William y Warnke (1975), permite que el sólido falle por agrietamiento a tensión y por aplastamiento a compresión; lo que permite modelar el comportamiento del concreto. El acero de refuerzo se considera disperso a lo largo de todo el elemento, mediante una relación de volúmenes (cuantía de acero) (Figura 36).

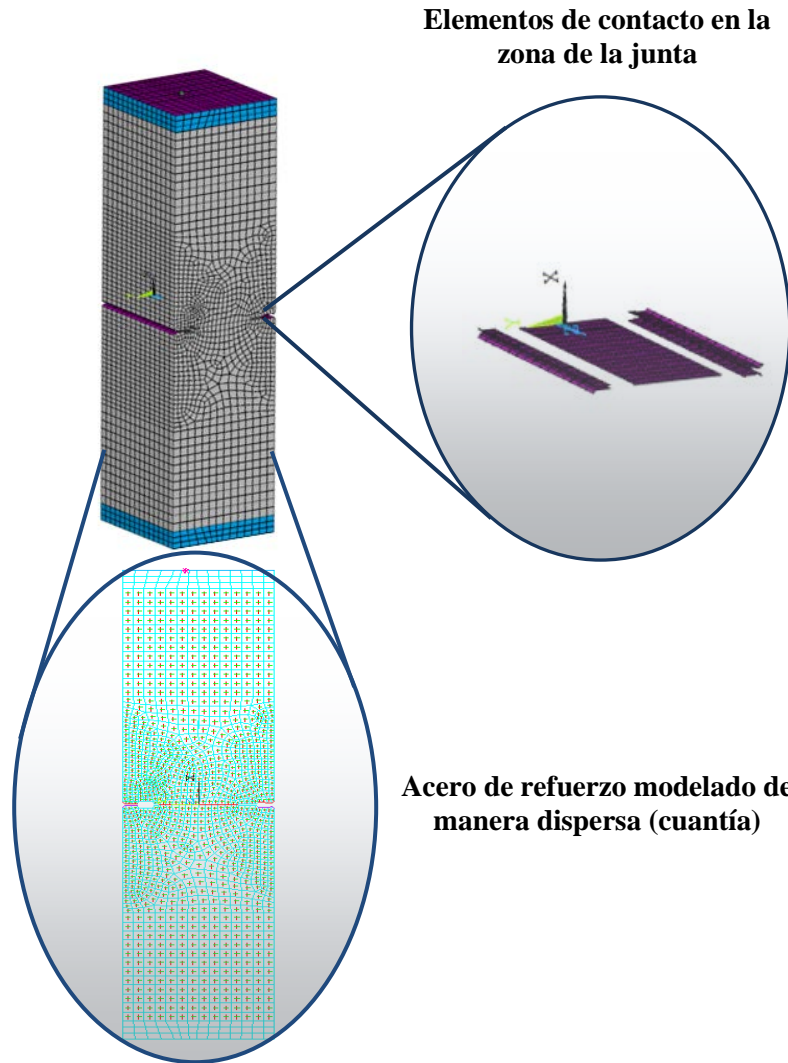


Figura 36. Modelo numérico tridimensional considerando las juntas con elementos de contacto (modelación avanzada) y el acero de refuerzo modelado de manera dispersa

Las juntas se modelaron mediante elementos de contacto tipo TARGE170 y CONTA173 (Figura 36), los cuales permiten tener modelos de elemento finito discontinuos. Para poder modelar la junta es necesario definir una superficie de “contacto” (mediante los elementos CONTA173) y una superficie “objetivo” (mediante los elementos TARGE170). Las características de estos elementos permiten modelar la junta de forma sencilla considerando su comportamiento mecánico:

- Permite la apertura o cierre de las juntas, así como el deslizamiento;
- Cuando la junta está cerrada existe transmisión de esfuerzos de compresión y cortante, pero no de tensión;
- Cuando la junta se encuentra abierta no existe transmisión de esfuerzos de ningún tipo;
- La transmisión de esfuerzos de cortante se da mediante fricción de acuerdo con una ley tipo Coulomb;
- Puede detectar cambios en la geometría debido al movimiento relativo de los elementos que conforman la junta.

Para simplificar el comportamiento de estas juntas, se consideró el contacto entre las superficies, como perfectamente rugoso, es decir sin deslizamiento (lo cual se apreció en los ensayos de los especímenes). Este caso corresponde a un coeficiente de fricción infinito, en donde únicamente se considera la rotación de las juntas.

Cabe hacer notar que, al utilizar elementos de contacto el modelo deja de ser continuo en la zona de la junta, por lo que se tiene un modelo discreto. De este modo, independientemente del tipo de material asignado a los elementos sólidos, los análisis son no-lineales.

Asimismo, se modelaron las placas de acero donde se apoya el perno que transmite la carga de la máquina universal a la dovela; con el fin de modelar la distribución de los esfuerzos del perno a las dovelas mediante la placa de apoyo. Estas placas se consideraron elásticas lineales en todos los modelos.

2.6.2 Resultados de los modelos numéricos

Los resultados obtenidos con los modelos numéricos son presentados en los siguientes apartados, iniciando con los modelos elásticos 2D, en los cuales se usaron las propiedades nominales debido a que se realizaron antes de iniciar los ensayos experimentales. Posteriormente se presentan los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas 3D considerando el comportamiento no-lineal del material, tanto para el concreto como para el acero de refuerzo.

2.6.2.1 Modelos elásticos empleando elementos sólidos 2D

Los modelos planos son los más sencillos, motivo por el cual fueron los primeros que se utilizaron para observar el posible comportamiento de los especímenes. En este caso, se consideró el material de las dovelas como elástico – lineal, con las propiedades nominales para un concreto con resistencia a la compresión $f'c$ de 35 MPa. Se consideraron las tres diferentes excentricidades: 30, 60 y 90 mm. La carga axial aplicada fue de 2,000 kN, que es la capacidad teórica de la máquina universal. Cabe resaltar que, en estos modelos se empotró una de las dovelas en toda la base, es decir, no se consideró el apoyo real que tendrían los especímenes en el laboratorio. Asimismo, se consideró el espesor de las placas de acero, en donde se aplicó la carga axial.

La Figura 37 presenta el mapa de esfuerzos axiales para las tres diferentes excentricidades, así como la deformada obtenida. Los especímenes con una excentricidad de la carga de 30 y 60 mm fallan por aplastamiento del material (Figuras 37a,b). Mientras que el espécimen con una excentricidad de la carga de 90 mm falla por rotaciones excesivas (Figura 37c). Sin embargo, a mayor excentricidad se obtiene una mayor concentración de esfuerzos axiales en los extremos de la junta. Asimismo, se observa el trabajo de las placas, en la distribución de esfuerzos sobre el espécimen, evitando el aplastamiento del concreto en la zona de aplicación de la carga puntual al formarse un bulbo de reacción. Con lo que se asegura que la zona de la falla sea la junta y no los extremos de las dovelas.

La Figura 38 presenta la curva momento – rotación, para las tres excentricidades. Al considerar un material elástico – lineal para las dovelas, se obtuvo un comportamiento lineal de las juntas. La rigidez rotacional de la junta depende de la excentricidad de la carga. La rigidez rotacional calculada es de 39,320 y 32,310 kN-m/rad, para una excentricidad de 30 y 60 mm respectivamente. Asimismo, se observa que al considerar una excentricidad de 90 mm, el espécimen falla por rotaciones excesivas (0.05 rad), haciendo que la junta se apoye en los extremos de la dovela. Con esta excentricidad, la junta presenta una rigidez de 330 kN-m/rad, es decir solamente un 1% de la rigidez obtenida con excentricidades de 30 y 60 mm. Esto indica que la excentricidad de 90 mm es una situación crítica para la junta entre dovelas.

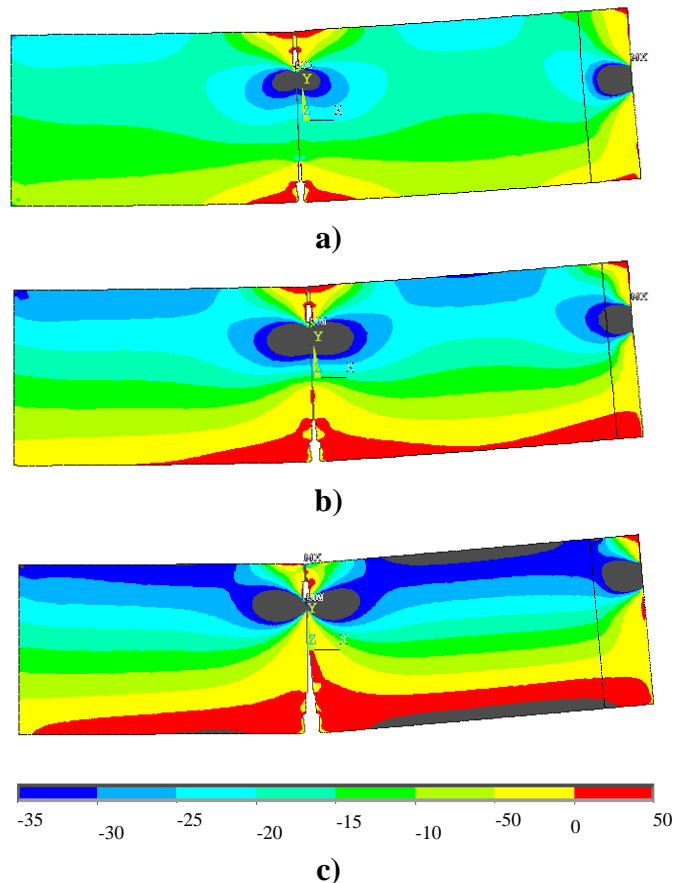


Figura 37. Mapa de esfuerzos axiales (MPa): a) excentricidad de 30 mm; b) excentricidad de 60 mm; c) excentricidad de 90 mm

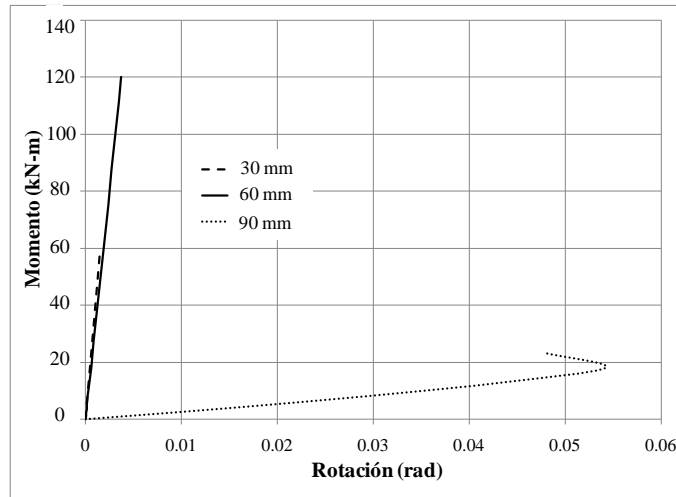


Figura 38. Curvas momento – rotación obtenidas con los modelos de elementos finitos planos

2.6.2.2 Modelos inelásticos empleando elementos sólidos 3D

Para reproducir el comportamiento observado en los especímenes, se definieron las propiedades no-lineales del concreto, utilizando tanto el esfuerzo de tensión uniaxial (f_t), como el esfuerzo de compresión uniaxial (f_c), cuyos valores se obtuvieron con la ayuda de las pruebas a las cuales fueron sometidos los cilindros de control, usando un f_c de 45.5 MPa para los especímenes (Tabla 8). Asimismo, se utilizaron los coeficientes de transferencia a cortante para una grieta abierta (β_T) y para una grieta cerrada (β_C), de acuerdo con Padmarajaiah y Ramaswamy (2002).

Tabla 8. Propiedades no-lineales del material usadas en los modelos numéricos

f_c (MPa)	f_t (MPa)	ν	E (MPa)	β_C	β_T
45.5	3.2	0.22	29,863.0	0.7	0.25

Los resultados de los modelos numéricos mostraron que la carga máxima alcanzada para el modelo con una excentricidad de 30 mm es de 1,492 kN. Mientras que para el modelo numérico al cual se le aplicó la carga a una excentricidad de 60 mm la carga máxima desarrollada fue de 964 kN. Las Figuras 39 y 40 muestran los mapas de esfuerzos axiales, las zonas de abertura y contacto de las juntas, y el nivel de agrietamiento y aplastamiento desarrollado, para el modelo con una excentricidad de 30 mm y 60 mm, respectivamente. De estas Figuras se puede observar una mayor concentración de esfuerzos a compresión para el modelo con la excentricidad de 30 mm, debida a la poca excentricidad asignada. Mientras que para el modelo con una excentricidad de 60 mm se puede observar una mayor concentración de esfuerzos a tensión producto del aumento de excentricidad con respecto al modelo que se le aplicó la excentricidad de la carga de 30 mm.

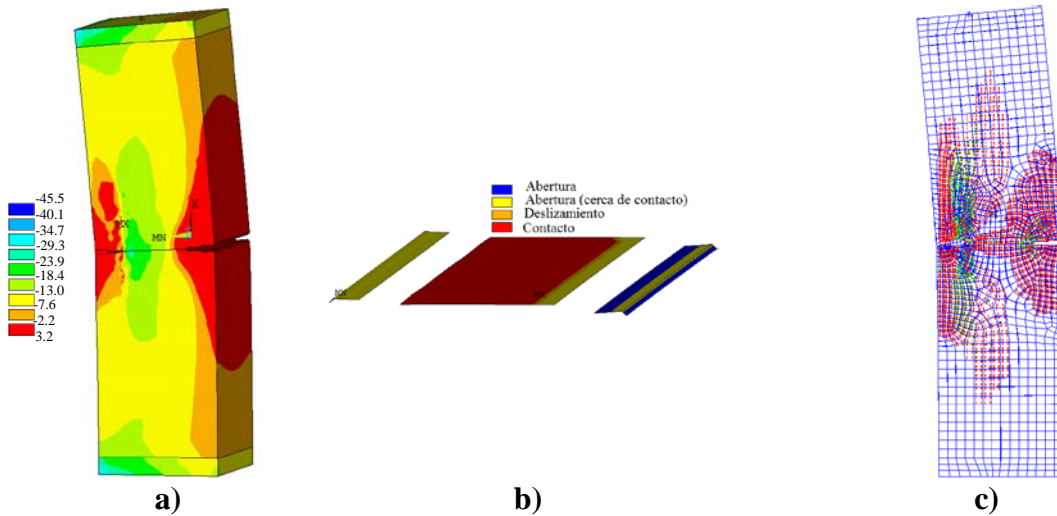


Figura 39. Resultados numéricos del modelo con una excentricidad de la carga de 30 mm: a) mapa de esfuerzos axiales; b) contacto entre dovelas en la zona de la junta; c) nivel de agrietamiento

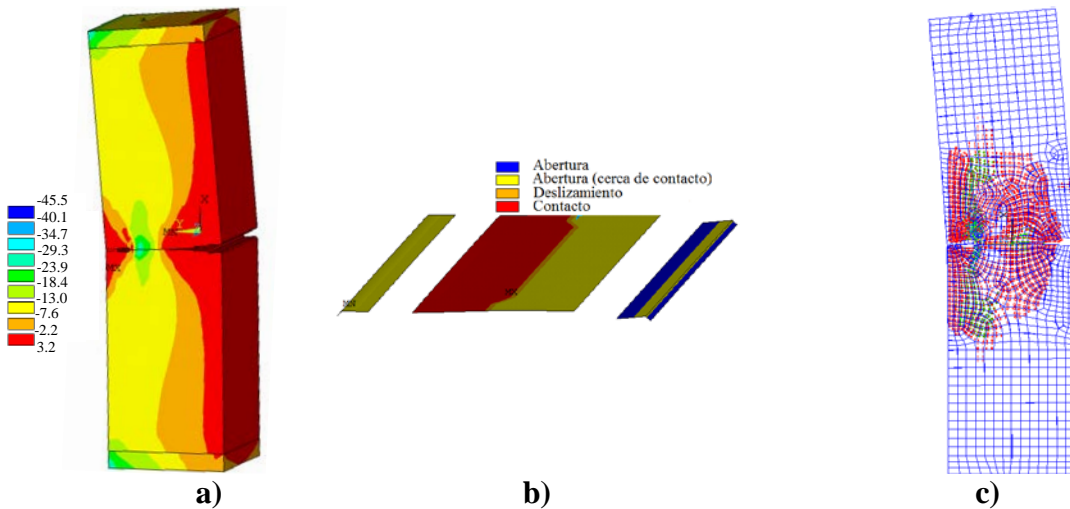


Figura 40. Resultados numéricos del modelo con una excentricidad de la carga de 60 mm: a) mapa de esfuerzos axiales; b) contacto entre dovelas en la zona de la junta; c) nivel de agrietamiento

Además de esto, se puede observar en las Figuras 39b y 40b, el contacto y la abertura en la zona de la junta. Como era de esperarse, la zona de la junta del modelo con excentricidad de 30 mm permanece más en contacto que la junta del modelo con excentricidad de 60 mm. Lo que indica que este último rota más debido al mayor brazo de palanca proporcionado. Asimismo el modelo con una excentricidad de 30 mm muestra un nivel de agrietamiento mayor que el obtenido con el modelo con una excentricidad 60 mm, debido a la diferencia de excentricidad dada en los modelos. Por otro lado, debido a que los especímenes ensayados con una excentricidad de la carga de 90 mm, fallaron por rotaciones excesivas, sin prácticamente sufrir daño en las dovelas, estos no se modelaron en esta etapa, ya que el

modelo elástico fue suficiente para predecir su falla, la cual fue debido a un movimiento de cuerpo rígido por el gran brazo de palanca presentado (Figura 38).

2.7 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES CON LOS RESULTADOS NUMÉRICOS

De acuerdo con la Figura 41a, el modelo numérico que emplea una excentricidad de la carga de 30 mm, representa la rigidez inicial del modelo experimental, la diferencia es que de acuerdo con el modelo numérico la junta requiere un menor momento flexionante (43 kN-m) para comenzar a abrirse (rama horizontal de la curva) que el observado en la prueba experimental (53 T-m). Es decir, el modelo numérico predice un momento flexionante necesario para que la junta comience a abrirse de aproximadamente el 80% del momento obtenido de manera experimental. Obteniendo así una diferencia de alrededor del 20%.

Por su parte, el modelo numérico al que se le aplicó una excentricidad de la carga de 60 mm (Figura 41b), también indica que la junta necesita un menor momento flexionante que el presentado en el modelo experimental para que la junta comience a abrirse. El modelo numérico predice un momento flexionante de 57 kN-m, mientras que en el experimento el momento es de alrededor de 70 kN-m. Lo cual, al igual que en el modelo que se aplicó una excentricidad de la carga de 30 mm, proporciona una diferencia de alrededor del 20%.

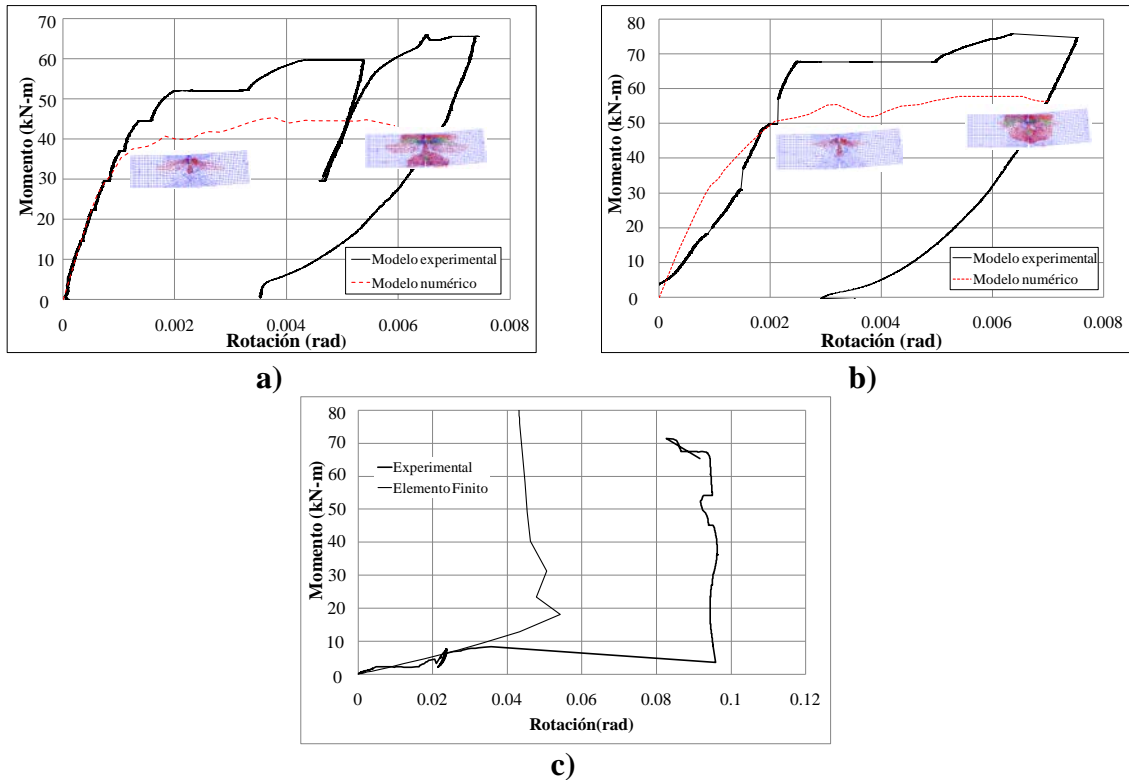


Figura 41. Curvas momento – rotación de los modelos numéricos y experimentales; así como su distribución de agrietamiento: a) prueba con una excentricidad de la carga de 30 mm; b) prueba con una excentricidad de la carga de 60 mm; c) prueba con una excentricidad de la carga de 90 mm

El nivel de agrietamiento obtenido de los modelos numéricos se presenta también en la Figura 41. Al comparar el nivel de agrietamiento predicho por los modelos numéricos con el obtenido experimentalmente (Figura 33) se puede observar que éste se presenta en la misma ubicación que lo obtenido experimentalmente, pero diverge en su magnitud ya que los modelos numéricos predicen un agrietamiento mayor que el desarrollado en los experimentos.

Las diferencias que se presentan entre los modelos numéricos y los experimentales, se deben a que en estos modelos numéricos no se tomó de manera adecuada el fenómeno de ablandamiento del material y por lo tanto la energía de fractura desarrollada. De acuerdo con el manual del ANSYS (2006), el modelo de concreto empleado en este programa, incluye una relajación de esfuerzos, la cual es utilizada para ayudar a la convergencia numérica cuando el agrietamiento es inminente, pero no representa una relación adecuada esfuerzo – deformación para el comportamiento post-agrietamiento del concreto, el cual influye en gran medida en la capacidad de carga de los elementos estructurales, como se observa en el trabajo de Lutikholt (2007). Por lo que se puede concluir que los modelos numéricos realizados en el programa ANSYS (2006) representan en buena medida el comportamiento observado hasta un estado de carga de servicio, pero para condiciones últimas específicamente cuando se presenta un agrietamiento excesivo de las dovelas, dichos modelos subestiman la capacidad “real” en un 20%.

2.8 COMENTARIOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LAS JUNTAS ENTRE DOVELAS

De acuerdo con los resultados obtenidos de los ensayos experimentales, de la relación teórica propuesta y de los modelos numéricos, se puede concluir lo siguiente:

De las pruebas experimentales:

- La rigidez de la junta depende de la excentricidad de la carga aplicada, a mayor excentricidad menor es la rigidez de la junta;
- La fórmula para calcular la carga de aplastamiento propuesta por las Normas Técnicas Complementarias para Concreto del Reglamento de Construcciones del distrito Federal NTC-C (2004), permite estimar correctamente la resistencia de las juntas;
- Para las pruebas ensayadas con una excentricidad de la carga de 30 y 60 mm (valor igual a la sexta y tercera parte del ancho de la junta, respectivamente), la falla se da por la aparición de un agrietamiento excesivo debido al desconchamiento del revestimiento. Mientras que en el ensayo con una excentricidad de la carga de 90 mm (valor igual a la mitad del ancho de la junta) la falla se da por una rotación excesiva sin que, prácticamente, sufran daño las dovelas, lo cual se debe a la alta excentricidad aplicada. Esto indica que esta excentricidad es una condición crítica para las juntas entre dovelas;
- El efecto que produce la conexión atornillada (colocación del perno) es despreciable, debido a que éste no aumenta la capacidad de carga de los especímenes;
- La capacidad de carga de las juntas entre dovelas es independiente del armado longitudinal asignado, debido a que la falla se da por el desconchamiento del concreto de recubrimiento;

- Para lograr un comportamiento adecuado de las juntas entre dovelas, las superficies de las juntas deben estar completamente en contacto, para así no subestimar su capacidad de carga;
- En ninguno de los experimentos se observó un deslizamiento entre las dovelas, aún cuando la junta tuviera rotaciones importantes. Lo que permite simplificar los modelos numéricos, al considerar únicamente la rotación de las juntas y despreciar el deslizamiento entre dovelas.

De la relación teórica propuesta:

- La rigidez inicial y el momento máximo dependen de la excentricidad de la carga;
- Existe una excentricidad límite en la cual se tiene el momento máximo. Después de esta excentricidad límite, tanto la rigidez inicial, como el momento máximo decrecen. Esta excentricidad límite corresponde, para este caso en particular, a 60 mm (valor igual a la tercera parte del ancho de la junta);
- Para una excentricidad igual a cero, la rigidez es infinita;
- Cuando la excentricidad tiende a la mitad del ancho de la junta (90 mm para este caso), la rigidez inicial tiende a cero;
- La relación propuesta reproduce adecuadamente el comportamiento mostrado experimentalmente.

De los modelos numéricos:

- La relación entre el momento y la rotación del modelo, considerando la zona de la junta como un discontinuo, mediante elementos de contacto (no-linealidad) y utilizando un comportamiento del material elástico-lineal para el estado de carga aplicado (carga axial variable con excentricidad constante), es lineal;
- La rigidez inicial obtenida con el modelo numérico para una excentricidad de la carga igual a la mitad del ancho de la junta (90 mm) es aproximadamente el 1% de la rigidez obtenida con excentricidades de 30 y 60 mm.
- Es necesario definir la no-linealidad del material para los modelos en los que predomina la falla por desconchamiento del revestimiento (daño en las dovelas). Mientras que en los modelos que predomina la falla por rotaciones excesivas, el modelo elástico (incluyendo la no-linealidad dada por las juntas) es suficiente para predecir la falla dada experimentalmente.
- Los modelos numéricos inelásticos subestiman en un 20% el momento flexionante necesario para que la junta comience a abrirse (rama horizontal), esto se debe a que en el programa utilizado ANSYS (2006), no es posible definir de manera adecuada el comportamiento post-agrietamiento del material; pero dichos modelos representan en buena medida el comportamiento mostrado experimentalmente hasta cierto estado de carga (etapa de servicio).

CAPÍTULO 3

VALIDACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS DE ANILLOS DE TÚNEL

Los modelos numéricos y las pruebas experimentales realizadas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM fueron para evaluar el comportamiento mecánico de juntas entre dovelas de un túnel típico construido en la ciudad de México (capítulo 2). Para evaluar el comportamiento de anillos de dovelas de túneles típicos construidos en la ciudad de México, únicamente se podrá hacer mediante simulaciones numéricas, debido a que no se cuenta con ensayos experimentales. Razón por la cual, la modelación numérica debe ser validada. Para ello, se realizaron modelos numéricos de otros anillos de túnel que contaran con pruebas experimentales, por lo que se utilizaron los ensayos experimentales de anillos de dovelas realizados por Lutikholt (2007); presentados en la sección 1.4.3. Se utilizaron estos ensayos debido a las facilidades encontradas para la obtención de sus datos y sus resultados. Validada la modelación, se continuó con los modelos numéricos de un túnel típico construido en la ciudad de México.

3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS

Se realizaron modelos numéricos de las pruebas experimentales de anillos realizadas por Lutikholt (2007) utilizando el Método de Elemento Finito (MEF). Antes de comenzar a realizar los modelos numéricos de los tres anillos ensayados (sección 1.4.3), estos se modelaron como anillos aislados, por simplicidad y como una primera etapa de simulación. En ellos se consideraron las juntas entre dovelas con elementos de contacto, mientras que en las dovelas se consideró el comportamiento no-lineal del concreto y del acero de refuerzo. Asimismo, en la segunda etapa de la simulación, se consideró el acoplamiento de los tres anillos utilizando elementos de contacto en las zonas de las juntas entre anillos.

3.2 MODELOS NUMÉRICOS DE ANILLOS AISLADOS

La Figura 42 muestra en forma general los modelos numéricos realizados en esta etapa. En la Figura 42a se muestran las zonas en donde fueron aplicadas las presiones que simulaban la carga aplicada al espécimen debida a los gatos hidráulicos, dichas presiones fueron delimitadas por las áreas de los apoyos ($40 \times 40 \text{ cm}^2$) de las vigas de repartición (Figura 21b). Además en esta misma Figura se observan las condiciones de frontera incluidas en los cuadrantes del anillo, las cuales representan los cuatro apoyos tangenciales dados al modelo experimental (sección 1.4.3), con lo cual los efectos por torsión en el modelo pueden ser minimizados, evitando así un movimiento de cuerpo rígido.

En la Figura 42b se puede observar la ubicación de la dovela llave en cada anillo, asimismo en la Figura 42c se observa la distribución de las juntas entre dovelas en cada uno de los anillos dovelados, dichas juntas se modelaron mediante elementos de contacto. Por otro lado, en la Figura 43 se puede observar el acero disperso colocado en las dovelas de concreto del anillo inferior, el cual se modeló, por medio de una relación de volúmenes (cuantía de acero), simulando de esta manera el refuerzo proporcionado por las varillas longitudinales y transversales; de la misma manera se modeló el acero de refuerzo para los otros dos anillos de dovelas.

Para reproducir el comportamiento experimental observado en las pruebas, se definieron las propiedades no lineales del concreto, utilizando la resistencia a tensión uniaxial (f_t), así como los coeficientes de transferencia a cortante para una grieta abierta (β_T) y para una grieta cerrada (β_C), los cuales se obtuvieron del trabajo realizado por Lutikholt (2007) (Tabla 9). Además del concreto, como ya se mencionó, se consideró el acero de refuerzo de una manera dispersa, incluyendo sus cuantías de acero longitudinal y transversal (ρ_l y ρ_t), definiendo además su curva esfuerzo-deformación. El comportamiento a cortante fue considerado por medio de la superficie de fluencia de Drucker-Prager, por lo cual se definieron los siguientes parámetros, tomados de Lutikholt (2007): cohesión (c), ángulo de fricción (ϕ) y ángulo de dilatación (ψ) (Tabla 9).

Tabla 9. Propiedades no-lineales del material usadas en los modelos numéricos

Material	f_t (MPa)	ν	E (MPa)	β_C	β_T	f_y (MPa)	$f'c$ (MPa)	c (MPa)	ϕ (rad)	ψ (rad)
Concreto	4.0	0.2	36,000	1	0.01	---	elástico	26.0	0.17	0.17
Acero	---	0.2	205,939.65	---	---	411.88	---	---	---	---

Con lo cual se puede observar que los modelos numéricos realizados son bastante complejos, aunque en esta etapa de investigación solo se considerara que los anillos trabajaban de manera aislada.

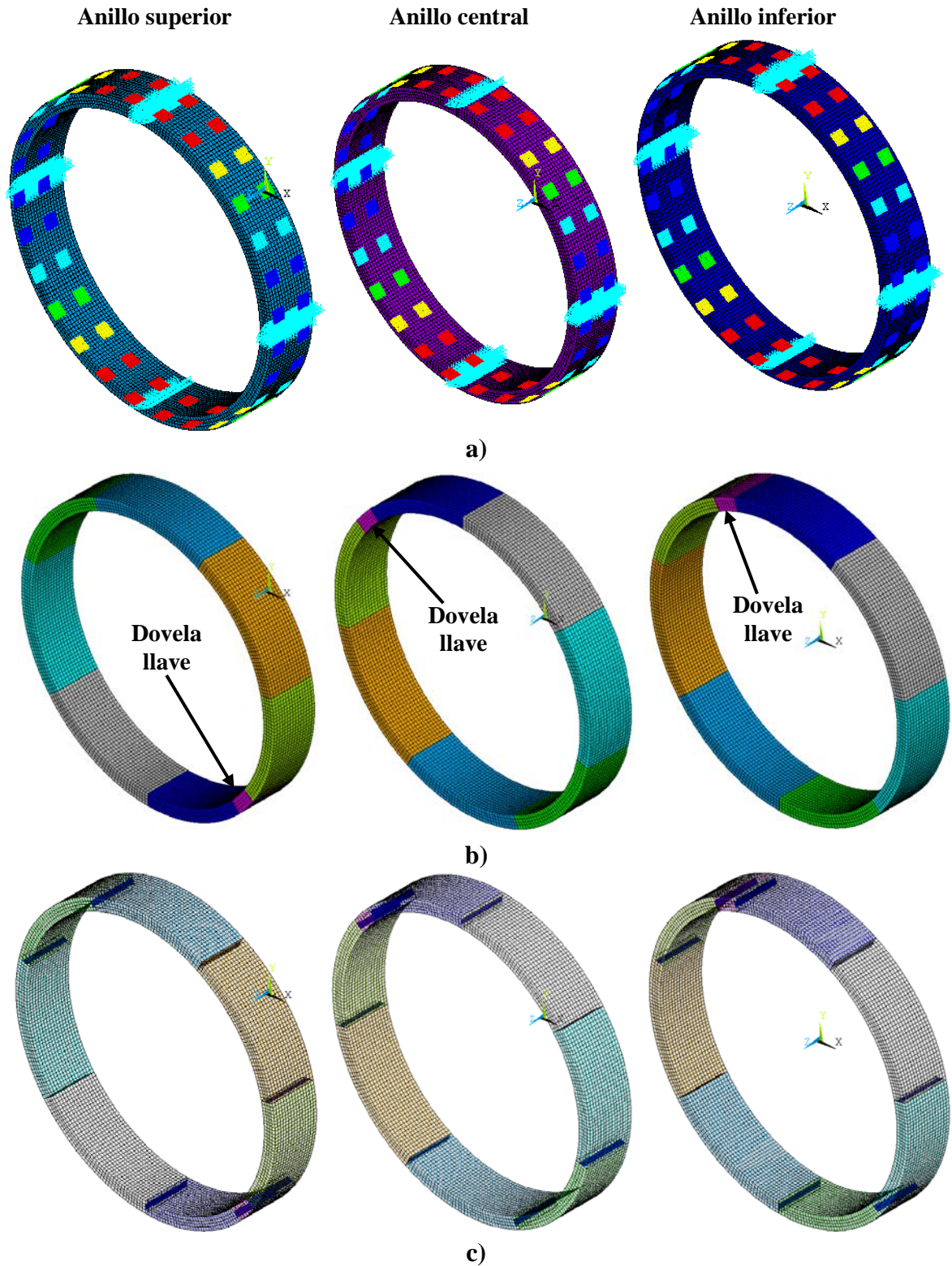


Figura 42. Modelos numéricos de elementos finitos de anillos dovelados aislados: a) configuración de carga y condiciones de frontera (apoyos tangenciales); b) ubicación de la dovela llave en cada anillo; c) distribución de juntas entre dovelas, modeladas con elementos de contacto

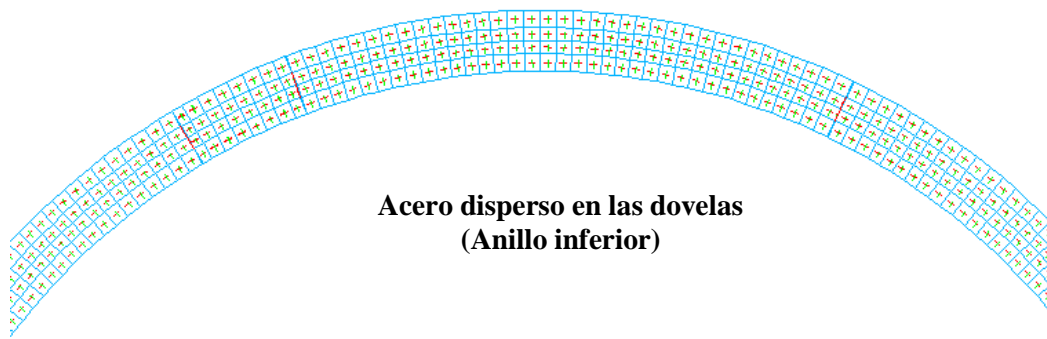


Figura 43. Detalle de distribución del acero de refuerzo, modelado de manera dispersa en las dovelas (anillo inferior)

3.2.1 Resultados numéricos del anillo central

La modelación numérica se inició utilizando únicamente el anillo central, y considerando la no-linealidad del material, por lo cual no se tomó en cuenta el efecto de la carga axial aplicada en los experimentos. Es decir, en esta etapa de modelación numérica se consideró el anillo de manera aislada, sin tomar en cuenta el efecto de los anillos colindantes. Posteriormente se modeló el anillo inferior y superior, de manera aislada; utilizando en los tres modelos elementos de contacto en las zonas de las juntas.

3.2.1.1 Comparación con el primer experimento

Los resultados numéricos obtenidos del anillo central se compararon con los resultados experimentales. De acuerdo con Luttikholt (2007), el comportamiento del revestimiento puede ser representado mostrando la deformación máxima del revestimiento contra la carga cosenoidal aplicada. Para ello se promediaron los cuatro puntos donde se presentan las máximas deformaciones. Para los experimentos, éstos se determinaron mediante el equipo de medición radial, mientras que en los modelos numéricos se monitorearon los cuatro puntos ubicados en los cuadrantes del modelo, obteniendo posteriormente el promedio de ellos. Por facilidad, a partir de aquí se referirá a la carga cosenoidal únicamente como carga y a la deformación de ovalamiento únicamente como deformación.

Para los dos experimentos se obtuvieron sus curvas carga – deformación (Figura 44). De acuerdo con Luttikholt (2007) para el primer experimento, al cual se aplicó una mayor carga axial (800 kN/gato), la rama no-lineal en deformaciones, se alcanza aproximadamente a una carga de 25 kN/gato (Figura 44a). Asimismo, la carga última alcanzada en el primer experimento es de aproximadamente 37 kN/gato.

La comparación de la curva carga – deformación del modelo numérico con la obtenida en el primer experimento (mayor carga axial) es presentada en la Figura 44a, en ella se muestra que la rigidez inicial es muy similar con la obtenida en el primer experimento, los cambios de rigidez posteriores, presentados en el modelo numérico, se deben en gran parte al comportamiento mecánico de las juntas, el cual transmite cierta flexibilidad al anillo, por

lo cual disminuye la rigidez con el aumento de carga, por la apertura de las juntas. De acuerdo con el modelo numérico, la carga última resistente es de aproximadamente 17.66 kN/gato, al comparar este valor con el establecido en el experimento (Figura 44a), éste corresponde al 48 % de la carga última de este experimento.

3.2.1.2 Comparación con el segundo experimento

La comparación de la curva carga – deformación obtenida con el modelo numérico con la obtenida en el segundo experimento se muestra en la Figura 44b.

El segundo experimento (menor carga axial = 100 kN/gato), alcanza su parte no-lineal bajo una carga de 15 kN/gato (Figura 44b). Asimismo, la carga última alcanzada en el segundo experimento es de 23.5 kN/gato.

La curva carga – deformación del modelo numérico muestra que la rigidez inicial es muy similar con la obtenida experimentalmente (Figura 44b), los cambios de rigidez posteriores se deben en gran medida al comportamiento mecánico de las juntas.

Por otro lado, el modelo numérico predice que la carga última resistente es de aproximadamente 17.66 kN/gato, que comparada con la establecida en el experimento (Figura 44b), ésta corresponde al 75 % de la carga última desarrollada en este segundo experimento.

3.2.2 Conclusiones de los resultados numéricos del anillo central

De estos resultados, se puede concluir que la curva carga – deformación dada por el modelo numérico fue más parecida a la obtenida en el segundo experimento. Esto se debe a la poca interacción entre anillos, aplicada en ese experimento, producida por la baja carga axial asignada; ya que en el modelo numérico no se aplicó dicha carga axial, debido a que se comenzó la modelación numérica del anillo central de manera aislada, es decir sin tomar en cuenta el efecto de los anillos colindantes.

El efecto de la interacción entre anillos producto de la carga axial, cambia el comportamiento global de los anillos. Recordando que para el primer experimento la carga axial aplicada fue de 800 kN/gato, con la cual se obtuvo experimentalmente una carga resistente de 37 kN/gato. Mientras que para el segundo experimento, la carga axial aplicada fue de 100 kN/gato, obteniendo una carga resistente de 23.5 kN/gato. Por lo tanto, es necesario tomar en cuenta el efecto de la carga axial en las simulaciones numéricas. Cabe hacer notar que, la curva carga – deformación, obtenida del modelo numérico (anillo aislado) se asemeja más al comportamiento mostrado en el segundo experimento, por la baja carga axial aplicada en el ensaye. Por lo tanto, los resultados de los modelos numéricos para el anillo inferior y superior, solo se compararon con los resultados experimentales del segundo ensaye.

En lo que respecta a los mapas de esfuerzos obtenidos del modelo numérico, estos se presentan en las Figuras 45a,b. En estas Figuras se puede observar el aumento de los esfuerzos a tensión producto de la carga aplicada, los cuales aumentan en las zonas de clave

y de cubeta y en las zonas de hastiales. En dichos mapas de esfuerzos se presenta cierta simetría, la cual no se da en su totalidad debido a las juntas entre dovelas formadas por la dovela llave. El nivel de agrietamiento producido en el modelo numérico se presenta en la Figura 45c, dicho agrietamiento prácticamente es nulo, lo cual indica que los cambios de rigidez presentados, se deben a la abertura de las juntas y no al daño en las dovelas. Por otro lado en la Figura 45d se presenta la deformación unitaria en el refuerzo longitudinal, en la cual se aprecia que el acero longitudinal de las dovelas no fluye en el modelo numérico, debido a que el mecanismo de falla se debe principalmente a la rotación de las juntas. Asimismo, experimentalmente se presentó agrietamiento en las dovelas, lo cual no se reflejó en el modelo numérico. Esto puede deberse a que no se tomó en cuenta la interacción entre anillos dada experimentalmente, razón por la cual se procedió más tarde a realizar un modelo que considerara el acoplamiento entre anillos.

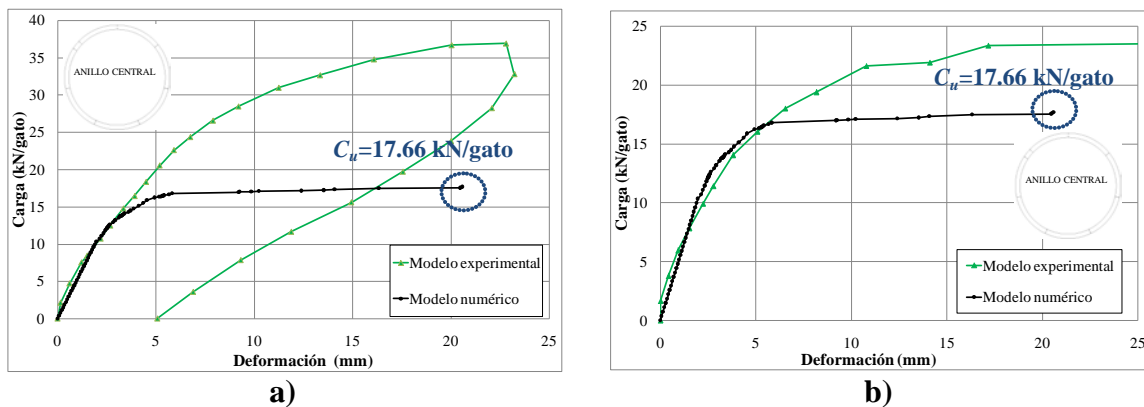


Figura 44. Curvas carga – deformación del anillo central: a) comparación de los resultados numéricos utilizando el anillo aislado, con los resultados experimentales del primer experimento (mayor carga axial); b) comparación de los resultados numéricos utilizando el anillo aislado, con los resultados experimentales del segundo experimento (menor carga axial)

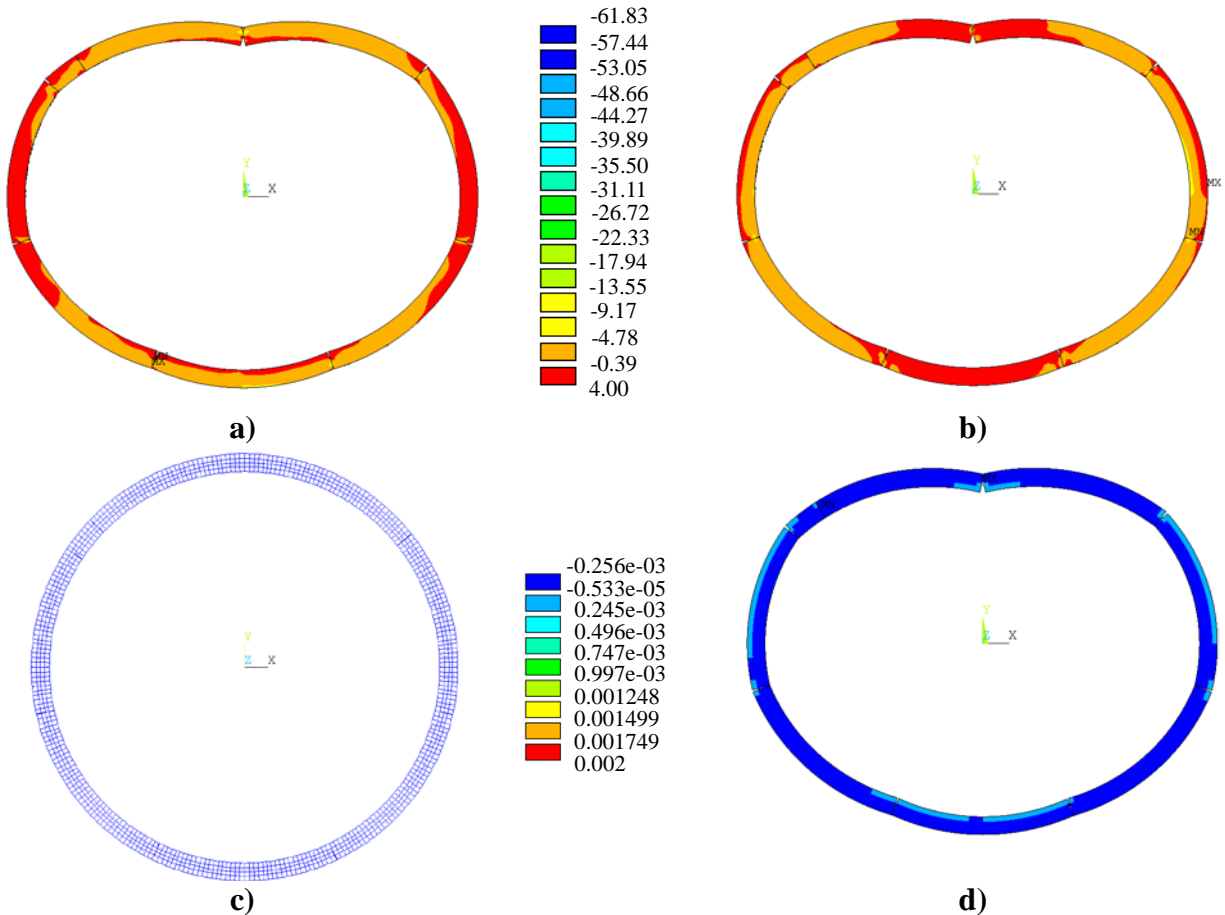


Figura 45. Resultados numéricos del anillo central para la deformación última ($C_u = 17.66$ kN/gato): a) mapa de esfuerzos en dirección "X"; b) mapa de esfuerzos en dirección "Y"; c) agrietamiento; d) deformación unitaria del refuerzo longitudinal

3.2.3 Resultados numéricos del anillo inferior

Al igual que para el anillo central, se comparó la curva carga – deformación obtenida del modelo numérico para el anillo inferior con la obtenida experimentalmente, dicha comparación se muestra en la Figura 46. De acuerdo con esta Figura, se determinó que la carga última que predice el modelo es menor que la obtenida en el experimento, con una diferencia de aproximadamente el 25%. Con lo cual se puede concluir que, debido a que en esta etapa no se consideró la carga axial aplicada, existe esta diferencia; pero el modelo numérico realizado representa el comportamiento del anillo, si éste trabajara de manera aislada. En las Figuras 47a,b se muestran los mapas de esfuerzos "X" y de esfuerzos "Y"; pudiéndose observar el aumento de los esfuerzos a tensión producto de la carga aplicada, los cuales aumentan en las zonas de clave y de cubeta, y en las zonas de hastiales. Por otro lado, el nivel de agrietamiento producido en el modelo numérico es prácticamente nulo, además, de acuerdo con la Figura 47d, el acero longitudinal no fluye; por lo que al igual que para el anillo central, la degradación de rigidez presentada en el modelo numérico se debe principalmente al comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas.

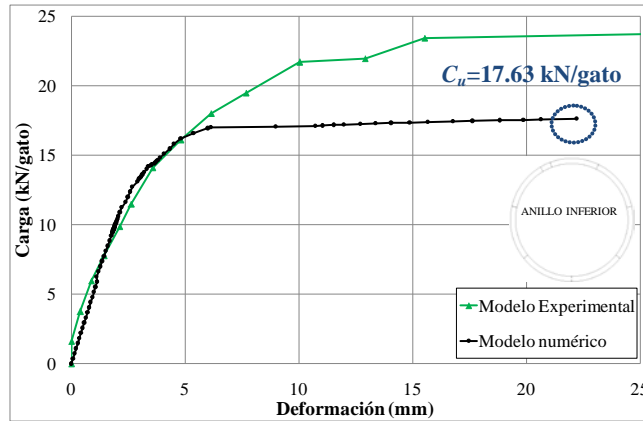


Figura 46. Curva carga – deformación del anillo inferior obtenida con el modelo numérico, comparada con la curva experimental (especimen C02)

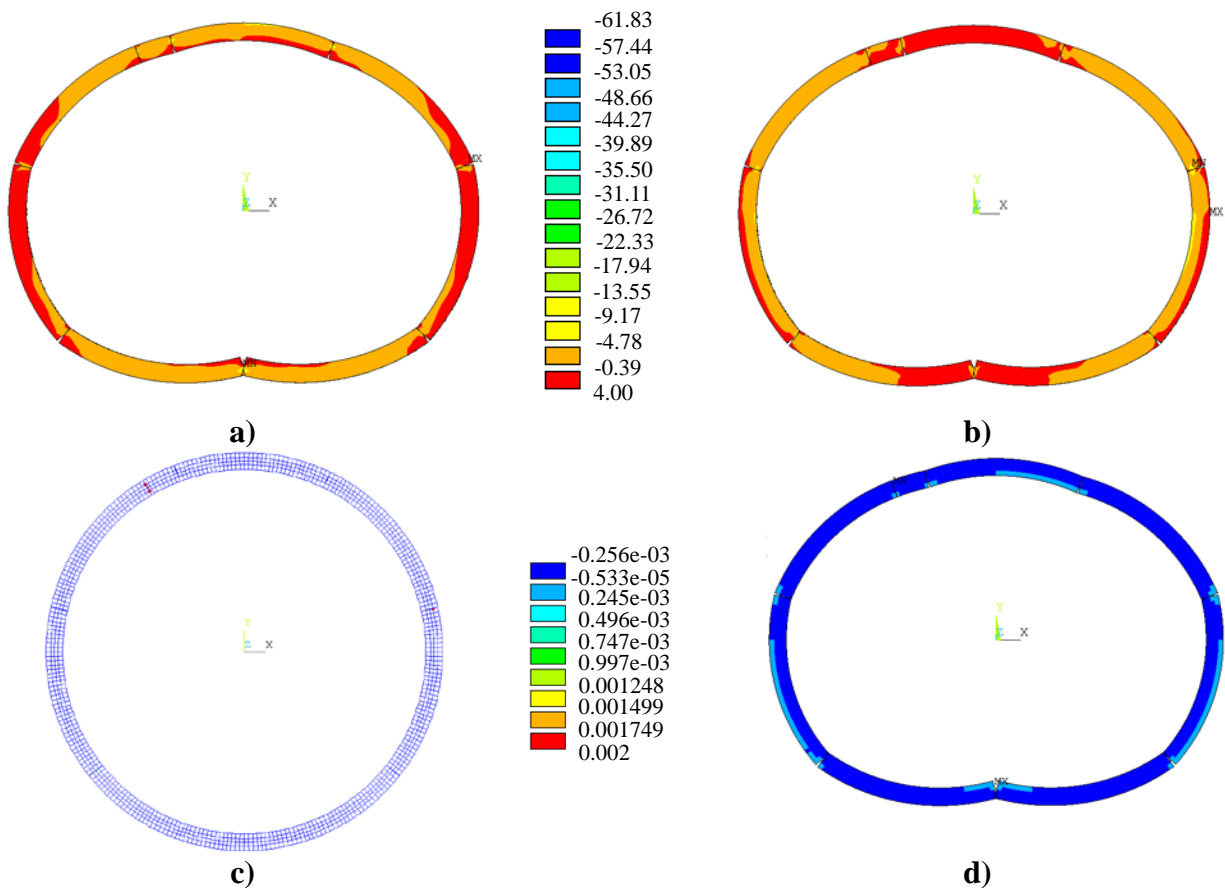


Figura 47. Resultados numéricos del anillo inferior para la deformación última ($C_u = 17.63$ kN/gato): a) mapa de esfuerzos en dirección “X”; b) mapa de esfuerzos en dirección “Y”; c) agrietamiento; d) deformación unitaria del refuerzo longitudinal

La comparación entre el agrietamiento obtenido experimentalmente con el obtenido numéricamente, se presenta en la Figura 48a. En esta Figura se observa que en el experimento se obtuvo agrietamiento en la zona de hastial izquierdo y en la zona de clave,

mientras que en el modelo numérico, prácticamente no se presentó daño. Dichas diferencias, se deben a que en el modelo numérico no se tomó en cuenta la interacción entre anillos, en esta etapa de simulación.

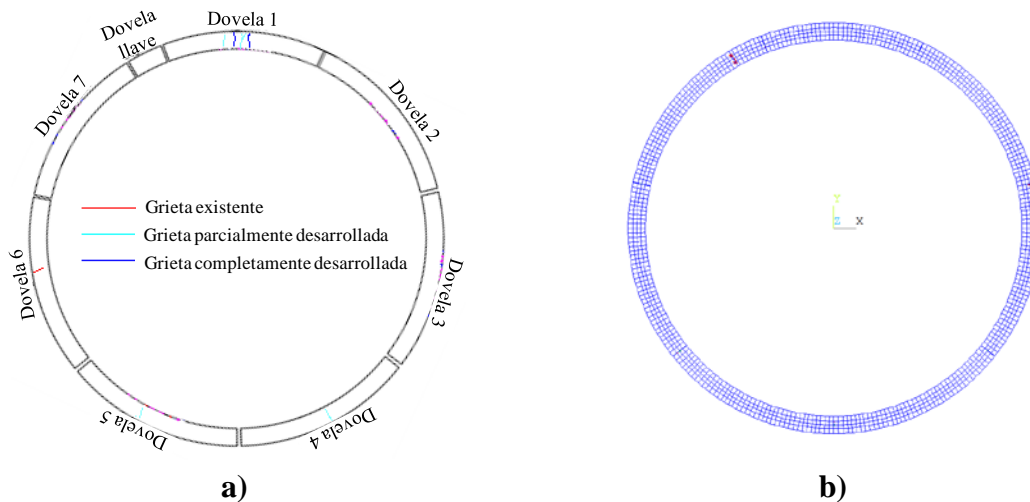


Figura 48. Comparación del agrietamiento obtenido del modelo numérico del anillo inferior aislado con el obtenido experimentalmente: a) agrietamiento obtenido del anillo inferior en el experimento C02; b) agrietamiento obtenido en el modelo numérico del anillo inferior aislado

3.2.4 Resultados numéricos del anillo superior

En la Figura 49 se muestra el comportamiento carga – deformación de los resultados numéricos del anillo superior comparados con los resultados experimentales. Se puede observar que el modelo numérico, predice una carga última de aproximadamente 17.78 kN/gato, este valor es menor que el obtenido en el experimento, con una diferencia de aproximadamente el 25%, al igual que en los otros dos anillos.

Por otro lado, en las Figuras 50a,b se muestran los mapas de esfuerzos “X” y de esfuerzos “Y”, al igual que en los otros dos anillos, el aumento de los esfuerzos a tensión producto de la carga aplicada, se presenta en las zonas de clave y de cubeta, así como en las zonas de hastiales. El nivel de agrietamiento producido en el modelo numérico es muy poco (Figura 50c), mientras que el acero de refuerzo longitudinal no alcanza fluir (Figura 50d), por lo que la degradación de rigidez presentada en la curva carga – deformación se debe principalmente a la rotación de las juntas entre dovelas.

En la Figura 51, se muestra la comparación entre el agrietamiento obtenido experimentalmente con el obtenido del modelo numérico. En esta Figura, se observa que experimentalmente se obtuvo agrietamiento en la zona de hastial izquierdo y en la zona de clave (grietas parcialmente desarrolladas), lo cual no concuerda con lo representado por el modelo numérico. Esto se debe, al igual que en los otros dos anillos, a que no se tomó en cuenta la interacción entre anillos al realizar el modelo numérico de manera aislada, la cual influye en el comportamiento estructural de los anillos dovelados.

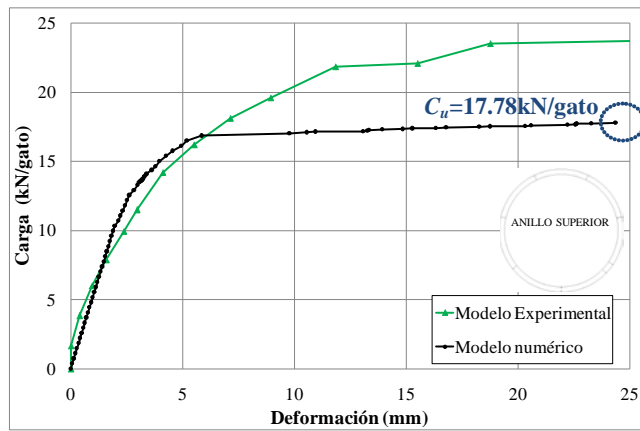


Figura 49. Curva carga – deformación del anillo superior obtenida con el modelo numérico, comparada con la curva experimental (especimen C02)

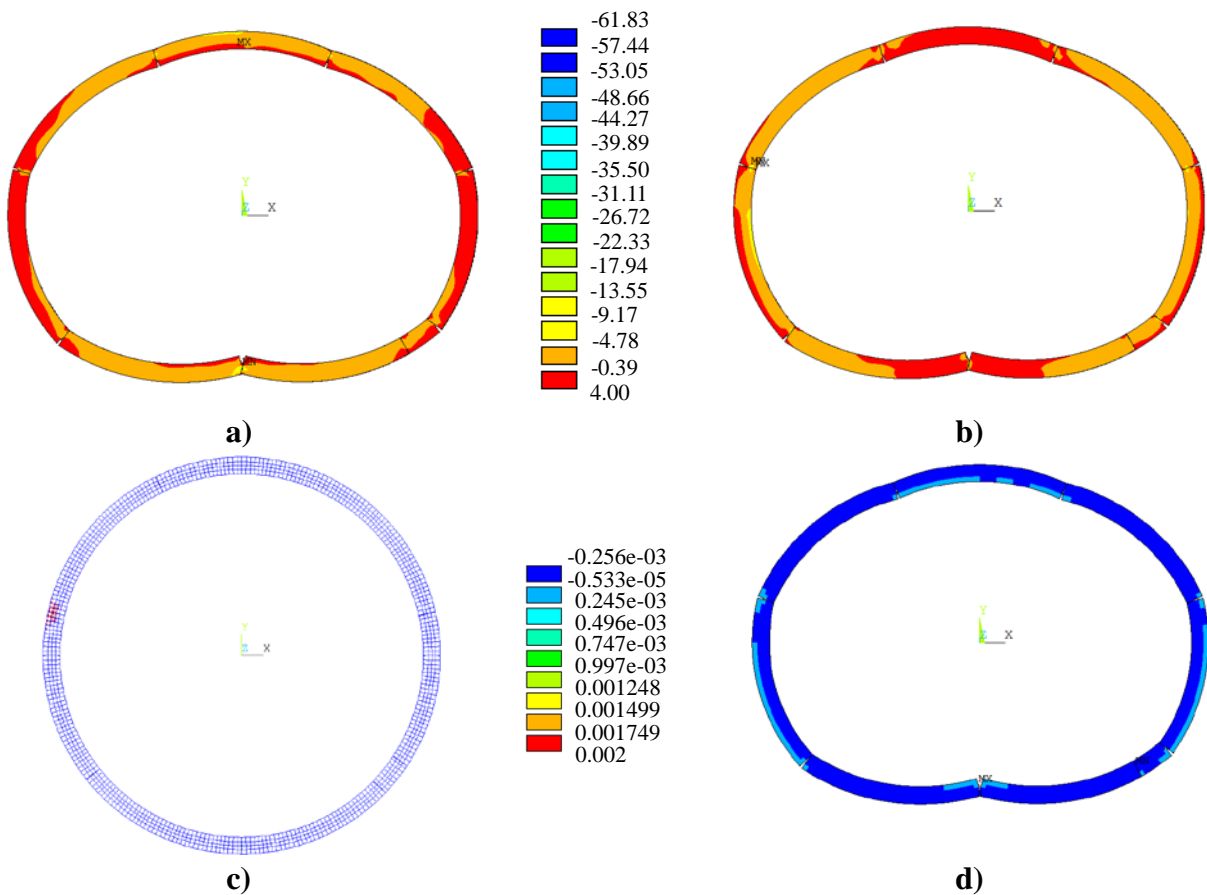


Figura 50. Resultados numéricos del anillo superior para la deformación última ($C_u = 17.78$ kN/gato): a) mapa de esfuerzos en dirección “X”; b) mapa de esfuerzos en dirección “Y”; c) agrietamiento; d) deformación unitaria del refuerzo longitudinal

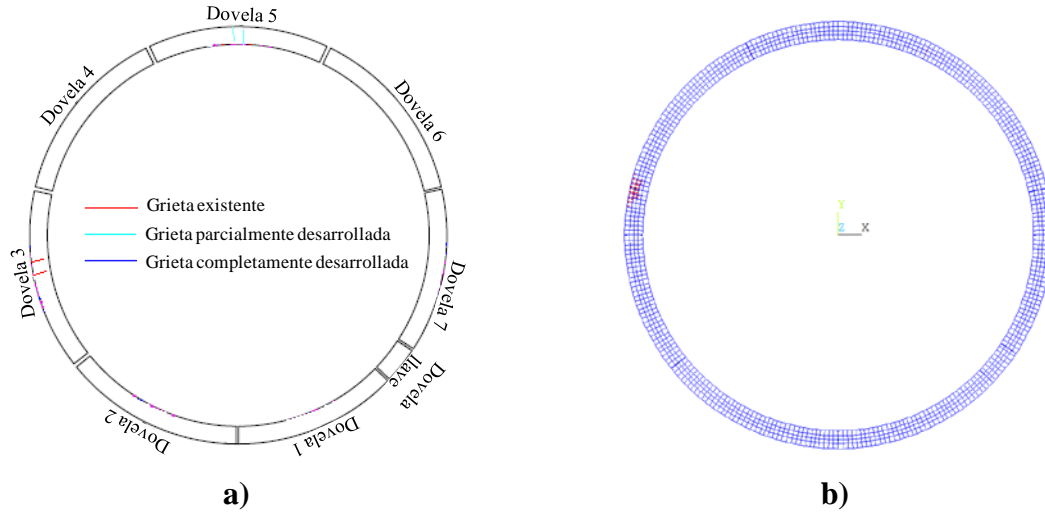


Figura 51. Comparación del agrietamiento obtenido del modelo numérico del anillo superior aislado con el obtenido experimentalmente: a) agrietamiento obtenido del anillo superior en el experimento C02; b) agrietamiento obtenido en el modelo numérico del anillo superior aislado

3.2.5 Configuración deformada de los anillos

Las configuraciones deformadas obtenidas en el ensayo experimental para cada uno de los anillos fueron comparadas con las configuraciones obtenidas con los modelos numéricos.

En lo que se refiere a los resultados experimentales, los cuales se pueden observar en la Figura 52a, se tiene que el anillo 1 (anillo inferior) y el anillo 3 (anillo superior), tienen una configuración deformada muy parecida, debido a que en ellos se tiene la misma localización de juntas entre dovelas, exceptuando la ubicación dovela llave, razón por la cual la configuración no es exactamente la misma. Además, en el anillo 1 se presentan deformaciones más pequeñas debido a que en este anillo (anillo inferior) se colocaron los apoyos tangenciales, descritos en el ensayo, para evitar un posible movimiento de cuerpo rígido; los cuales a su vez limitaron más el movimiento de cuatro de las ocho juntas en ese anillo.

Se observa que las configuraciones obtenidas numéricamente son, cualitativamente, muy similares con las obtenidas experimentalmente (Figura 52). Cabe hacer notar que los anillos inferior y superior son muy parecidos debido a que para la modelación numérica, en ambos se aplicaron los cuatro apoyos tangenciales. Además de esto es posible observar la abertura de las juntas entre dovelas, lo que ocasiona en gran medida, la pérdida de rigidez mostrada en las curvas carga – deformación.

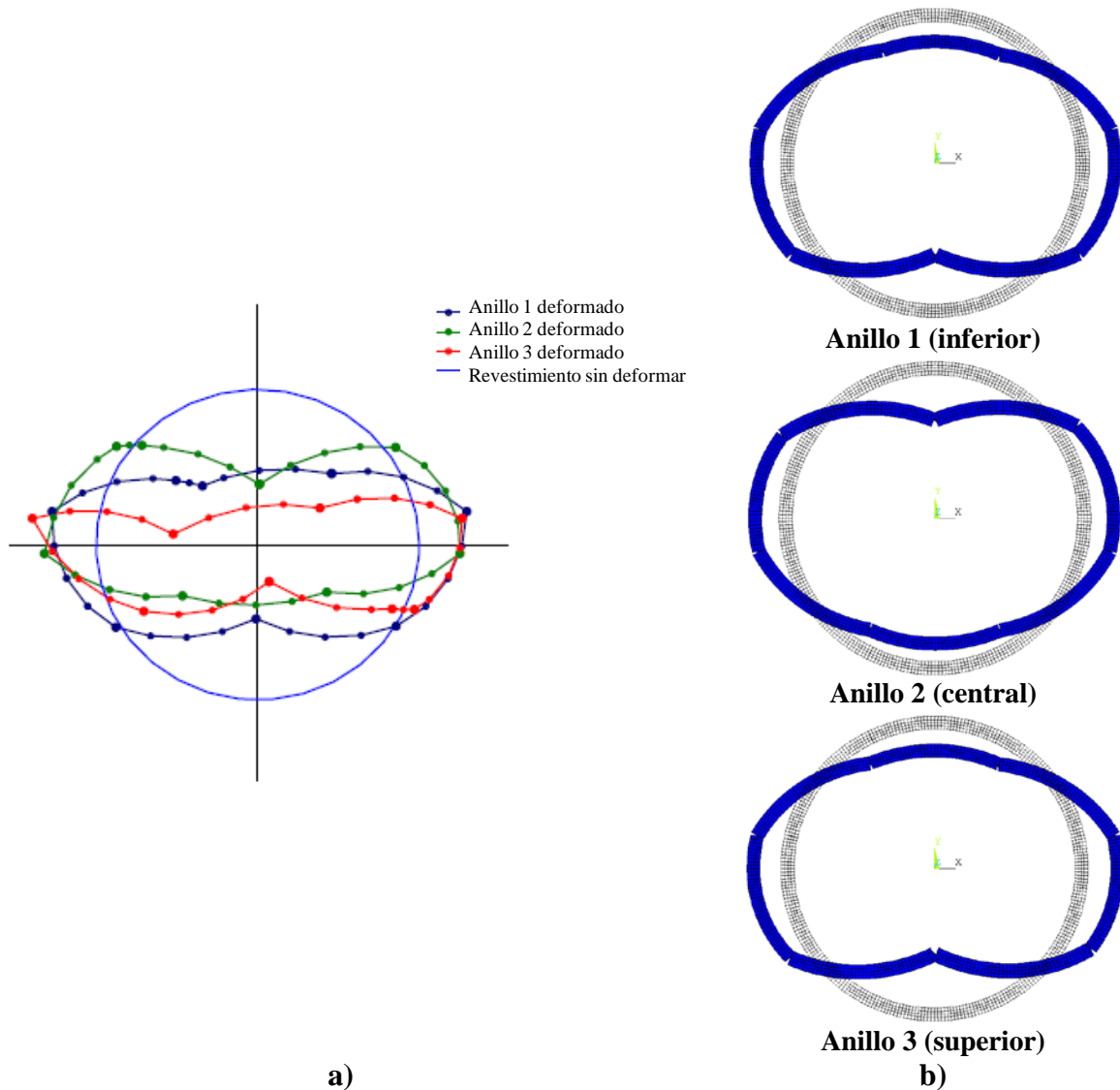


Figura 52. Configuración deformada de los anillos de dovelas: a) modelo experimental (C02); b) modelos numéricos

Debido a que las deformaciones obtenidas, tanto experimentalmente como numéricamente se deben en gran parte a la apertura de las juntas entre dovelas (comportamiento momento-rotación de las juntas); se muestra en la Figura 53 un acercamiento de una junta entre dovelas del anillo central, pudiéndose observar la apertura, el contacto y los esfuerzos de contacto, obtenidos del modelo numérico en esa junta.

Finalmente, es posible concluir que, de acuerdo con las comparaciones realizadas de los modelos numéricos con los experimentales, es necesario incluir, en las simulaciones numéricas, el acoplamiento de los anillos por medio de la carga axial, ya que ésta influye notablemente en la capacidad de carga de los experimentos. Debido a esto se desarrolló un modelo numérico aún más complejo, para tomar en cuenta la interacción entre los anillos de dovelas, el cual es mostrado en los siguientes apartados.

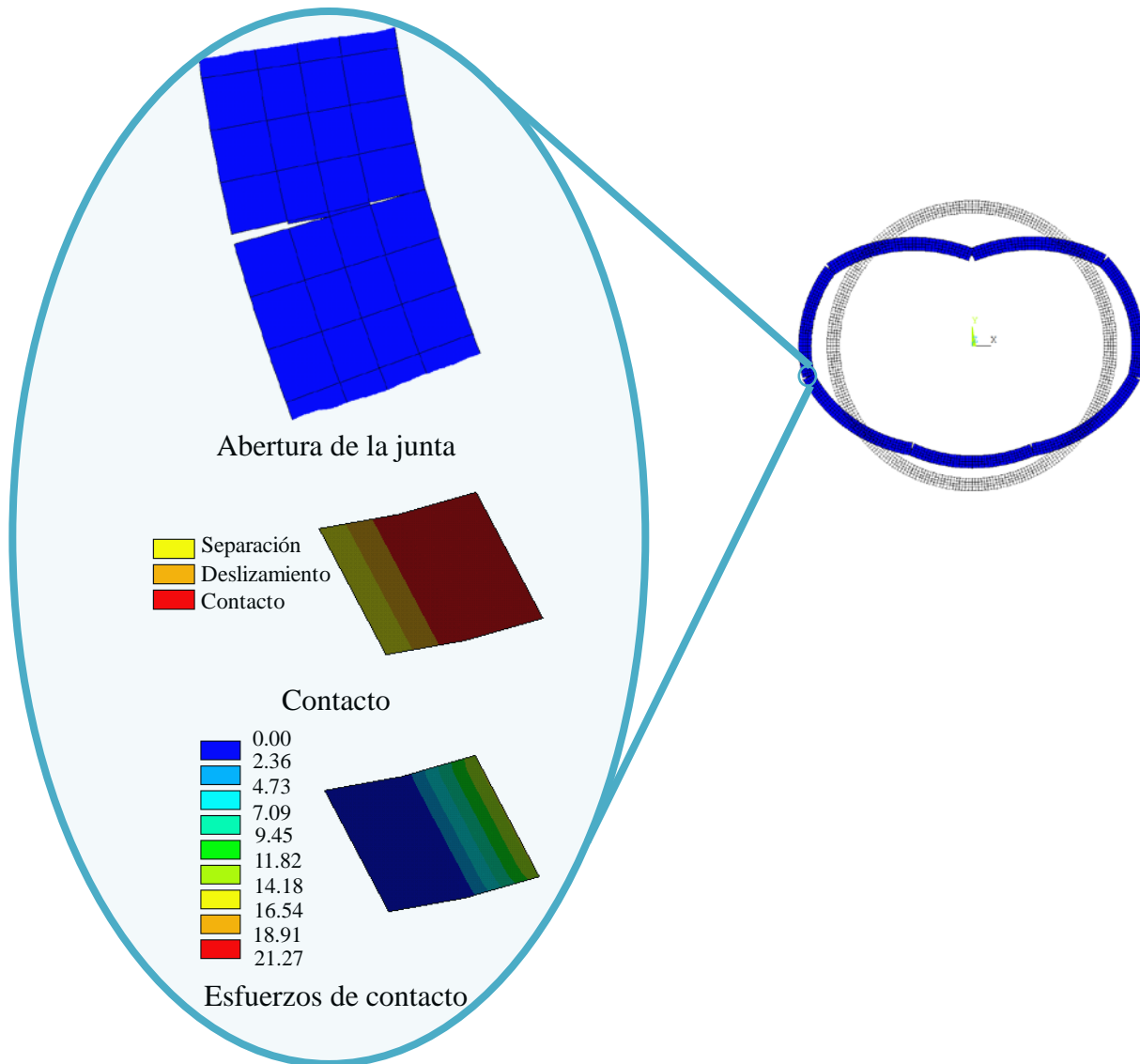


Figura 53. Detalles de contacto de una junta del anillo central, obtenidos del modelo numérico

3.3 MODELOS NUMÉRICOS QUE CONSIDERAN LA INTERACCIÓN ENTRE ANILLOS

La Figura 54 muestra el modelo numérico que considera el acoplamiento entre anillos de dovelas. En dicho modelo se incluye la carga axial impuesta en los ensayos y por lo tanto se evalúa el efecto de la poca o fuerte interacción entre anillos. Para esta simulación numérica se modelaron las juntas entre anillos, mediante elementos de contacto, cuyo comportamiento, no permite la separación entre la superficie de “contacto” y la superficie “objetivo”, pero sí permite el deslizamiento entre ellas. Esto se debe a que la carga axial aplicada, principalmente en la prueba con una carga axial alta (800 kN/gato), impide la separación de las juntas entre anillos, pero dicha carga puede provocar deslizamientos posteriores al contacto de las juntas entre anillos.

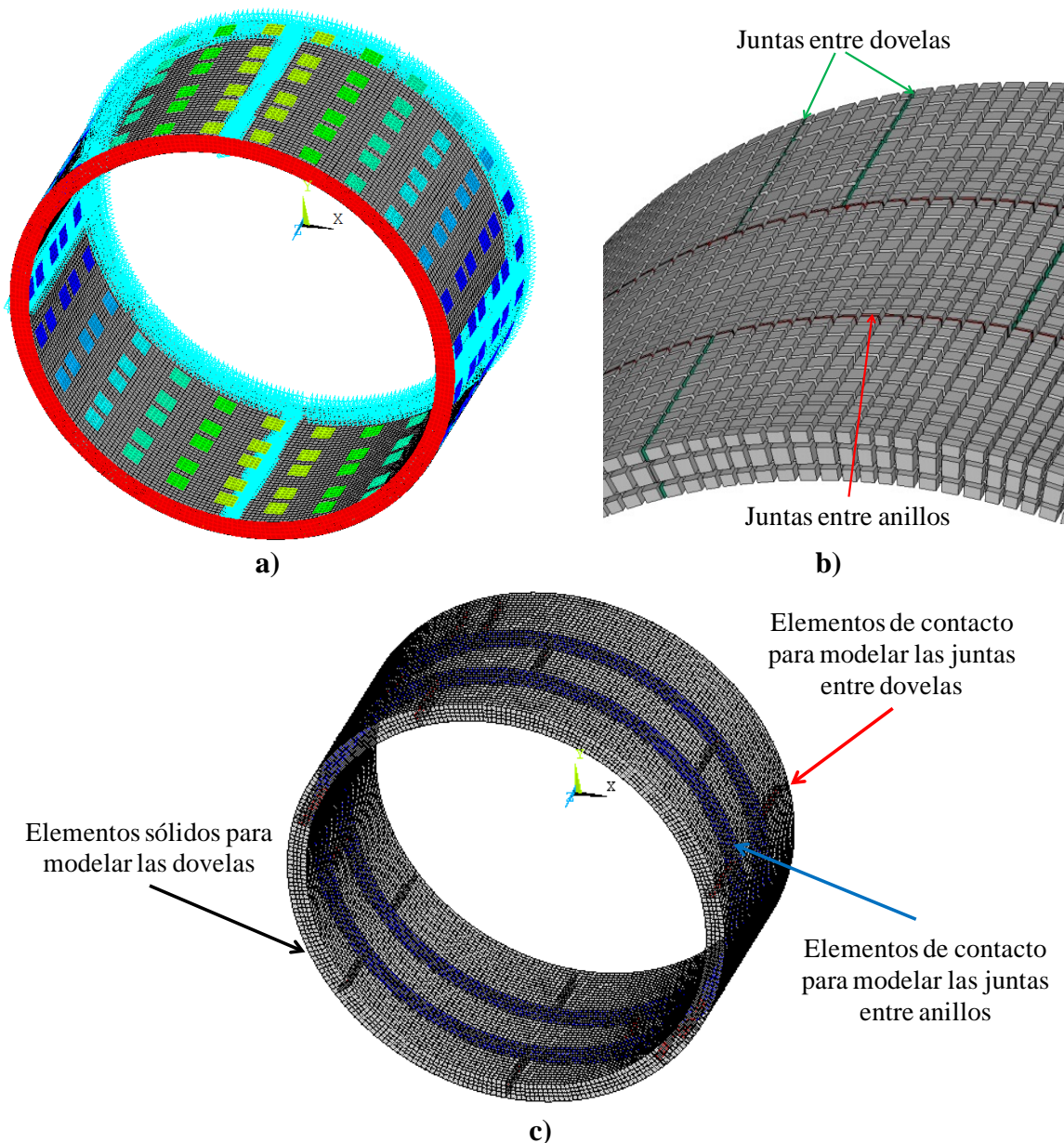


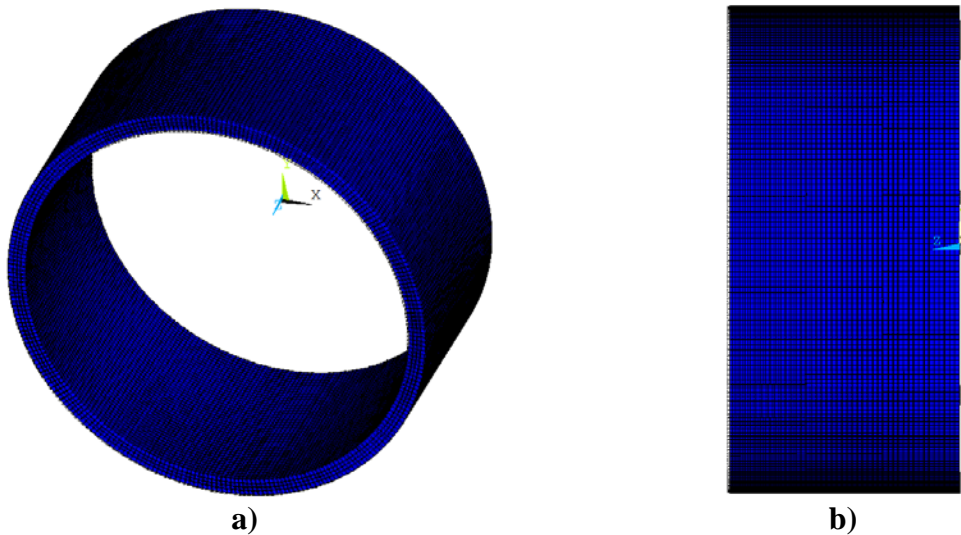
Figura 54. Modelo numérico que considera el acoplamiento entre anillos dovelados: a) configuración de carga y condiciones de frontera; b) detalle de traslape entre las juntas entre dovelas c) modelación de las juntas entre dovelas y juntas entre anillos mediante elementos de contacto

3.3.1 Modelo numérico que considera una “pobre” interacción entre anillos

De acuerdo con Luttikholt (2007), el experimento, al cual se le aplicó una carga axial=100 kN/gato, alcanza su parte no lineal bajo una carga de 15 kN/gato. Asimismo, la carga última alcanzada en ese experimento es de 23.5 kN/gato. La Figura 55 muestra la configuración deformada de los anillos de dovelas, utilizando un factor de escala de 3,000; después de que se aplicó la carga axial de 100 kN/gato.

La comparación de las curvas carga – deformación de los tres anillos, obtenidas con el modelo numérico con las curvas obtenidas experimentalmente es mostrada en la Figura 56. El modelo numérico predice una carga de fluencia de aproximadamente 20.1 kN/gato, mientras que en el modelo experimental la parte no lineal es alcanzada cuando la carga es de aproximadamente de 15 kN/gato, teniendo una diferencia de 5.1 kN/gato. Es decir, para el segundo experimento, el valor de fluencia obtenido numéricamente es 34% mayor que el obtenido experimentalmente.

Para la carga última resistente, el modelo numérico predice una carga de aproximadamente 25 kN/gato, que comparado al establecido en el experimento (Figura 56), éste es solo 6.4% mayor que la carga última desarrollada en el experimento (23.5 kN/gato). Asimismo, es posible observar que ambas curvas (numéricas y experimentales) son muy parecidas. Esto se debe a que en esta etapa de simulación si se tomó en cuenta la interacción entre anillos, a diferencia de la etapa anterior donde se consideró que los anillos trabajaban de manera aislada.



**Figura 55. Vista de la deformación (factor de escala 3,000) después de la carga axial:
a) vista tridimensional; b) vista lateral**

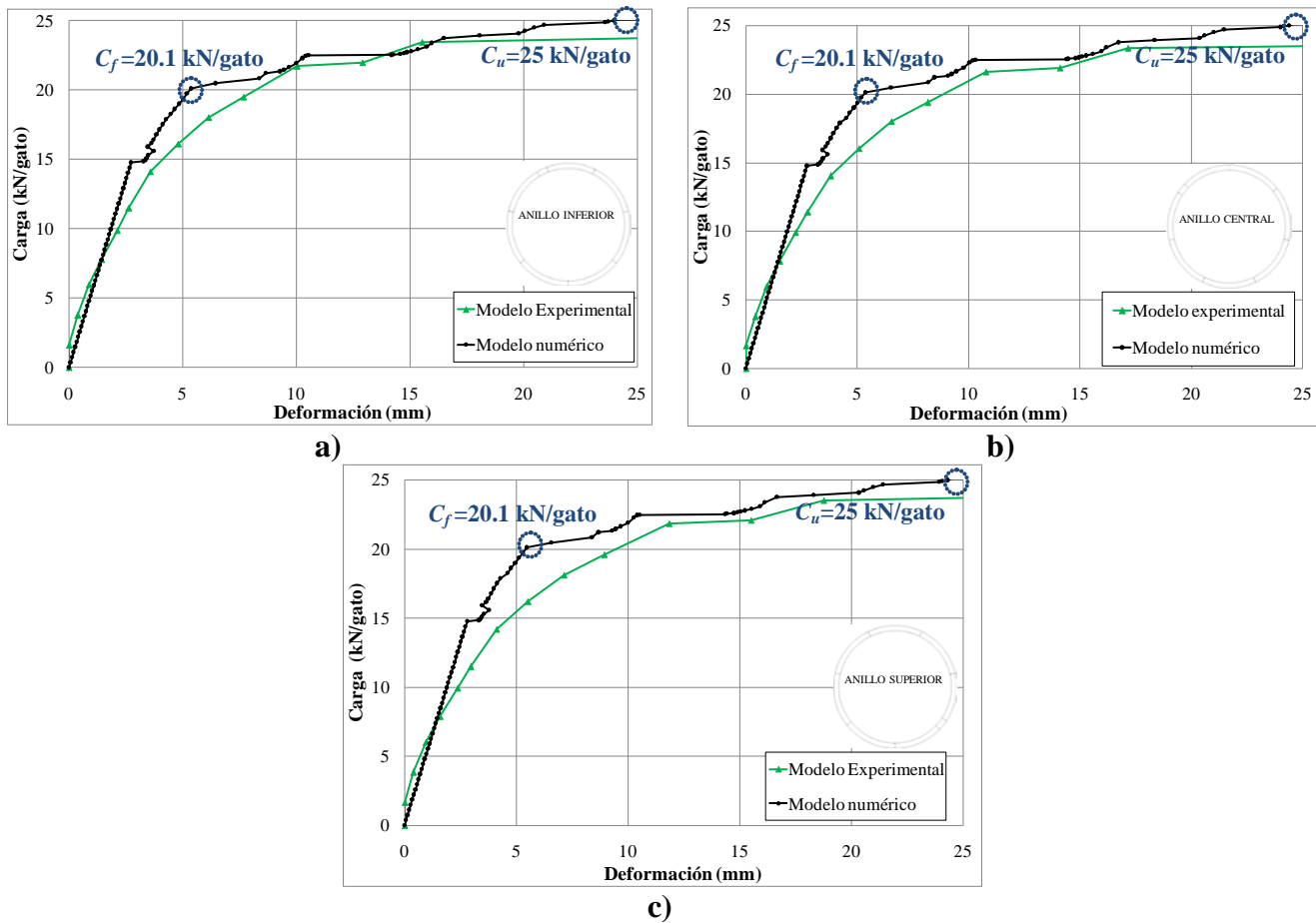


Figura 56. Curvas carga – deformación obtenidas del modelo numérico elaborado en ANSYS (2006), comparadas con resultados experimentales elaborados en Luttkiholt (2007): a) anillo inferior; b) anillo central; c) anillo superior

En lo que respecta a los mapas de esfuerzos obtenidos del modelo numérico, estos se presentan en las Figuras 57a,b. En estas Figuras se puede observar el aumento de los esfuerzos a tensión producto de la carga aplicada, los cuales aumentan en las zonas de clave y de cubeta y en las zonas de hastiales. En dichos mapas de esfuerzos se presenta cierta simetría, la cual no se da en su totalidad debido a las juntas entre dovelas formadas por la dovela llave. La Figura 57c muestra la deformación unitaria del acero longitudinal tanto para el punto de fluencia ($C_f = 20.1$ kN/gato) como para el punto asociado a la deformación última ($C_u = 25$ kN/gato), pudiéndose observar que el acero longitudinal de las zonas de hastiales fluye, así como el acero longitudinal de la zona de cubeta del anillo central, esto debido a que en dicho anillo no existe una junta entre dovelas en la zona de cubeta. Por su parte, el nivel de agrietamiento producido en el modelo numérico se presenta principalmente en la zona de clave y de cubeta, así como en la zona de hastiales (Figura 58), siempre y cuando en dichas zonas no exista una junta entre dovelas.

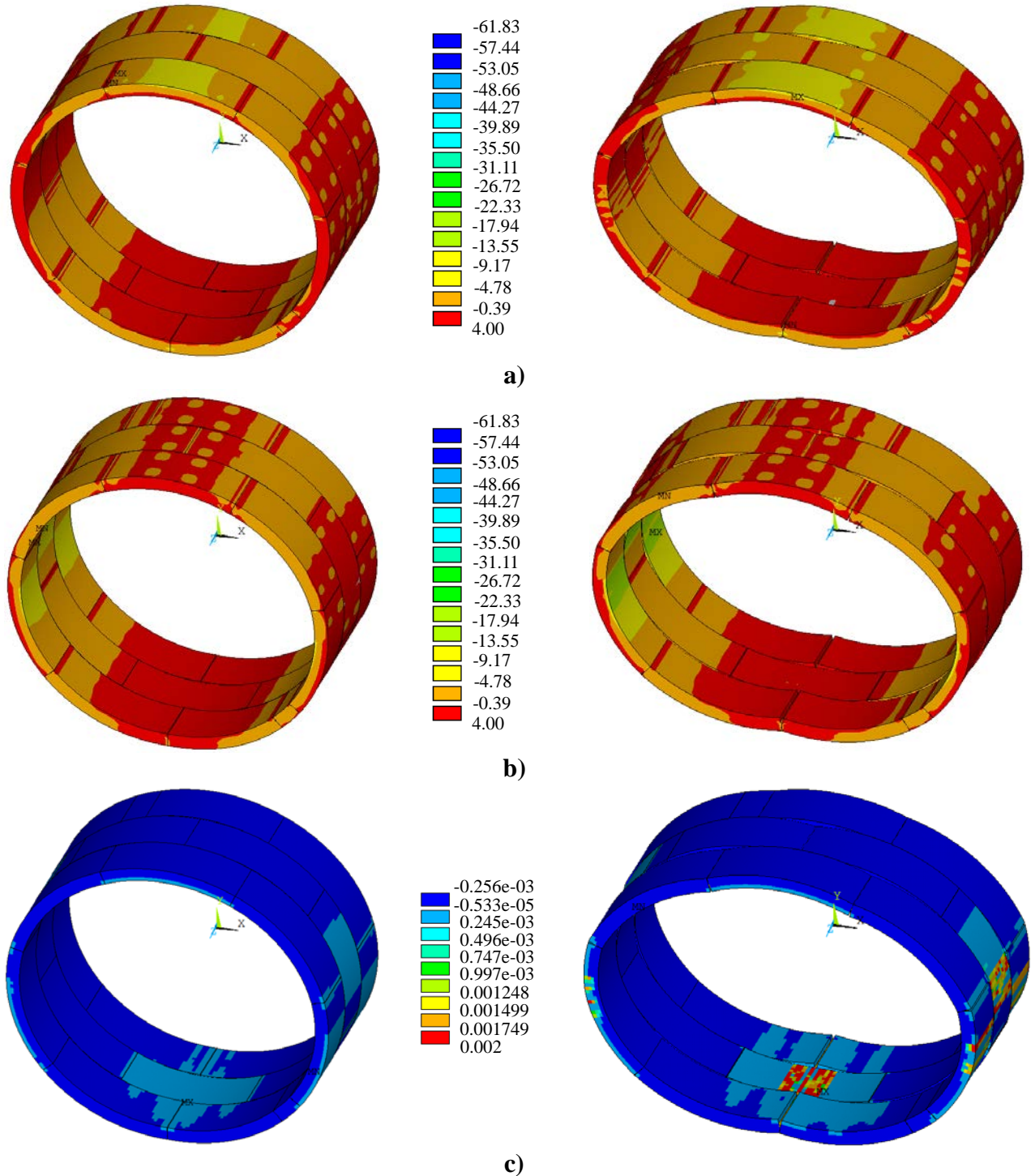


Figura 57. Resultados numéricos para el punto de fluencia ($C_f = 20.1$ kN/gato) y para la deformación última ($C_u = 25$ kN/gato) (factor de escala 30): a) mapas de esfuerzos en dirección “X”; b) mapas de esfuerzos en dirección “Y”; c) deformación unitaria del refuerzo longitudinal

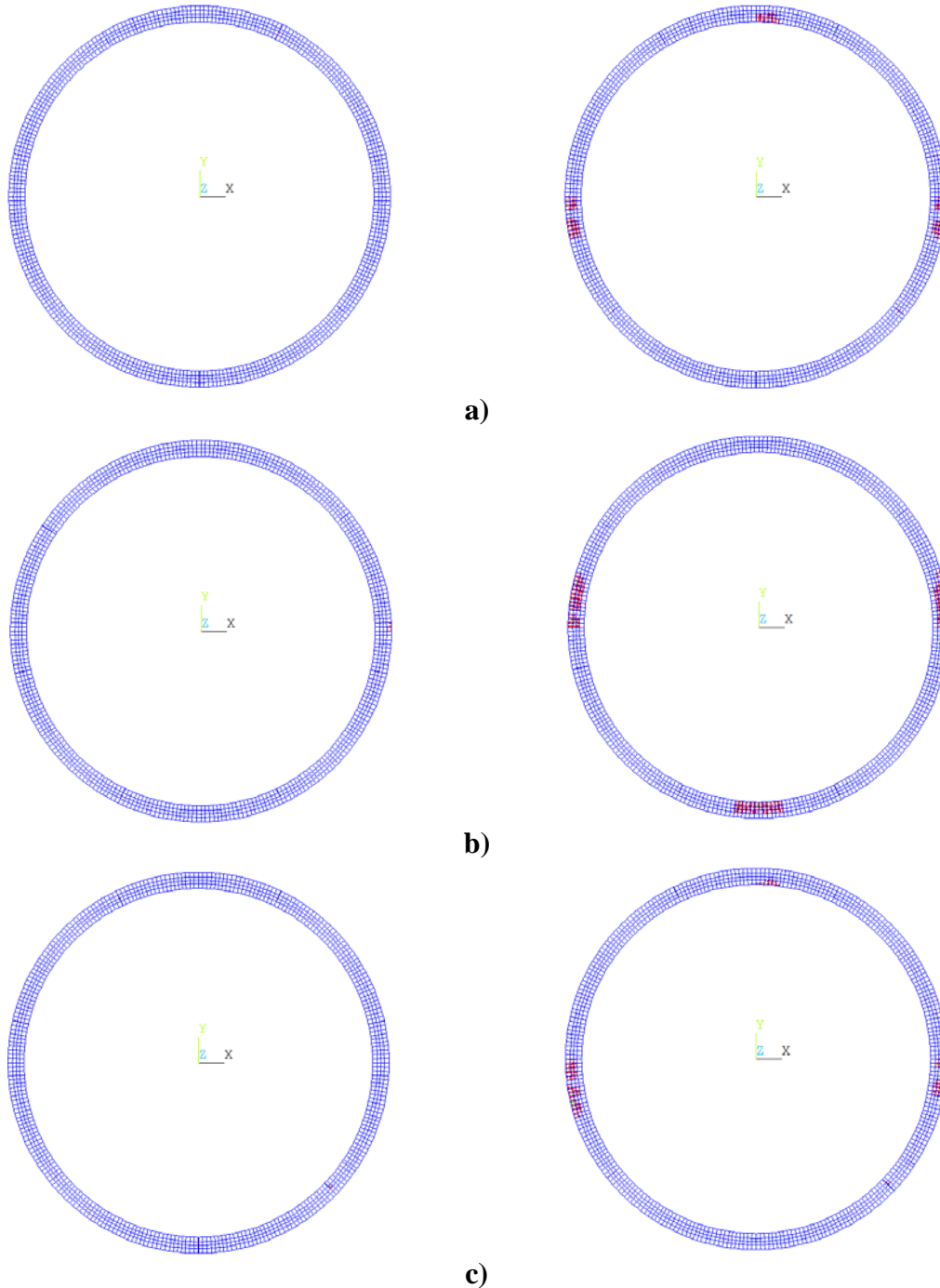


Figura 58. Nivel de agrietamiento para el punto de fluencia ($C_f = 20.1$ kN/gato) y para la deformación última ($C_u = 25$ kN/gato): a) anillo inferior; b) anillo central; c) anillo superior

La configuración de agrietamiento obtenida experimentalmente se presenta en la Figura 59. Se puede observar que en el experimento se obtuvo también agrietamiento en la zona de hastiales. Pudiéndose observar, que existen ciertas semejanzas entre el agrietamiento obtenido experimentalmente y el obtenido numéricamente; cabe aclarar que el modelo

numérico presenta un agrietamiento, prácticamente simétrico en cada uno de los anillos. Esto se debe porque en ellos existe cierta simetría, exceptuando por la dovela llave.

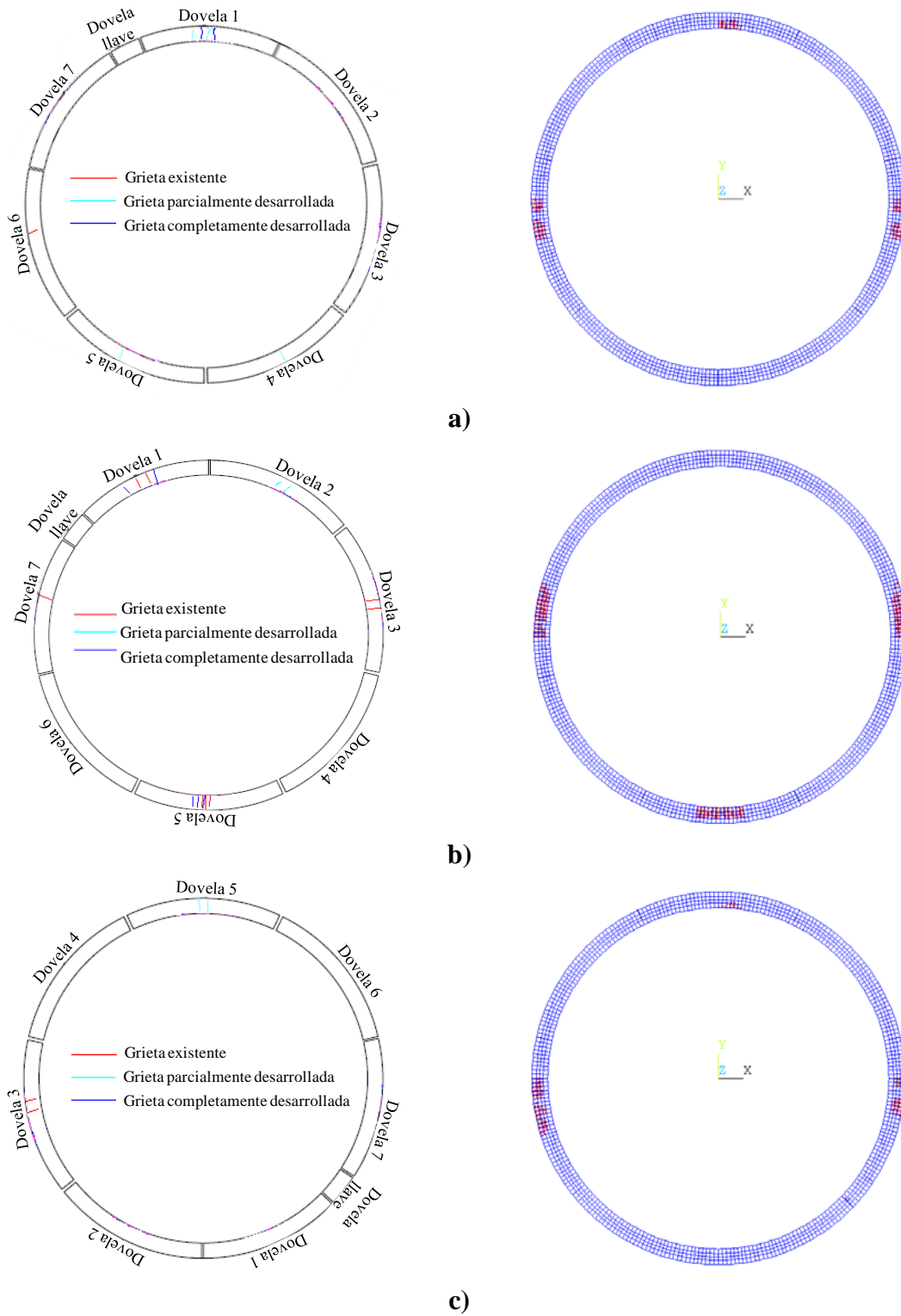


Figura 59. Nivel de agrietamiento obtenido experimentalmente y numéricamente ($C_u = 25$ kN/gato): a) anillo inferior; b) anillo central; c) anillo superior

Finalmente en la Figura 60 se muestra la configuración deformada obtenida con el modelo numérico tanto para el punto de fluencia ($C_f = 20.1$ kN/gato) como para la deformación última obtenida ($C_u = 25$ kN/gato).

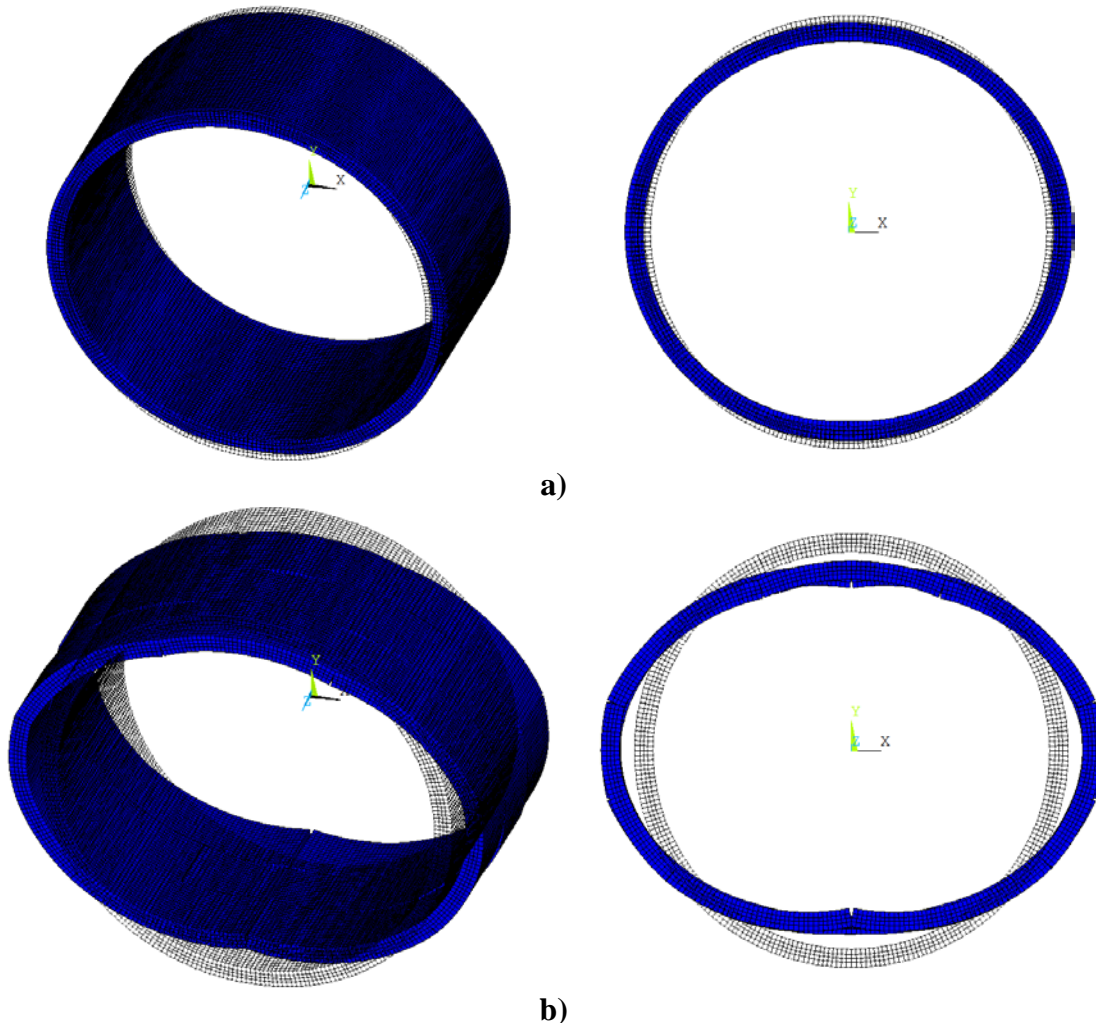


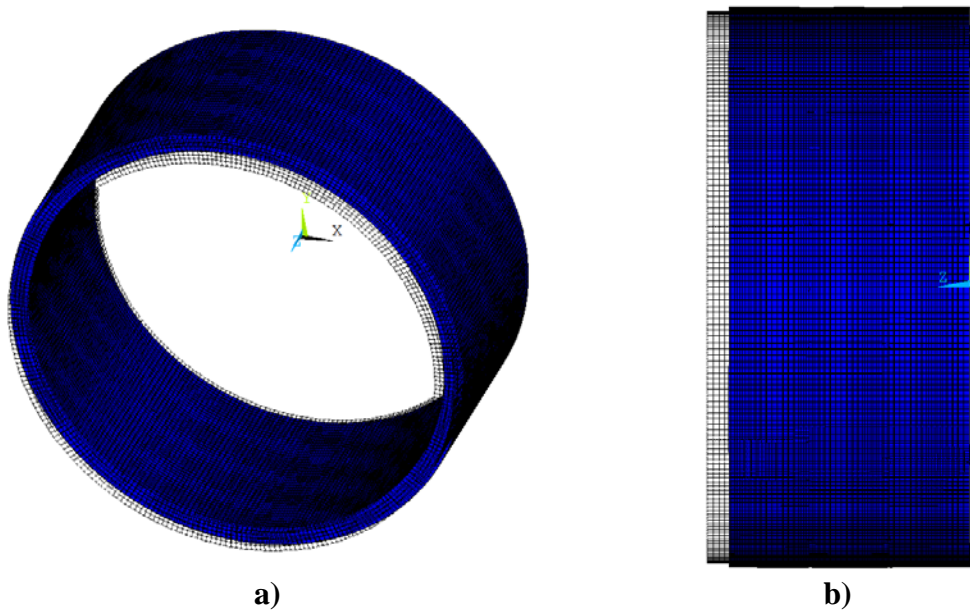
Figura 60. Configuración deformada (factor de escala 30) de los anillos de dovelas (vista tridimensional y vista de frente): a) para el punto de fluencia ($C_f = 20.1$ kN/gato); b) para la deformación última ($C_u = 25$ kN/gato)

En general se puede concluir que el modelo numérico reproduce en muy buena medida el comportamiento observado experimentalmente, teniendo como ventaja que al simular los tres anillos, es decir al considerar la poca interacción entre anillos dada en este experimento por la baja carga axial asignada, el modelo numérico predice prácticamente la capacidad de carga lograda experimentalmente; a diferencia de los modelos numéricos realizados de manera aislada donde se alcanzó una capacidad de carga de aproximadamente 17.7 kN/gato (sección 3.2). Además de que se obtiene una mejor predicción del agrietamiento en el modelo numérico acoplado que en los modelos aislados (ya que estos fallan por la rotación excesiva de las juntas entre dovelas). Asimismo se tiene la desventaja de que al modelar los tres anillos, el modelo es demasiado “pesado” (ya que además de los tres anillos se deben simular las juntas entre anillos con elementos de contacto), por lo cual se requiere de mayor

tiempo computacional, debido a que al ser más complejo se tienen mayores problemas de convergencia, los cuales se reducen al modelar únicamente un anillo de manera aislada, que para fines prácticos cuando se tenga una carga axial muy baja, sería posible utilizar modelos numéricos de anillos aislados, tomando en cuenta el error que se podría tener por no considerar la interacción entre anillos.

3.3.2 Modelo numérico que considera una “fuerte” interacción entre anillos

De acuerdo con los resultados expuestos por Luttikholt (2007), para el experimento, al cual se aplicó una mayor carga axial (800 kN/gato), la rama no lineal en deformaciones, se alcanza aproximadamente a una carga de 25 kN/gato. Asimismo, la carga última alcanzada en este ensaye es de aproximadamente 37 kN/gato. La Figura 61 muestra la configuración deformada de los anillos de dovelas (con un factor de escala de 3,000) después de que se aplicó la carga axial de 800 kN/gato. Dicha carga axial es ocho veces mayor que la aplicada en el experimento descrito en la sección 3.3.1. Lo cual produce una “fuerte” interacción entre anillos colindantes.



**Figura 61. Vista de la deformación (factor de escala 3,000) después de la carga axial:
a) vista tridimensional; b) vista lateral**

La comparación de las curvas carga – deformación de los tres anillos, obtenidas con el modelo numérico con las obtenidas experimentalmente es mostrada en la Figura 62. El modelo numérico predice un valor de fluencia de 21.2 kN/gato, mientras que en el modelo experimental la parte no-lineal es alcanzada cuando la carga es de aproximadamente de 25 kN/gato, teniendo una diferencia de 3.8 kN/gato. Es decir, para este ensaye, el valor de fluencia obtenido experimentalmente es 18% mayor que el obtenido numéricamente.

Para la carga última resistente, el modelo numérico predice una carga de aproximadamente 28.1 kN/gato, que comparada a la establecida en el ensaye (Figura 62), ésta corresponde al 76 % de la carga última desarrollada experimentalmente (37 kN/gato). Es decir, se tiene

una diferencia aproximada entre el modelo numérico y el experimental del 24% de la capacidad de carga. Además de esto, en esta misma Figura, se observan los resultados numéricos obtenidos por Luttkholt (2007), realizados mediante el programa DIANA. Dichos modelos se realizaron considerando diferentes energías de fractura ($GF/h = 0.001 \text{ N/mm}^2$, $GF/h = 0.003 \text{ N/mm}^2$ y $GF/h = 0.01 \text{ N/mm}^2$). Cabe aclarar que para este caso, en el programa utilizado ANSYS (2006), la máxima energía de fractura proporcionada por el programa es de $GF/h = 0.0013 \text{ N/mm}^2$.

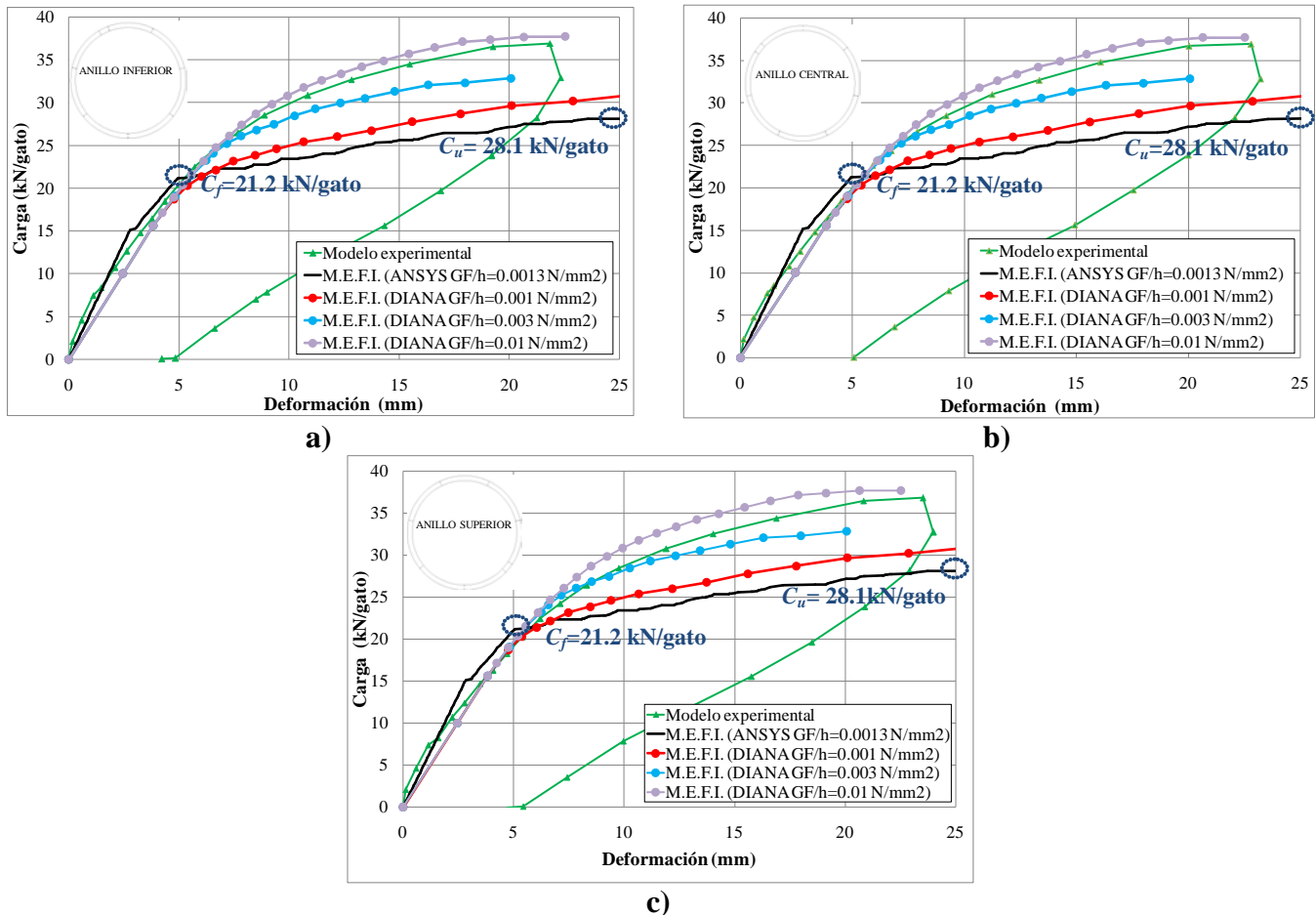


Figura 62. Curvas carga – deformación obtenidas del modelo numérico elaborado en ANSYS (2006), comparadas con resultados experimentales y numéricos elaborados en Luttkholt (2007): a) anillo inferior; b) anillo central; c) anillo superior

En la Figura 62, se puede observar que para el modelo numérico con una energía de fractura de $GF/h = 0.001 \text{ N/mm}^2$ realizado por Luttkholt (2007), se obtiene una capacidad de carga de aproximadamente 31.052 kN/gato, mientras que en el modelo numérico realizado con el programa ANSYS, el cual, tiene una energía de fractura de $GF/h = 0.0013 \text{ N/mm}^2$, se alcanza una capacidad de carga de 28.1 kN/gato, la cual es el 90% de la capacidad de carga obtenida con el modelo elaborado con el programa DIANA. Es decir para una energía de fractura del mismo orden se obtienen resultados muy similares en ambos programas. Asimismo, para los modelos numéricos realizados por Luttkholt (2007)

con una energía de fractura de $GF/h = 0.003 \text{ N/mm}^2$ y $GF/h = 0.01 \text{ N/mm}^2$, se obtuvieron curvas que representaban en mejor medida el comportamiento experimental (Figura 62), ya que al aumentar dicho parámetro se lograron mayores capacidades de carga. Por lo que se puede concluir que de la energía de fractura, y por lo tanto del comportamiento post-agrietamiento del material (ablandamiento), depende fundamentalmente la capacidad de carga alcanzada en el experimento.

En lo que respecta a los mapas de esfuerzos obtenidos del modelo numérico inelástico, estos se presentan en la Figura 63. En dicha Figura se presentan tanto el mapa de esfuerzos “X” como el mapa de esfuerzos “Y”, para el valor de fluencia y la deformación última, respectivamente. En esta Figura se puede observar el aumento de los esfuerzos a tensión producto de la carga aplicada, los cuales aumentan en las zonas de clave y de cubeta, así como en las zonas de hastiales. Al igual que los modelos anteriores, en dichos mapas de esfuerzos existe cierta simetría, la cual no se da en su totalidad debido a las juntas entre dovelas formadas por la dovela llave.

El modelo numérico muestra que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de hastiales fluye, así como el acero longitudinal de la zona de cubeta del anillo central (Figura 63c), esto debido a que en dicho anillo no existe una junta entre dovelas en la zona de cubeta.

El nivel de agrietamiento producido con el modelo numérico se presenta en la Figura 64. En dicha Figura se observa el agrietamiento en cada uno de los anillos, tanto en el punto de fluencia ($C_f = 21.2 \text{ kN/gato}$), como en la deformación última ($C_u = 28.1 \text{ kN/gato}$). El agrietamiento se presenta principalmente en la zona de clave, cubeta y hastiales (Figura 64). Asimismo la comparación del nivel de agrietamiento obtenido con el modelo numérico con el obtenido experimentalmente se presenta en la Figura 65. Se puede observar que en el experimento se obtuvo también agrietamiento en la zona de hastiales. También se presentó, al igual que en el modelo numérico para el anillo central, agrietamiento en la zona de clave y cubeta. Asimismo, debido a que en el modelo numérico realizado en el programa ANSYS no es posible modificar la energía de fractura, se comparó el nivel de agrietamiento producido en el anillo central con el modelo numérico realizado por Luttikholt (2007) en el programa DIANA, dicha comparación se hizo con el modelo que considera una energía de fractura de $GF/h = 0.003 \text{ N/mm}^2$, ya que solo se cuenta con la información numérica de este modelo. Se puede observar de esta comparación, que el nivel de agrietamiento obtenido del modelo numérico 3D realizado (Figura 66c), concuerda con el obtenido de los modelos numéricos presentados por Luttikholt (2007) (Figuras 66a,b). Cabe mencionar que en el agrietamiento obtenido experimentalmente, es posible que no se hayan podido capturar algunas grietas durante el ensaye, ya que es lógico pensar que el agrietamiento debe presentar cierta simetría en los anillos, por las mismas condiciones geométricas y de carga en las pruebas realizadas; tal como lo muestran los modelos numéricos. Además de estos resultados, en la Figura 67 se muestran las configuraciones deformadas de los tres anillos, obtenidas para el punto de fluencia y para el valor de deformación última.

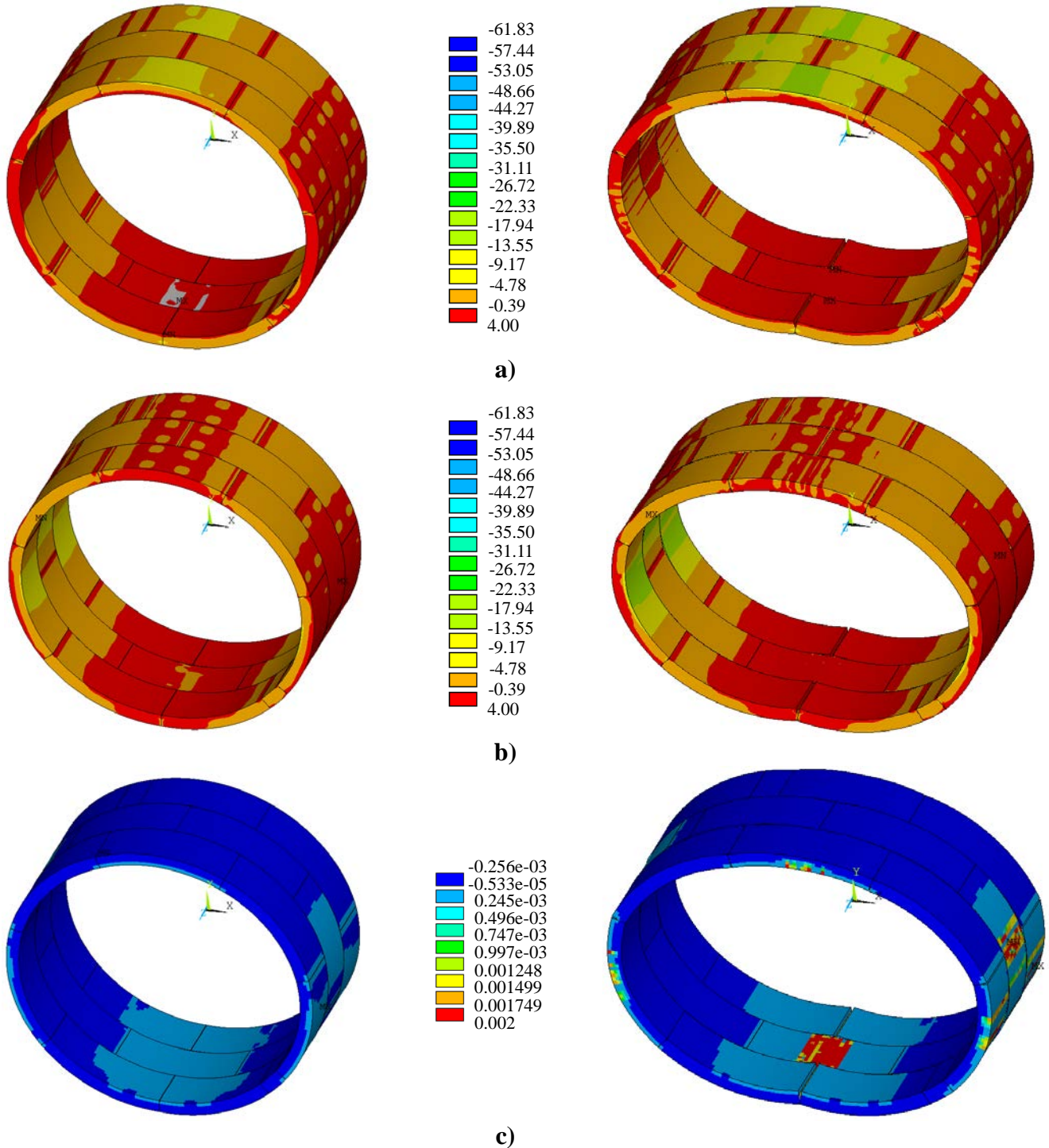


Figura 63. Resultados numéricos para el punto de fluencia ($C_f = 21.2$ kN/gato) y para la deformación última ($C_u = 28.1$ kN/gato) (factor de escala 30): a) mapa de esfuerzos en dirección “X”; b) mapa de esfuerzos en dirección “Y”; c) deformación unitaria del refuerzo longitudinal

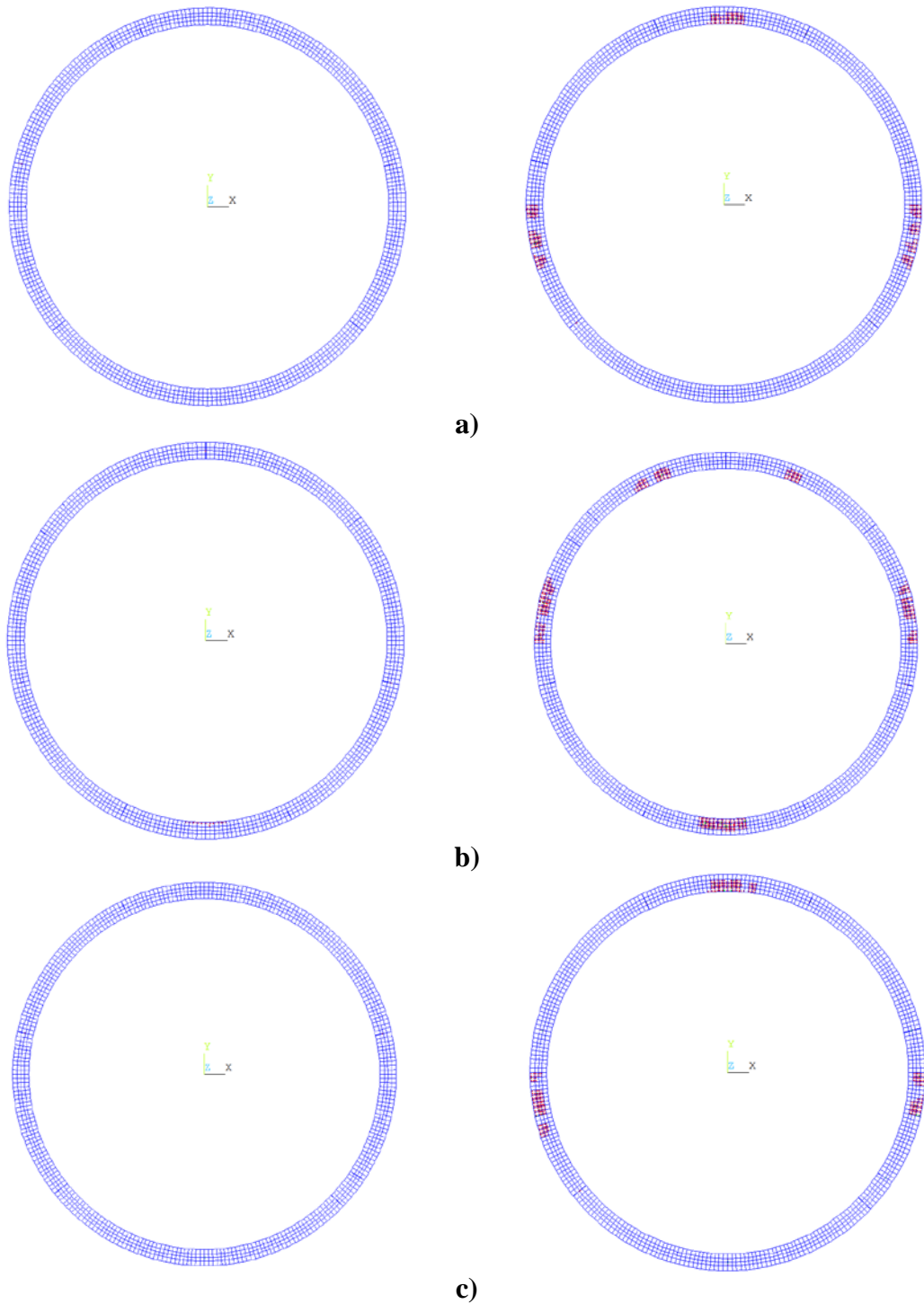
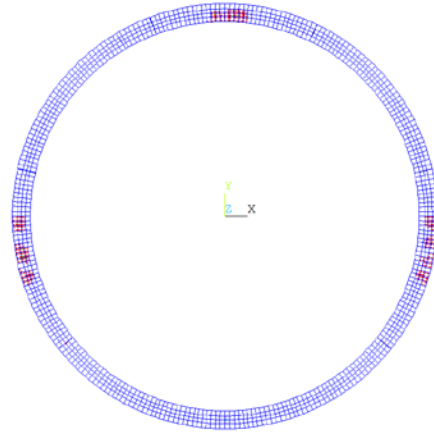
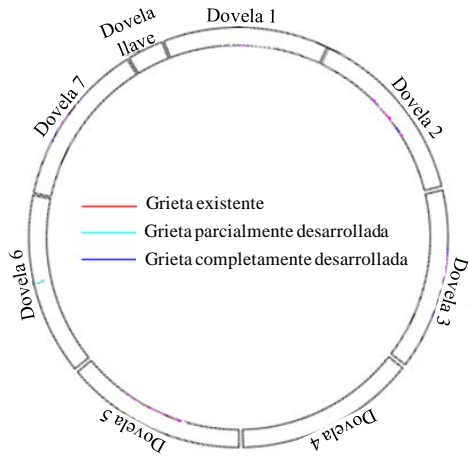
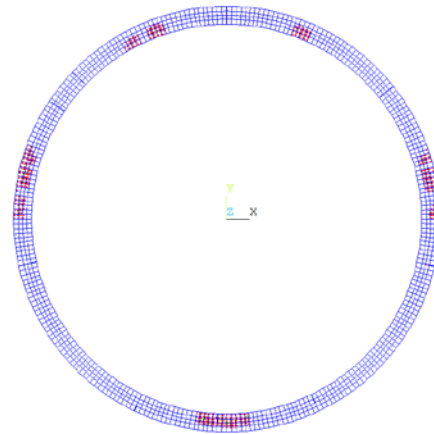
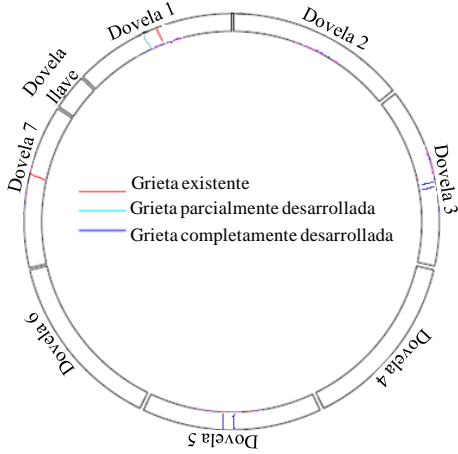


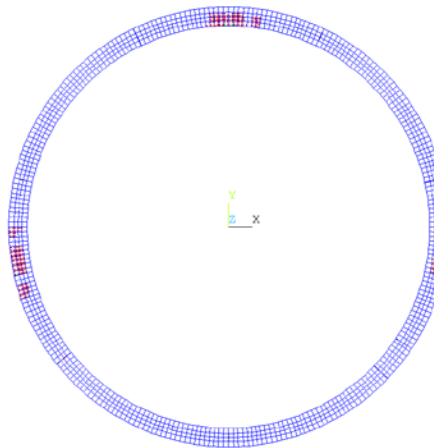
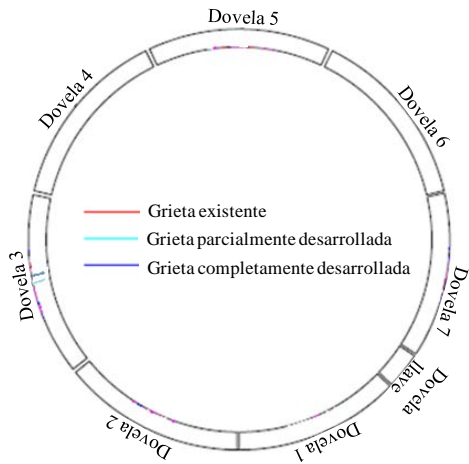
Figura 64. Nivel de agrietamiento para el punto de fluencia ($C_f = 21.2$ kN/gato) y para la deformación última ($C_u = 28.1$ kN/gato): a) anillo inferior; b) anillo central; c) anillo superior



a)



b)



c)

Figura 65. Nivel de agrietamiento obtenido experimentalmente y numéricamente ($C_u = 28.1$ kN/gato): a) anillo inferior; b) anillo central; c) anillo superior

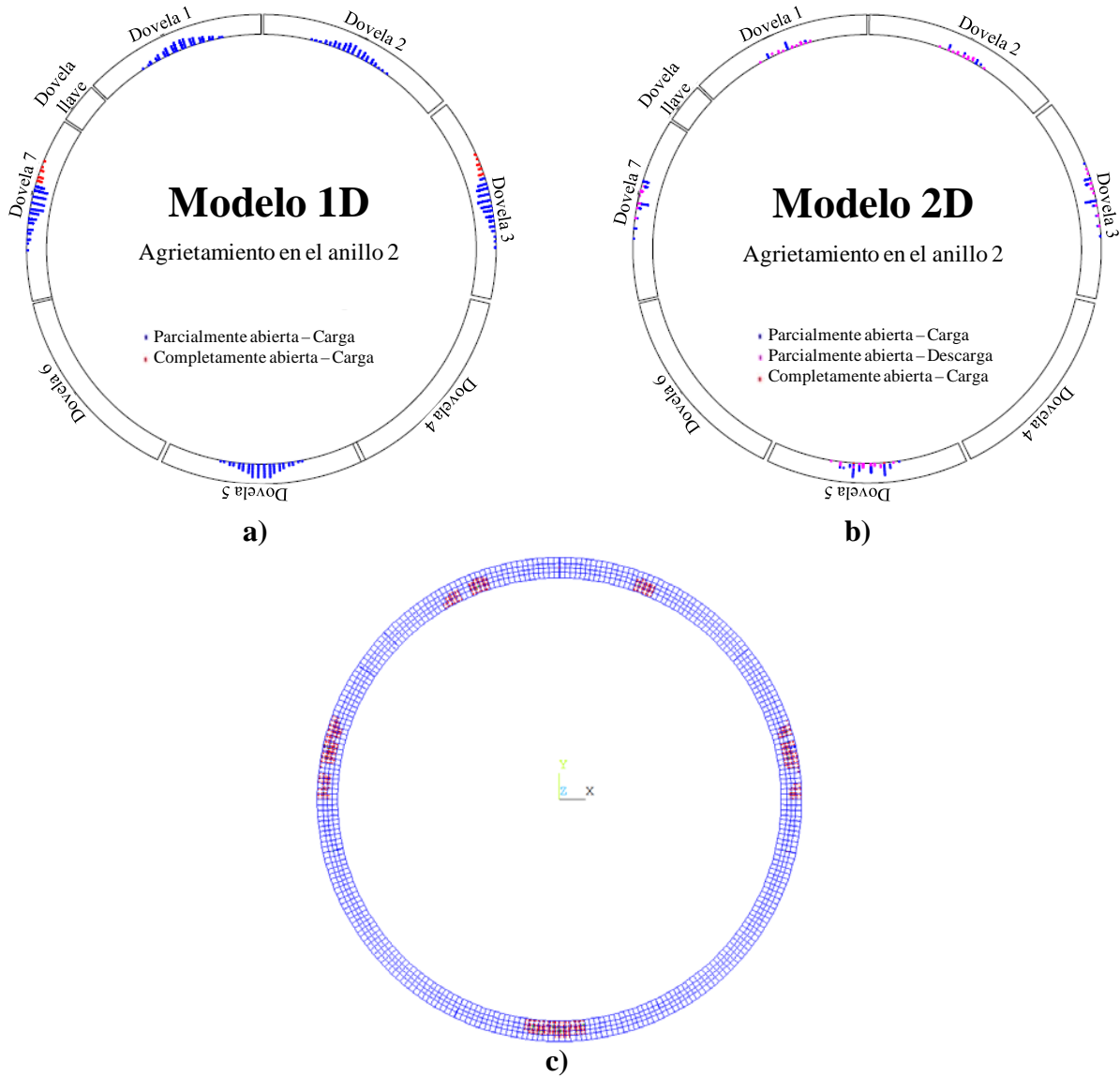


Figura 66. Nivel de agrietamiento del anillo central obtenido de los modelos numéricos: a) modelo numérico 1D obtenido de Luttikholt (2007); b) modelo numérico 2D obtenido de Luttikholt (2007); c) modelo numérico 3D realizado en el programa ANSYS (2006)

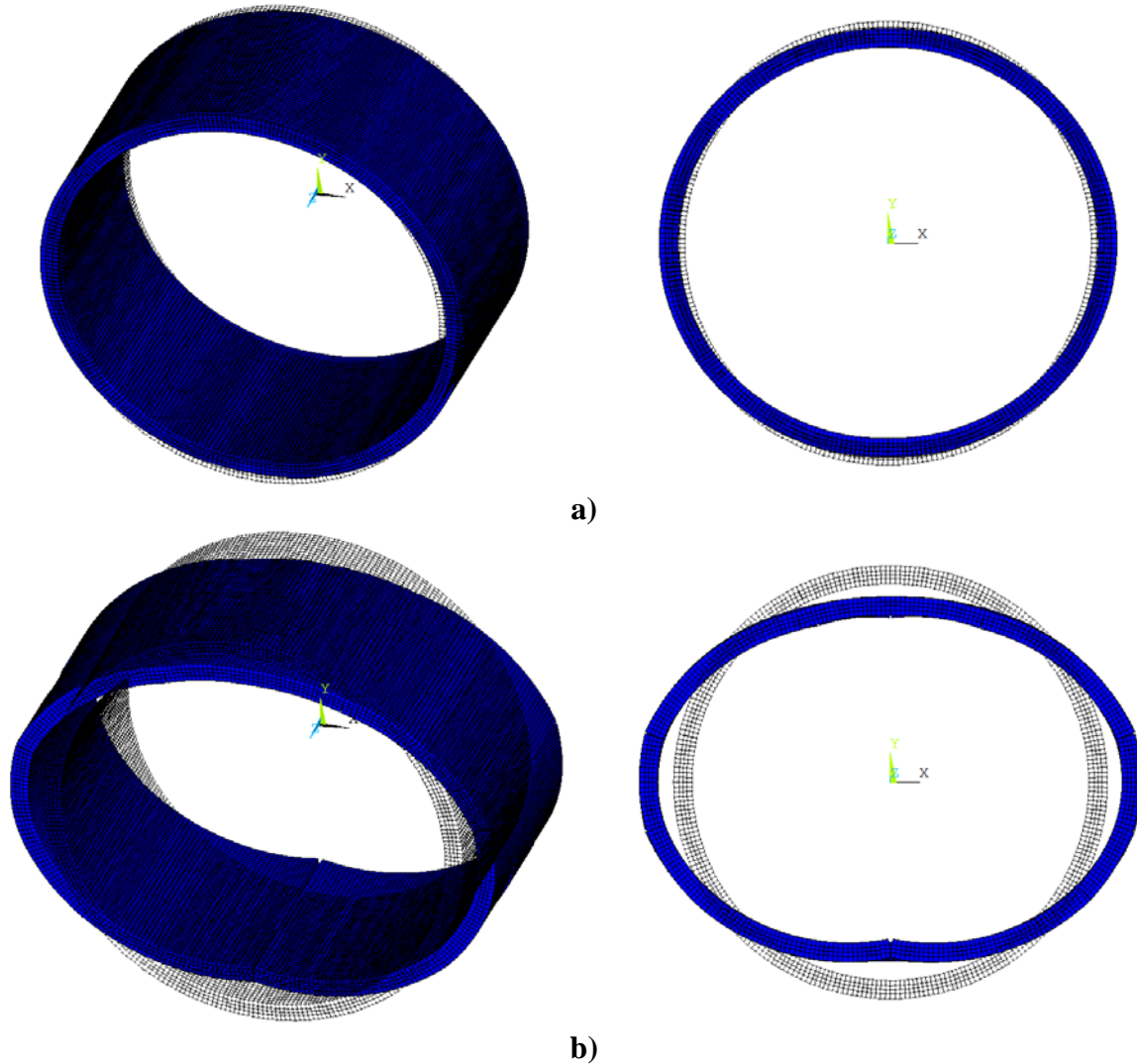


Figura 67. Configuración deformada (factor de escala 30) de los anillos de dovelas (vista tridimensional y vista de frente): a) para el punto de fluencia ($C_f = 21.2$ kN/gato); b) para la deformación última ($C_u = 28.1$ kN/gato)

3.3.3 Conclusiones de los resultados numéricos

De acuerdo con los resultados mostrados en los apartados anteriores, se puede concluir que los modelos numéricos representan en buena medida el comportamiento observado experimentalmente.

En lo que se refiere al experimento al cual se le aplicó una baja carga axial (100 kN/gato), la capacidad de carga alcanzada experimentalmente (23.5 kN/gato) también se obtiene numéricamente (25 kN/gato). Por otro lado, si se consideran anillos aislados en el análisis, se subestimarán la capacidad de carga del revestimiento, a menos que una muy baja carga axial esté presente, de tal suerte que no produzca un buen acoplamiento entre anillos, obteniendo así modelos más “sencillos” que representan el comportamiento “real” de la

estructura ocupando un menor número de elementos y por lo tanto menor tiempo computacional.

Asimismo para el experimento al cual se le asignó una carga axial de 800 kN/gato (8 veces la asignada en el otro experimento), la cual ocasiona una “fuerte” interacción entre anillos, la capacidad de carga de los anillos de dovelas aumenta. Es decir, experimentalmente la carga última resistente va de 23.5 kN/gato (obtenida para una carga axial de 100 kN/gato) a una carga resistente de 37 kN/gato (obtenida para una carga axial de 800 kN/gato). Mientras que numéricamente se obtiene una capacidad de carga que va de 25 kN/gato a 28.1 kN/gato, respectivamente. Es decir, para el modelo con una alta carga axial, se tiene una diferencia de aproximadamente el 24% de la carga alcanzada experimentalmente. Dicha diferencia se debe a que en el modelo numérico realizado no se puede tomar en cuenta la energía de fractura desarrollada en el ensaye, ya que para este caso la máxima energía de fractura proporcionada por el programa ANSYS es de $GF/h = 0.0013 \text{ N/mm}^2$. Pero al comparar este modelo numérico con los modelos desarrollados por Lutikholt (2007) se puede observar que para una energía de fractura del mismo orden se obtienen resultados muy similares en ambos programas. Dicha energía de fractura repercute en el modelo con una alta carga axial, debido a que el mecanismo de falla de este modelo es inducido en las dovelas (agrietamiento del concreto), mientras que para el modelo con una carga axial baja, el mecanismo de falla se rige, si por el daño en las dovelas, pero en gran medida por las juntas entre dovelas (rotaciones excesivas), razón por la cual en el modelo con una carga axial baja, la energía de fractura no afecta en la capacidad de carga de los anillos de dovelas. Esto se puede ver con los modelos numéricos de anillos aislados, los cuales prácticamente no se agrietaban, por lo que se llegaba a su parte no-lineal debido a la abertura de las juntas. Es decir, mientras menor sea la carga axial, mayor es la dependencia del revestimiento de las rotaciones de las juntas entre dovelas, y por lo tanto menor será la influencia de la energía de fractura (daño en las dovelas).

Por lo tanto los modelos numéricos predicen en buena manera el comportamiento observado experimentalmente, cuando la falla se da por rotaciones excesivas de las juntas, no así ocurre, cuando la falla se presenta por un agrietamiento excesivo de las dovelas, ya que el modelo numérico subestima la capacidad de carga resistente, pero al igual que para los modelos realizados en el capítulo 3, los modelos reproducen de manera adecuada el comportamiento experimental hasta cierto estado de carga (etapa de servicio). Con dichos modelos numéricos se realizaron una serie de análisis no-lineales, utilizando diferentes niveles de carga axial, hasta alcanzar su capacidad de carga. Cabe recordar que para los modelos, cuyo mecanismo de falla se debe principalmente al daño en las dovelas, la capacidad de carga será subestimada aproximadamente en un 20%, pero aun considerando que el concreto se comporta como un material cuasi-frágil se pudo observar el efecto de la carga axial en el comportamiento estructural de túneles dovelados, lo cual se expone en el siguiente capítulo.

CAPÍTULO 4

EVALUACIÓN DEL EFECTO DE LA CARGA AXIAL EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE TÚNELES DOVELADOS TÍPICOS

El efecto de la carga axial modifica el comportamiento estructural del revestimiento de dovelas, por lo cual es necesario considerar dicho efecto en el análisis de este tipo de estructuras.

La capacidad de empuje depende de cada proyecto y del tipo de tuneladora (Herrenknecht, 2012). La Tabla 10 muestra las especificaciones para cuatro diferentes túneles construidos alrededor del mundo.

Tabla 10. Especificaciones en proyectos de túneles, utilizando el método del escudo

Proyecto	Túnel			Tuneladora		
	País	Diámetro interno (mm)	Longitud (m)	Tipo	Empuje total (kN)	Longitud total (m)
Shanghai Changjiang Under River Tunnel	República Popular de China	13,700	7,470	Mixshield	203,066	135.0
M-30 by-pass Sur Túnel	España	13,450	3,650	EPB Shield	316,000	114.0
Túnel Emisor Oriente	México	7,700	62,000	EPB shield	73,187	95.0
Túnel de la Línea 12 del metro	México	9,110	7,700	EPB shield	82,377	108.0

No obstante, durante el proceso de construcción, el empuje nunca llega a ser igual a la capacidad de empuje total. La carga de empuje de servicio dependerá del tipo de suelo y de otros factores como es la presión del agua. Usualmente, para suelo blando, la carga de empuje de servicio está en el rango del 10% al 20% del empuje total de la tuneladora (COMISSA, 2009).

La carga axial en el revestimiento disminuye a medida que se aleja la tuneladora, no obstante una carga axial residual permanecerá actuando en el túnel. Desafortunadamente, en muchas ocasiones, no se cuentan con pruebas experimentales o instrumentaciones en sitio para medir el valor de esta carga residual. Sin embargo, en la práctica, es común considerarlo como la mitad de la carga de empuje dada en servicio (Luttikholt, 2007; COMISSA, 2009).

De esta manera, en este capítulo, se realizó una serie de análisis, tomando en cuenta la geometría utilizada en el capítulo anterior (túnel típico construido en Europa), aplicando 6 niveles de carga axial. Posterior a estos análisis, se utilizó la geometría de un túnel típico construido en la ciudad de México, en el cual se varió la orientación de juntas entre dovelas para determinar, junto con el efecto de la carga axial, la influencia de éstas en el comportamiento estructural del revestimiento. Cabe aclarar que, cuando el mecanismo de falla se deba principalmente al daño en las dovelas (agrietamiento), la capacidad de carga puede ser subestimada en un 20%, pero el objetivo de este capítulo es evaluar el efecto de la carga axial en el comportamiento estructural, considerando en todos los casos que el concreto se comporta como un material cuasi-frágil, debido a las limitaciones dadas por el programa empleado.

4.1 TÚNEL DOVELADO TÍPICO CONSTRUIDO EN EUROPA

Para evaluar el efecto de la carga axial en el comportamiento estructural de túneles, se comenzó utilizando la geometría de un túnel típico construido en Europa. Una descripción del modelo numérico es presentada en el capítulo 3.

Se consideraron 6 niveles de carga axial en los modelos numéricos, comenzando con el modelo que utiliza una carga axial considerada como una carga que provoca una “fuerte” interacción entre anillos, de acuerdo con Luttikholt (2007), la cual es equivalente a la mitad de la carga axial promedio en el túnel (11,200 kN). Después de dicha carga, se consideró para otro modelo numérico, la mitad de esta carga axial (5,600 kN), llegando posteriormente a la carga axial denominada como una carga que provoca una “débil” interacción entre anillos, de acuerdo con Luttikholt (2007), cuyo valor es de 1,400 kN. Finalmente se consideró que no existía dicha carga axial en los anillos dovelados por medio de anillos aislados, además se optó por realizar otros dos análisis (280 kN y 112 kN), únicamente con la función de apreciar que se mantuviera la misma correlación entre la carga axial y la capacidad de carga del revestimiento.

En la Figura 68 se muestran las curvas carga – deformación, obtenidas de los modelos numéricos para los tres anillos. Se puede observar que el nivel de carga axial afecta la capacidad de carga de los anillos dovelados, incrementado dicha capacidad al incrementar la carga axial. Esto se debe a que el nivel de carga axial aumenta la interacción entre

anillos, los cuales incrementan su capacidad de carga al estar trabajando de manera acoplada.

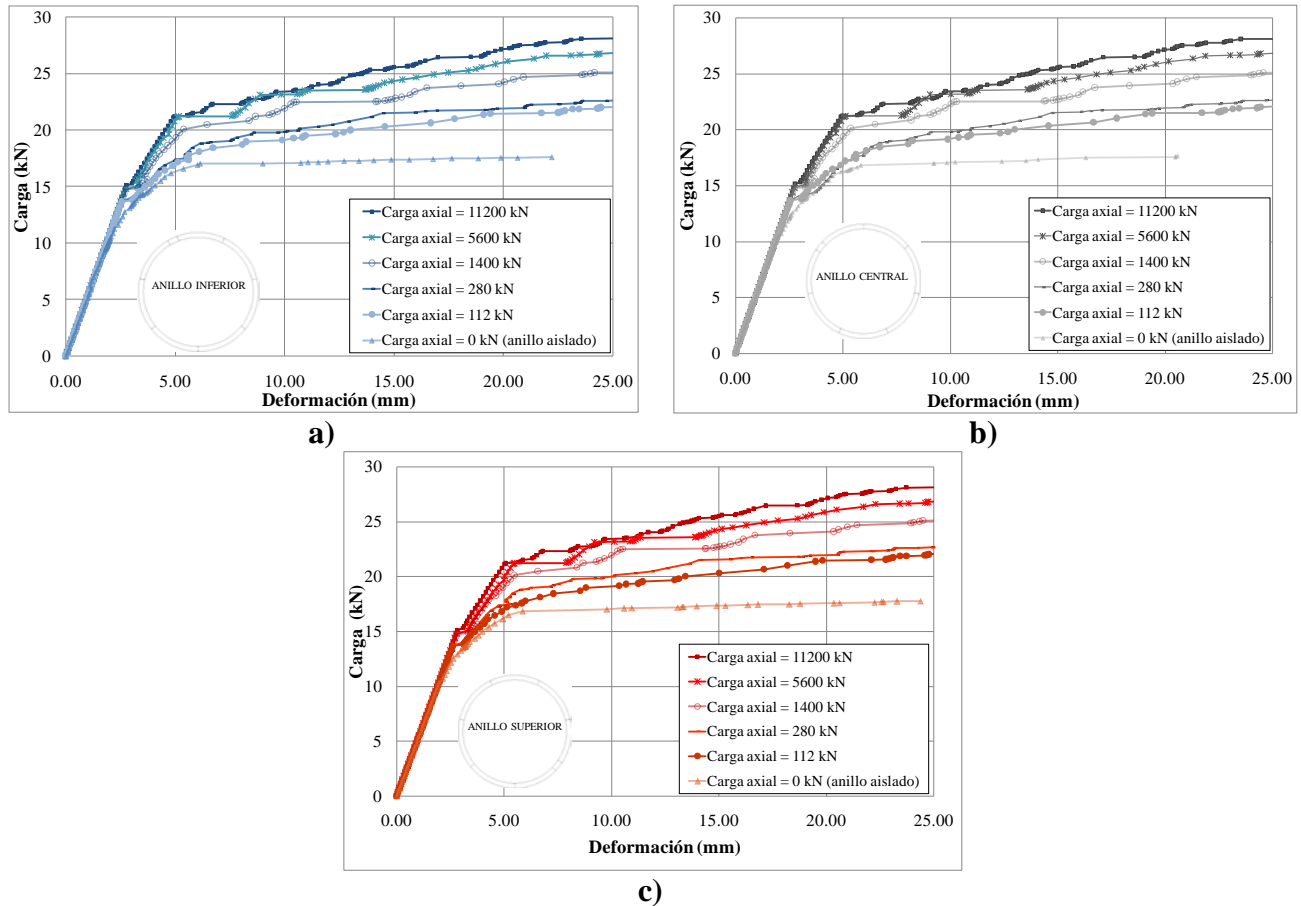


Figura 68. Curvas carga – deformación obtenidas de los modelos numéricos, utilizando diferentes valores de carga axial: a) anillo inferior; b) anillo central; c) anillo superior

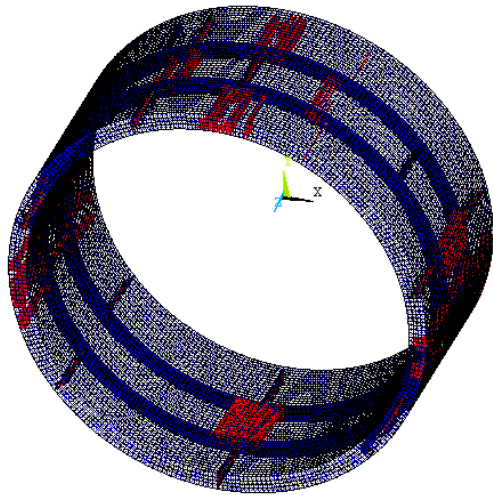
De esta Figura se obtiene que si la carga axial es despreciada, los anillos aislados subestiman la capacidad de carga del modelo que considera una “*debil*” interacción entre anillos (1,400 kN) en un 29.5%. Asimismo, si se compara la capacidad de carga obtenida con los anillos aislados con la capacidad obtenida con el modelo que toma en cuenta una “*fuerte*” interacción entre anillos (11,200 kN), la capacidad de carga se subestima en un 36.8%. Por lo cual se puede concluir que, para realizar una mejor evaluación del comportamiento estructural de un túnel dovelado es necesario tomar en cuenta el efecto de la carga axial dada por su proceso constructivo. Por otro lado, es importante notar que los resultados de los demás análisis (280 kN y 112 kN), mostraron la misma correlación entre la carga axial y la capacidad de carga (disminución de la capacidad de carga del revestimiento con el decremento de carga axial).

Otros resultados se muestran en la Figura 69, en la cual se puede observar el nivel de agrietamiento obtenido de los modelos numéricos, después de aplicar la carga que simula

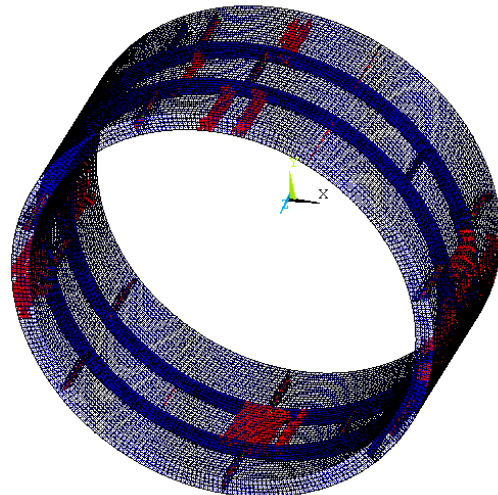
las presiones del suelo; pudiéndose observar que dicho agrietamiento es dependiente del nivel de carga axial aplicado, ya que éste es mayor en el modelo que considera una “fuerte” interacción y desciende conforme disminuye el nivel de carga axial. Esto se debe a que al tener un mayor acoplamiento el mecanismo de falla se rige por el daño en las dovelas y por la rotación de las juntas entre dovelas, mientras que al tener menor acoplamiento el mecanismo de falla depende más de la rotación de las juntas que del daño en las dovelas. En esta misma Figura es posible apreciar que la propagación del agrietamiento entre anillo y anillo se ve limitada debido al traslape existente en las juntas entre dovelas. Asimismo, se puede observar el trabajo de las juntas entre dovelas en cada anillo, evitando la formación de agrietamiento en las dovelas, debido a la flexibilidad aportada.

Por otro lado en la Figura 70 se muestran las deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal obtenidas con los modelos numéricos. Se puede observar que parte del acero longitudinal ubicado en la zona de hastiales, de cubeta y de clave fluye, siempre y cuando no se localice una junta entre dovelas en dicha zonas, con lo cual se puede apreciar el efecto de estas juntas. Asimismo, se puede observar que a menor carga axial, menor son la cantidad de zonas donde el refuerzo longitudinal alcanza su fluencia. Esto debido a que a menor carga axial el comportamiento estructural del revestimiento se hace más vulnerable al comportamiento mecánico de las juntas que al daño en las dovelas (agrietamiento, fluencia del acero).

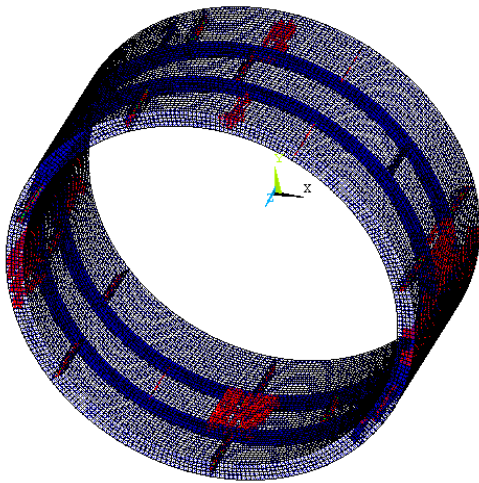
Finalmente, en las Figuras 71 y 72 se muestra el comportamiento mecánico de las juntas entre anillos. De estas Figuras, es posible notar que al utilizar la carga axial que produce una “fuerte” interacción entre anillos, no se producen grandes deslizamientos entre los anillos dovelados, siendo el deslizamiento máximo de 2.7 mm. Sin embargo, al reducir el nivel de carga axial, el deslizamiento entre anillos aumenta, teniendo que para el nivel más bajo de carga axial aplicado (112 kN) se produce un deslizamiento máximo de 16.44 mm. Por lo que se puede concluir que al tener una mayor carga axial en el túnel, menores son los deslizamientos desarrollados entre anillos, por lo que el revestimiento de dovelas trabaja de manera acoplada, dando como resultado que la capacidad estructural de éste aumente. Asimismo, al tener una menor carga axial, mayores son los deslizamientos producidos entre anillo y anillo, reduciendo la capacidad estructural del revestimiento porque los anillos trabajan de manera independiente, por lo que el comportamiento del túnel se hace más dependiente del comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas y de las juntas entre anillos.



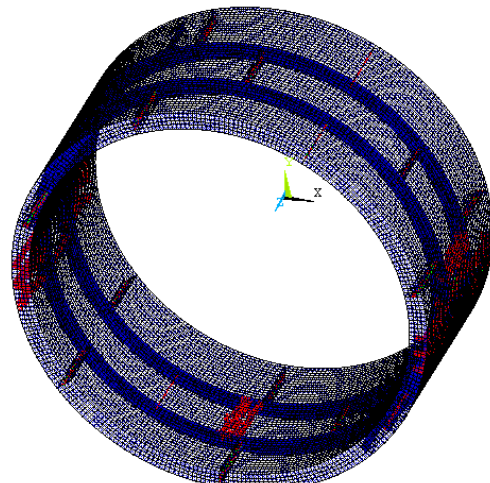
Carga axial = 11,200 kN



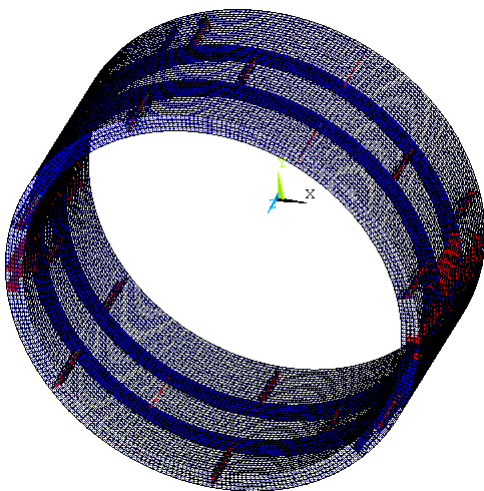
Carga axial = 5,600 kN



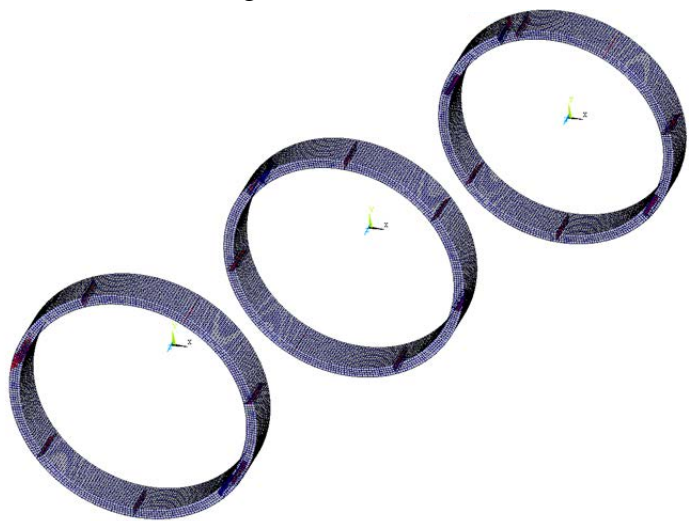
Carga axial = 1,400 kN



Carga axial = 280 kN



Carga axial = 112 kN



Carga axial = 0 kN (anillos aislados)

Figura 69. Nivel de agrietamiento obtenido de los modelos numéricos

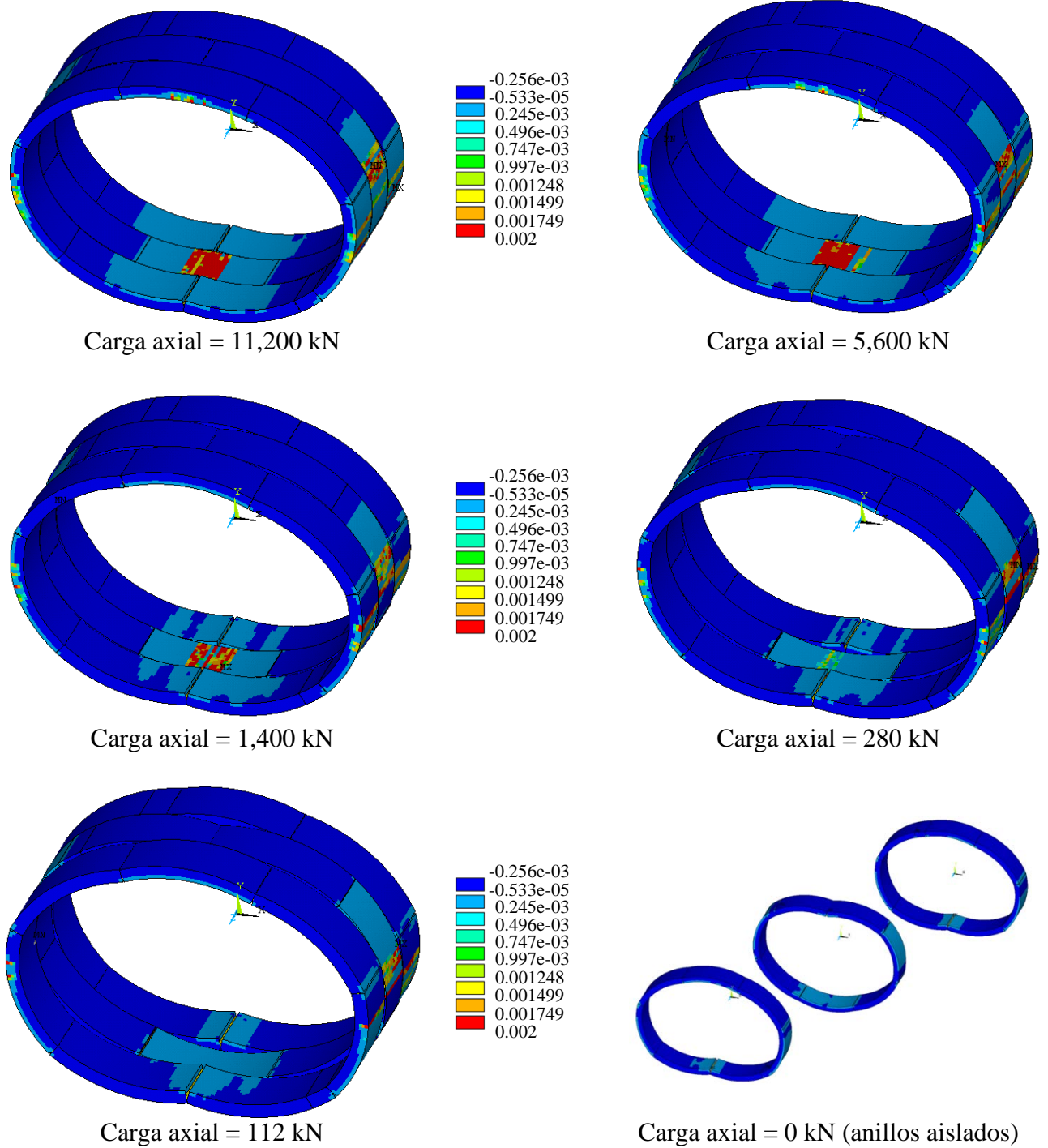


Figura 70. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal obtenida de los modelos numéricos

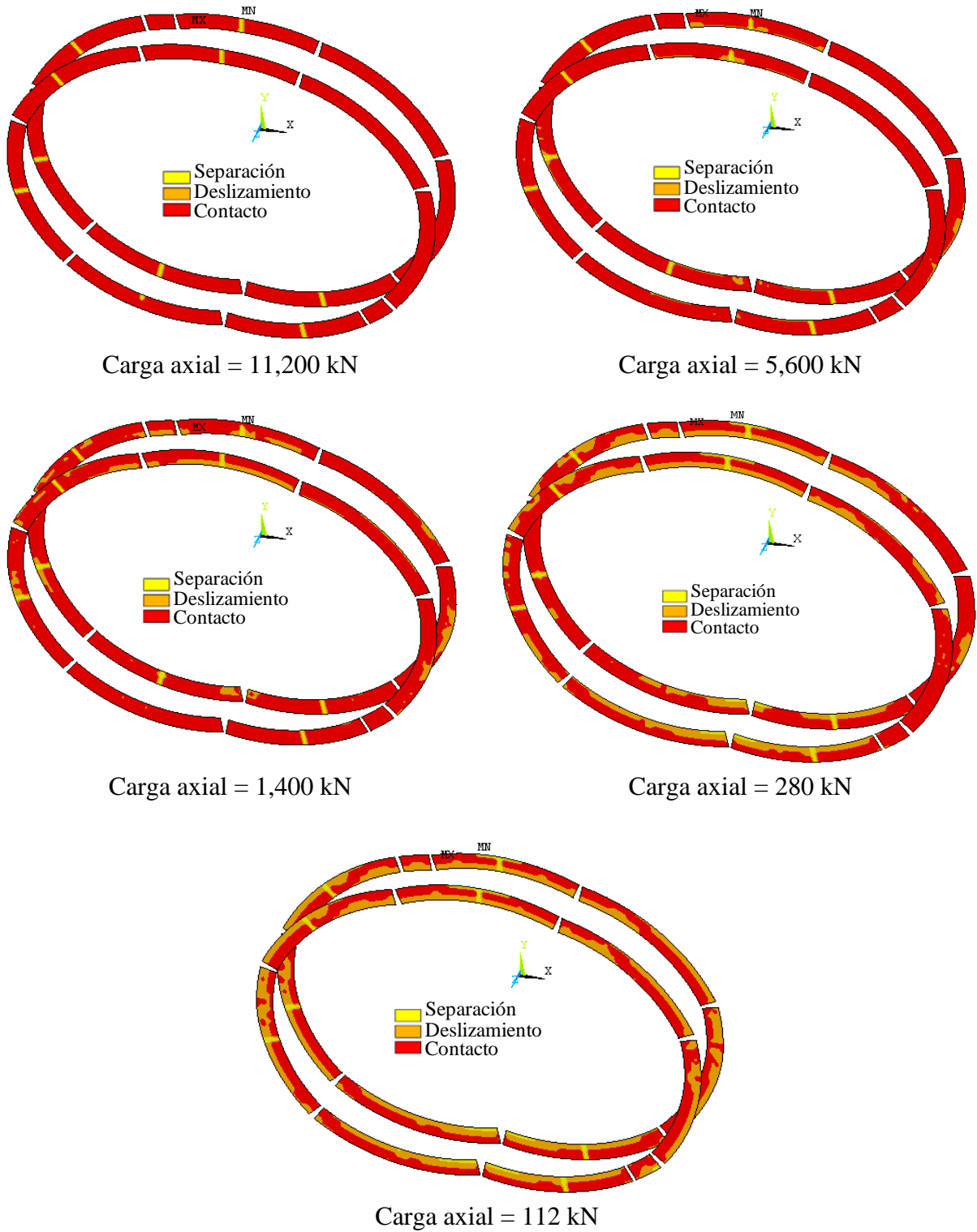


Figura 71. Comportamiento mecánico de las juntas entre anillos obtenido de los modelos numéricos

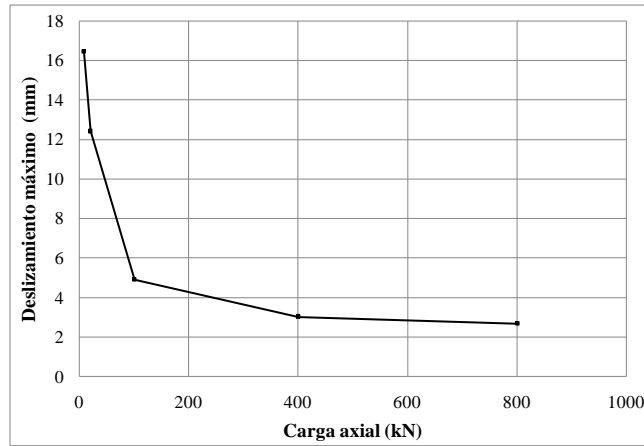


Figura 72. Curva Deslizamiento máximo entre anillos – Carga axial

4.2 TÚNEL DOVELADO TÍPICO CONSTRUIDO EN MÉXICO

Utilizando la geometría de un túnel típico construido en la ciudad de México (sección 2.1), se realizó una serie de análisis no-lineales para evaluar su comportamiento estructural, tomando en cuenta el efecto de la carga axial, así como diversas orientaciones de juntas entre dovelas. En la Figura 73 se muestra la geometría empleada, considerando el acoplamiento entre dos anillos de dovelas.

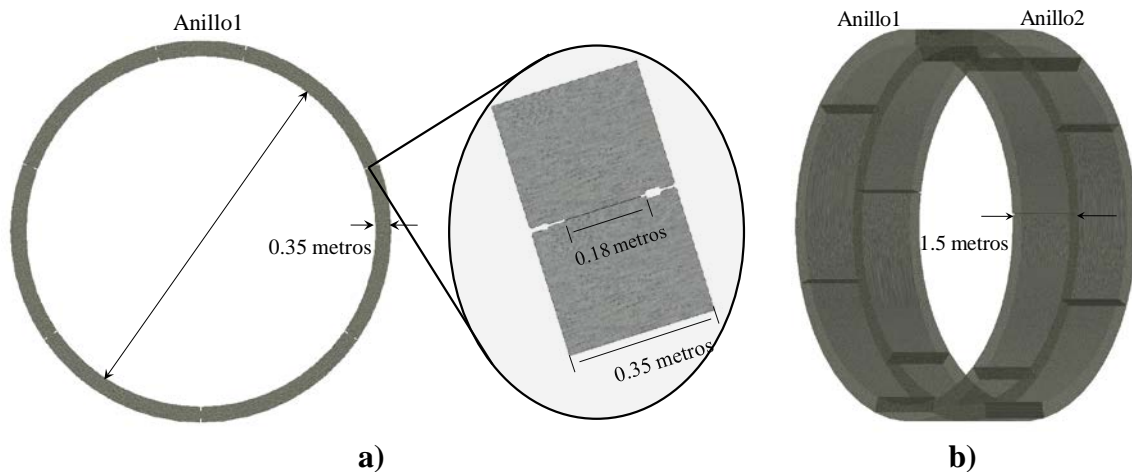


Figura 73. Geometría de un túnel típico construido en la ciudad de México: a) vista frontal; b) vista isométrica

Al igual que en los modelos numéricos anteriores, se colocaron cuatro apoyos tangenciales para considerar la estabilidad proporcionada por el suelo circundante, tal como se muestra en la Figura 74.

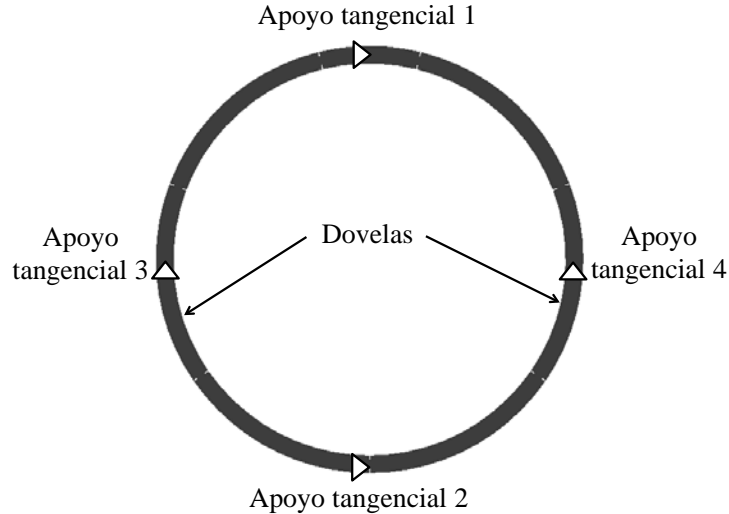


Figura 74. Apoyos tangenciales en el modelo numérico para considerar la estabilidad del suelo

Se utilizaron dos anillos debido a que el efecto de la interacción es prácticamente el mismo en dos anillos que en tres anillos, reduciendo además el tiempo computacional. En las simulaciones, se consideraron tres diferentes orientaciones de juntas entre dovelas. Para la Orientación 1 (Figura 75a), se tiene una junta continua, es decir una junta que coincide en ambos anillos. Para la Orientación 2 (Figura 75b), se tienen dos juntas continuas y para la Orientación 3 (Figura 75c), se tienen cuatro juntas continuas.

De acuerdo con el proceso constructivo del túnel, primeramente, se aplicó la carga axial medida en servicio con un valor de 7,000 kN (COMISSA, 2009). De esta manera se evaluó el efecto del empuje de la tuneladora, dado en servicio, en el comportamiento estructural del revestimiento, incluyendo las tres diferentes orientaciones de juntas entre dovelas.

La carga axial en el revestimiento disminuye a medida que la tuneladora avanza, por lo que una carga axial residual permanece actuando en el túnel. De esta manera un valor igual a la mitad de la carga medida en servicio fue considerado en los análisis como carga residual (COMISSA, 2009). Finalmente otros valores fueron considerados, en las simulaciones, como carga axial residual en función de la carga medida en servicio: 25%, 15%, 5% y 1%.

Al igual que en los modelos numéricos anteriores, se definieron las propiedades no-lineales del concreto, utilizando la resistencia a tensión uniaxial (f_t), así como los coeficientes de transferencia a cortante para una grieta abierta (β_T) y para una grieta cerrada (β_C) (Tabla 11). Además del concreto, se modeló el acero de refuerzo de una manera dispersa, incluyendo sus cuantías de acero longitudinal y transversal (ρ_l y ρ_t), definiendo además su curva esfuerzo – deformación. Asimismo, el comportamiento a cortante fue considerado por medio de la superficie de fluencia de Drucker-Prager, por lo cual se definieron los siguientes parámetros: cohesión (c), ángulo de fricción (ϕ) y ángulo de dilatancia (ψ) (Tabla 11).

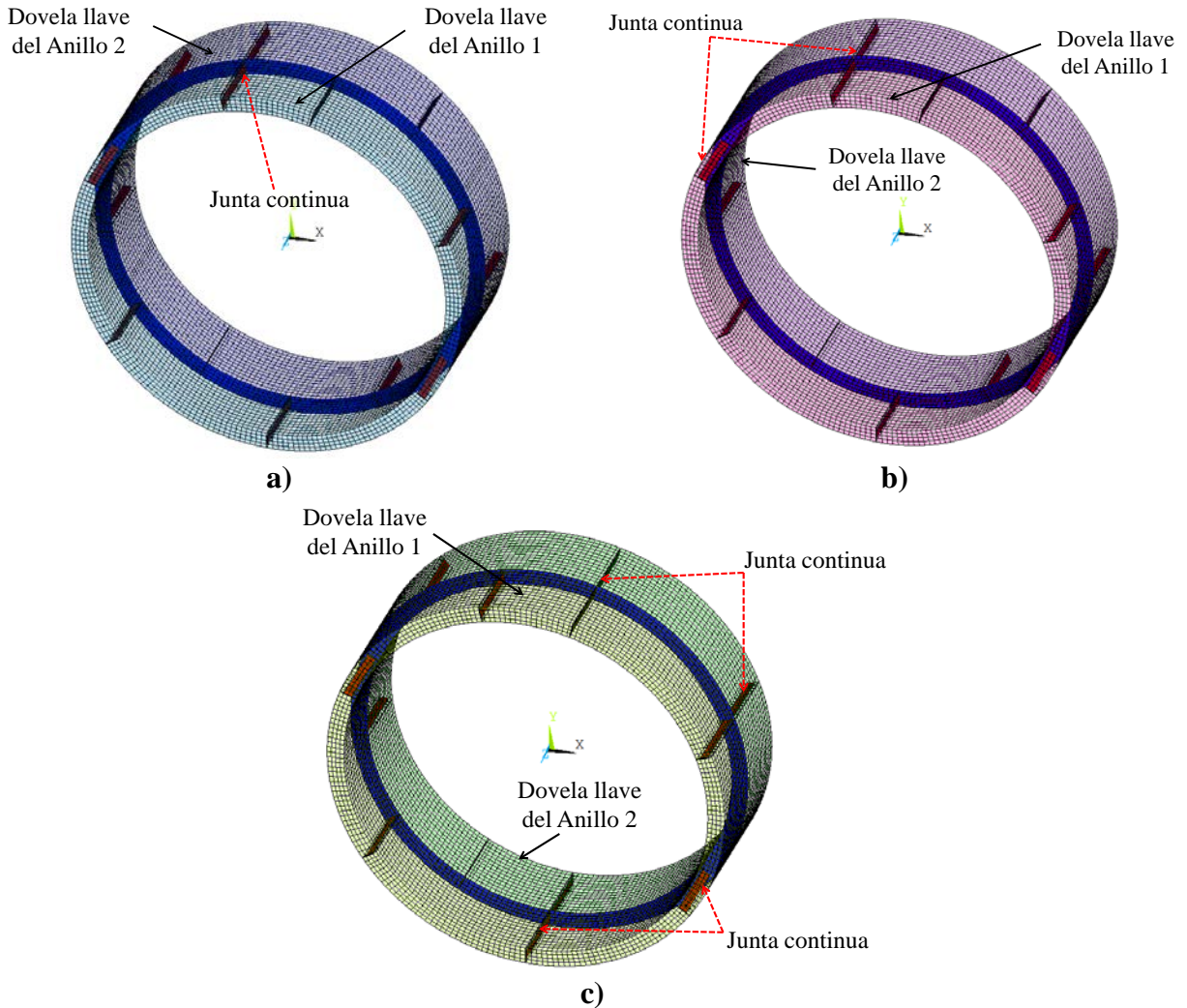


Figura 75. Modelo numérico de dos anillos acoplados, utilizando la geometría típica de un túnel construido en la ciudad de México: a) Orientación de juntas 1; b) Orientación de juntas 2; c) Orientación de juntas 3

Tabla 11. Propiedades no-lineales del material usadas en los modelos numéricos

Material	f_t (MPa)	ν	E (MPa)	β_C	β_T	f_y (MPa)	f^c (MPa)	c (MPa)	ϕ (rad)	ψ (rad)
Concreto	2.75	0.2	25,685.19	1	0.01	---	elástico	14.0	0.20	0.20
Acero	---	0.2	205,939.65	---	---	411.88	---	---	---	---

La Figura 76 muestra la orientación de las juntas entre dovelas de cada uno de los anillos utilizados en las simulaciones numéricas. Asimismo se realizaron análisis considerando que los anillos trabajaban de manera aislada. Es posible apreciar de esta Figura que, para los anillos acoplados (Figura 75), el Anillo 1 conservó su misma orientación de juntas entre dovelas en las tres simulaciones numéricas, mientras que la orientación de las juntas del

Anillo 2 fue diferente en cada una de las simulaciones de anillos acoplados (Orientación 1, Orientación 2 y Orientación 3).

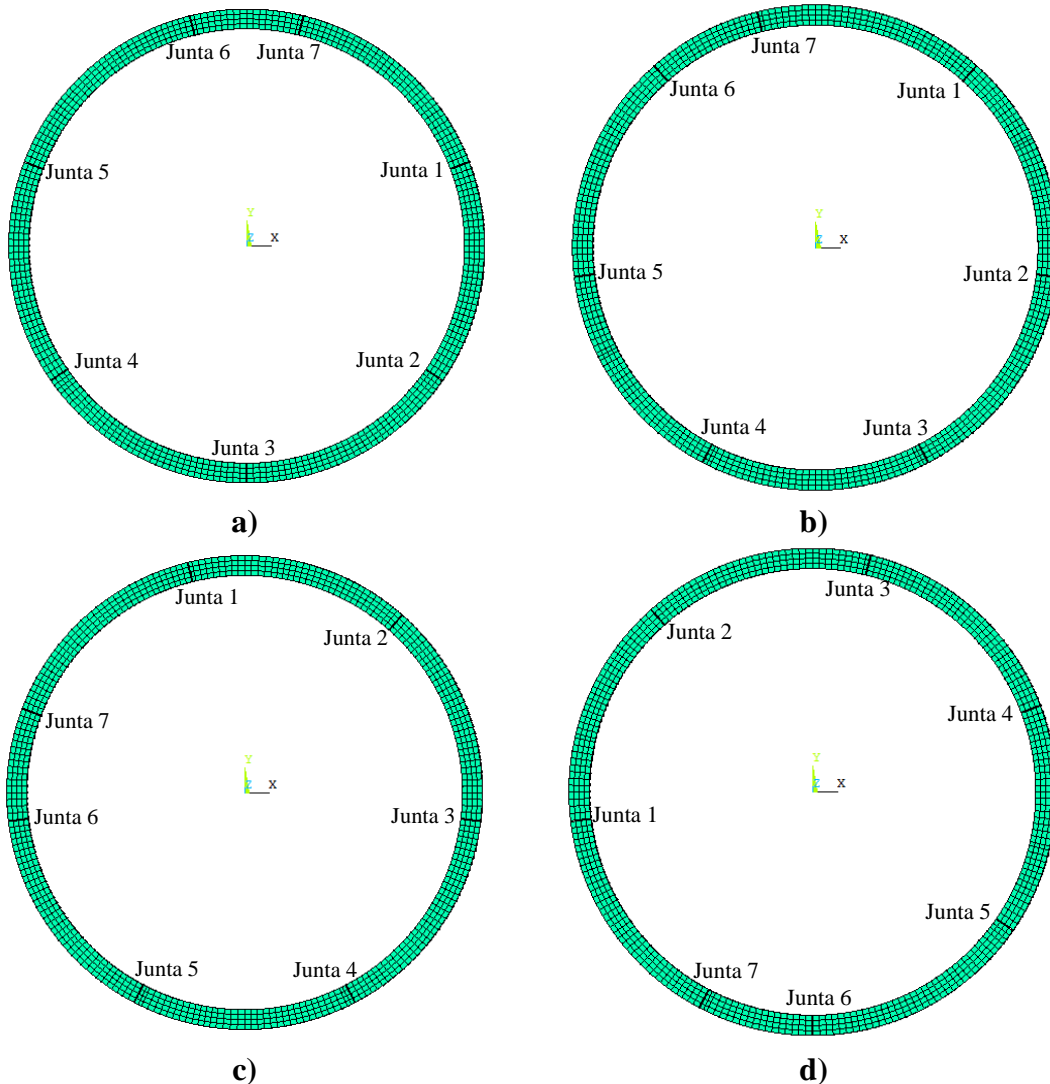


Figura 76. Anillos aislados: a) Anillo 1 (para las tres Orientaciones); b) Anillo 2 (Orientación 1); c) Anillo 2 (Orientación 2); d) Anillo 2 (Orientación 3)

En la Figura 77 se muestran las curvas carga – deformación, obtenidas de los modelos numéricos para los dos anillos (Anillo 1 y Anillo 2), utilizando los diferentes niveles de carga axial y las diferentes orientaciones de las juntas entre dovelas. Se puede observar que, al igual que en los resultados de los modelos numéricos anteriores, el nivel de carga axial afecta la capacidad de carga de los anillos dovelados, incrementado dicha capacidad al incrementar la carga axial. Cabe hacer notar que al tener un mayor número de juntas continuas la capacidad de carga de los anillos disminuye, por ejemplo, para el análisis que considera la carga axial de servicio se alcanza una capacidad de carga de 31.0 kN, utilizando la Orientación 1 (una junta continua); mientras que para el análisis que considera la Orientación 2 (dos juntas continuas) y para la misma carga axial, la capacidad de carga registrada es de aproximadamente 28.0 kN; y finalmente para la Orientación 3 (cuatro

juntas continuas) ésta capacidad es de 25.0 kN. Estas reducciones en las capacidades de carga para un mismo nivel de carga axial, se deben a que al tener un mayor número de juntas continuas se tiene un mayor número de zonas débiles.

Por otro lado, es importante notar que a medida que se incrementa el número de juntas continuas, el efecto de la carga axial disminuye en el comportamiento estructural del revestimiento, es decir, a mayor número de juntas continuas, menor es el efecto de la carga axial en la capacidad de carga de los anillos dovelados. Ya que si se compara el análisis que considera la carga axial de servicio con el que considera la carga axial residual como el 1% de la carga axial de servicio, y para la Orientación 1; se tiene que una diferencia en la capacidad de carga de aproximadamente 5.0 kN, es decir subestima en aproximadamente un 16.3% la capacidad de carga obtenida si considera la carga axial de servicio. Por su parte, si se toman los mismos niveles de carga axial, pero considerando la Orientación 2, se subestima la capacidad de carga en aproximadamente un 13.5% la obtenida considerando la carga axial de servicio. Finalmente se tiene que para la Orientación 3, este valor se subestima en un 5.2%.

Es posible observar que a medida que la carga axial residual disminuye, las diferencias en las capacidades de carga entre los análisis que consideran la misma orientación de juntas entre dovelas, disminuyen.

Asimismo, en las Figuras 78 y 79 se muestran las curvas carga – deformación expuestas en la Figura 77, pero realizando la comparación para cada orientación y por nivel de carga axial aplicado. Al considerar la misma carga axial para las tres diferentes orientaciones, los análisis que consideran la Orientación 1 indican que dicha orientación produce la mayor capacidad de carga en el revestimiento. Al contrario de los análisis que consideran la Orientación 3, que son los que producen la menor capacidad estructural del revestimiento.

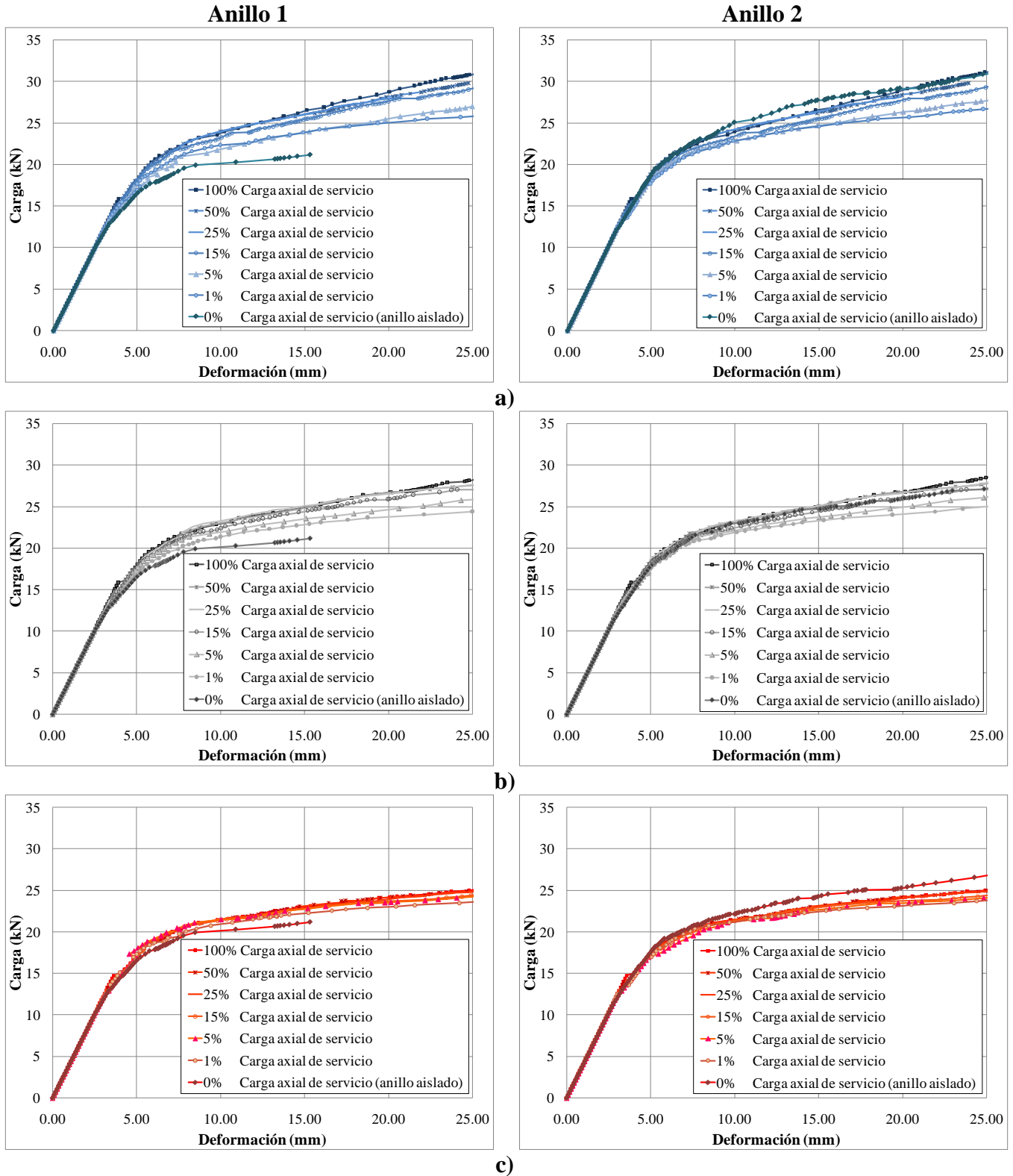


Figura 77. Curvas Carga – Deformación obtenidas de los modelos numéricos, utilizando diferentes valores de carga axial y diferentes orientaciones de juntas entre dovelas: a) Orientación 1; b) Orientación 2; c) Orientación 3

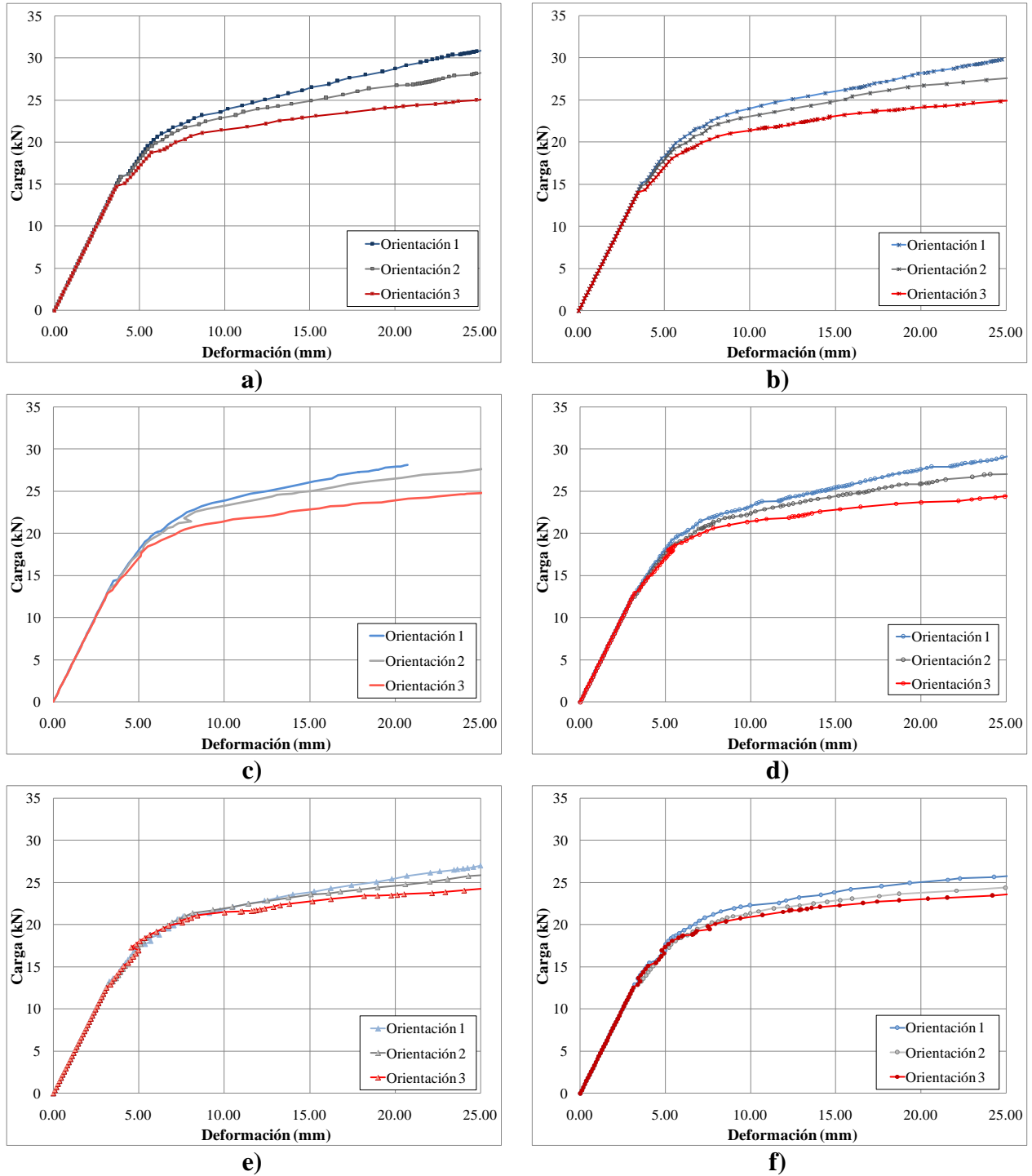


Figura 78. Curvas Carga – Deformación obtenidas de los modelos numéricos, para el Anillo 1: a) 100% Carga axial de servicio; b) 50% Carga axial de servicio; c) 25% Carga axial de servicio; d) 15% Carga axial de servicio; e) 5% Carga axial de servicio; f) 1% Carga axial de servicio

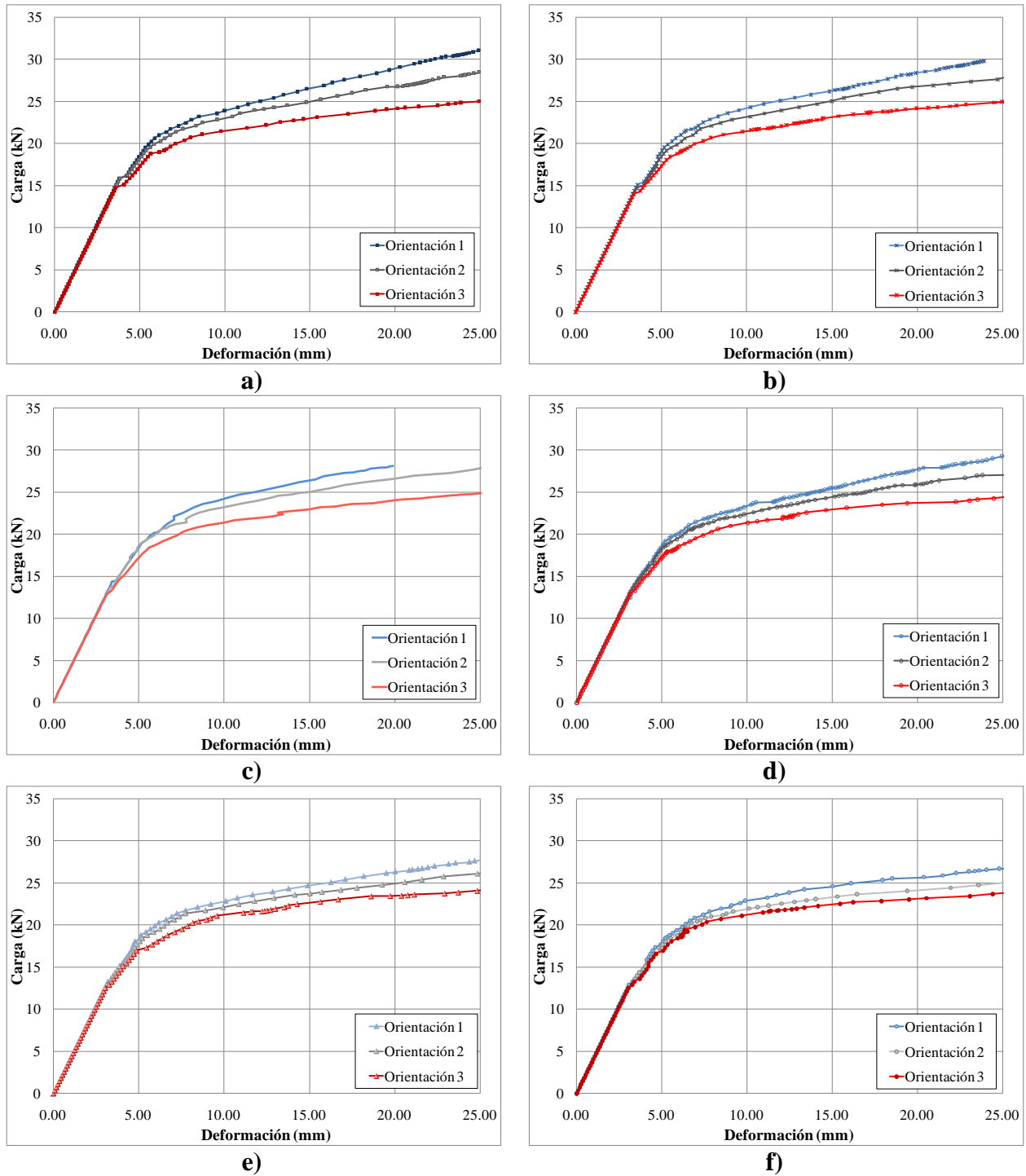


Figura 79. Curvas Carga – Deformación obtenidas de los modelos numéricos, para el Anillo 2: a) 100% Carga axial de servicio; b) 50% Carga axial de servicio; c) 25% Carga axial de servicio; d) 15% Carga axial de servicio; e) 5% Carga axial de servicio; f) 1% Carga axial de servicio

La Figura 80, muestra las curvas Carga – Deformación de los análisis que consideran los anillos aislados (Figura 76). Los resultados indican que el Anillo 1 presenta la menor capacidad de carga, debido a su orientación de juntas entre dovelas. Razón por la cual, en los análisis presentados en la Figura 77, específicamente para el Anillo 2; los anillos aislados desarrollaron mayores capacidades de carga inclusive que aquellos en los que se consideró la carga axial de servicio; ya que en los anillos acoplados, el Anillo 1 produce el mecanismo de falla.

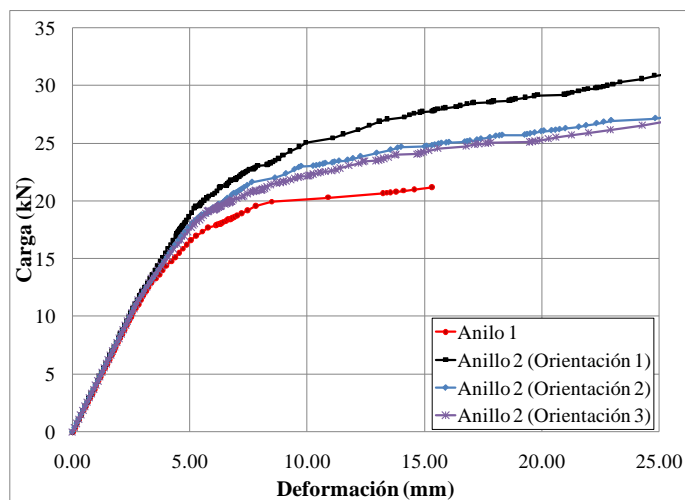


Figura 80. Curvas Carga – Deformación utilizando anillos aislados

En la Figura 81, se muestra la capacidad de carga de cada uno de los modelos en función de la carga axial y el número de juntas continuas, donde también es posible observar (Figura 81a) que al reducir la carga axial las diferencias en la capacidad estructural entre los análisis, para las tres diferentes orientaciones, disminuyen. Además, la combinación del número de juntas continuas y carga axial puede conducir a tener una reducción en la capacidad estructural hasta de un 23.3%. Ya que al considerarse la Orientación 1 y con la carga axial de servicio se obtiene una capacidad estructural de 31.0 kN, mientras que para la Orientación 3 y considerando la carga axial residual como el 1% de la carga axial de servicio, se tiene una capacidad estructural de 23.73 kN.

Por otro lado, en la Figura 81b, es posible apreciar, de manera más explícita, que a medida que el número de juntas continuas crece, el efecto de la carga axial es menor en la capacidad estructural de los anillos dovelados. Teniendo que, la mayor diferencia en la capacidad estructural, presentada en los análisis que utilizan la Orientación 3, es del 5.2% aproximadamente. Por lo todo lo anterior, es posible concluir que es necesario considerar la orientación de las juntas entre dovelas (incluyendo el número de juntas continuas), el efecto de la carga axial, así como sus combinaciones; para evaluar de mejor manera el comportamiento estructural de los túneles dovelados, obteniendo de esta manera una mejor predicción de su capacidad estructural.

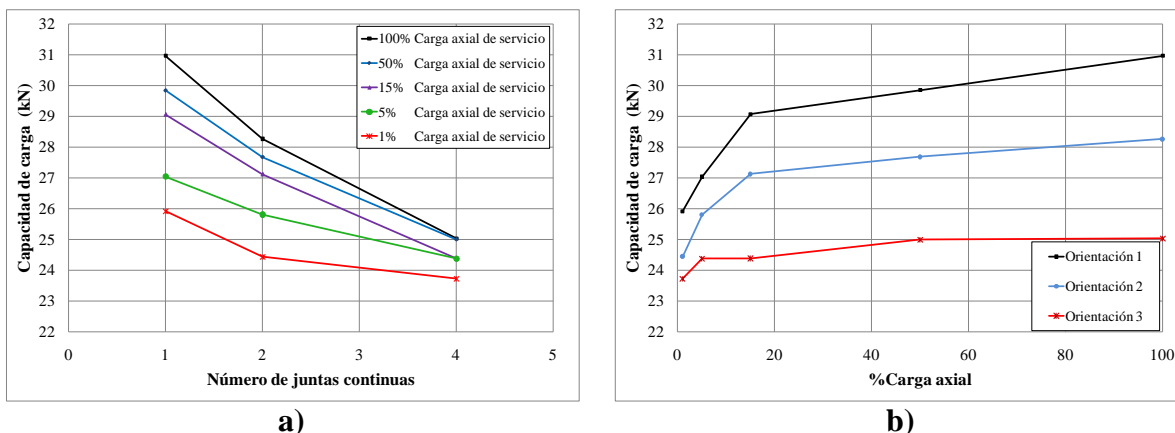


Figura 81. Resultados numéricos: a) Curvas Capacidad de carga – Número de juntas continuas; b) Curvas Capacidad de carga – %Carga axial

En la Figura 82, se muestra el nivel de agrietamiento obtenido para las tres orientaciones y para las cargas axiales de 7,000 kN (carga de servicio), 3,500 kN (carga residual = mitad de la carga de servicio) y 70.0 kN (carga residual = 1% de la carga de servicio), respectivamente. En esta Figura, es posible observar que el agrietamiento es dependiente del nivel de carga axial aplicado, ya que aumenta a medida que la carga axial es mayor. Lo cual también resultó en los modelos numéricos anteriores (sección 4.1). Cabe hacer notar que dicha diferencia en el agrietamiento disminuye al tener un mayor número de juntas continuas. Lo cual se debe a que su mecanismo de falla, al crearse más zonas débiles, se rige por el comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas, razón por la cual disminuye su capacidad de carga. En esta misma Figura es posible apreciar la propagación del agrietamiento entre anillo y anillo, la cual está limitada en las zonas de traslape de las juntas entre dovelas.

Por su parte, la Figura 83 muestra el comportamiento mecánico de las juntas. Es posible notar que si se presenta una carga axial residual muy baja, el Anillo 1 presenta simetría en las aberturas de las juntas entre dovelas (Figura 83c), debido a la simetría en geometría y carga. No obstante, si la carga axial residual aumenta, se produce una redistribución de fuerzas internas en los anillos, lo que genera que no se presente dicha simetría de aberturas en el Anillo 1 (Figuras 83a,b). Cabe hacer notar que, a medida que la carga axial disminuye las aberturas de las juntas entre dovelas aumentan.

En la Tabla 12 se presentan los deslizamientos máximos entre anillos. Al reducir el nivel de carga axial, el deslizamiento entre anillos aumenta. Por lo que se puede concluir, al igual que en los anteriores resultados, que al tener una mayor carga axial en el túnel, menores son los deslizamientos desarrollados entre anillos, por lo que el revestimiento de dovelas trabaja de manera acoplada, dando como resultado que su capacidad de carga, aumente. Asimismo, al tener una menor carga axial, mayores son los deslizamientos producidos entre anillo y anillo, reduciendo la capacidad estructural del revestimiento porque los anillos trabajan de manera aislada, por lo que el comportamiento del túnel se hace más dependiente del comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas y de las juntas entre anillos.

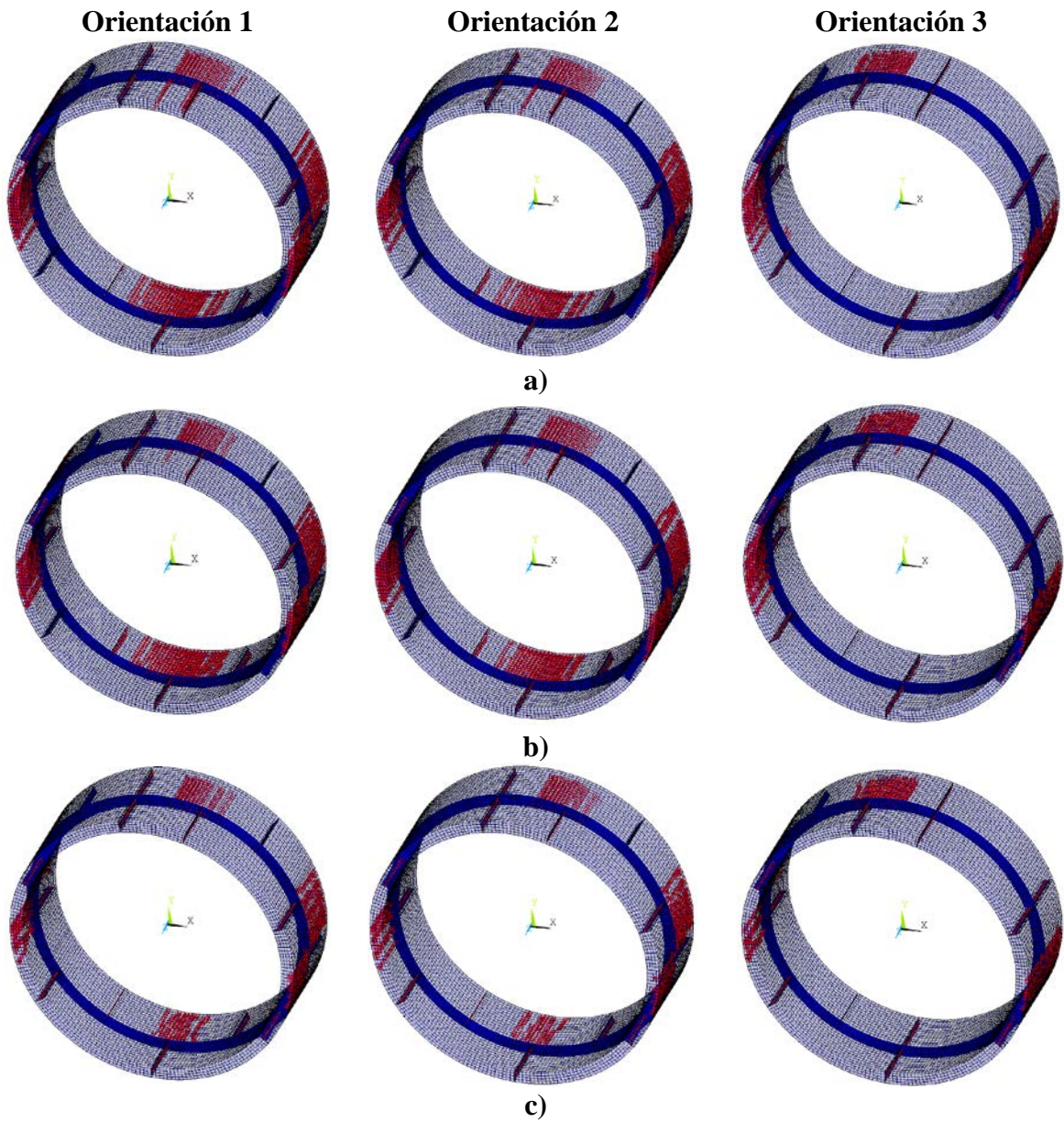


Figura 82. Daño en los anillos: a) Carga axial de servicio; b) Carga axial residual = 50% Carga axial de servicio; c) Carga axial residual = 1% Carga axial de servicio

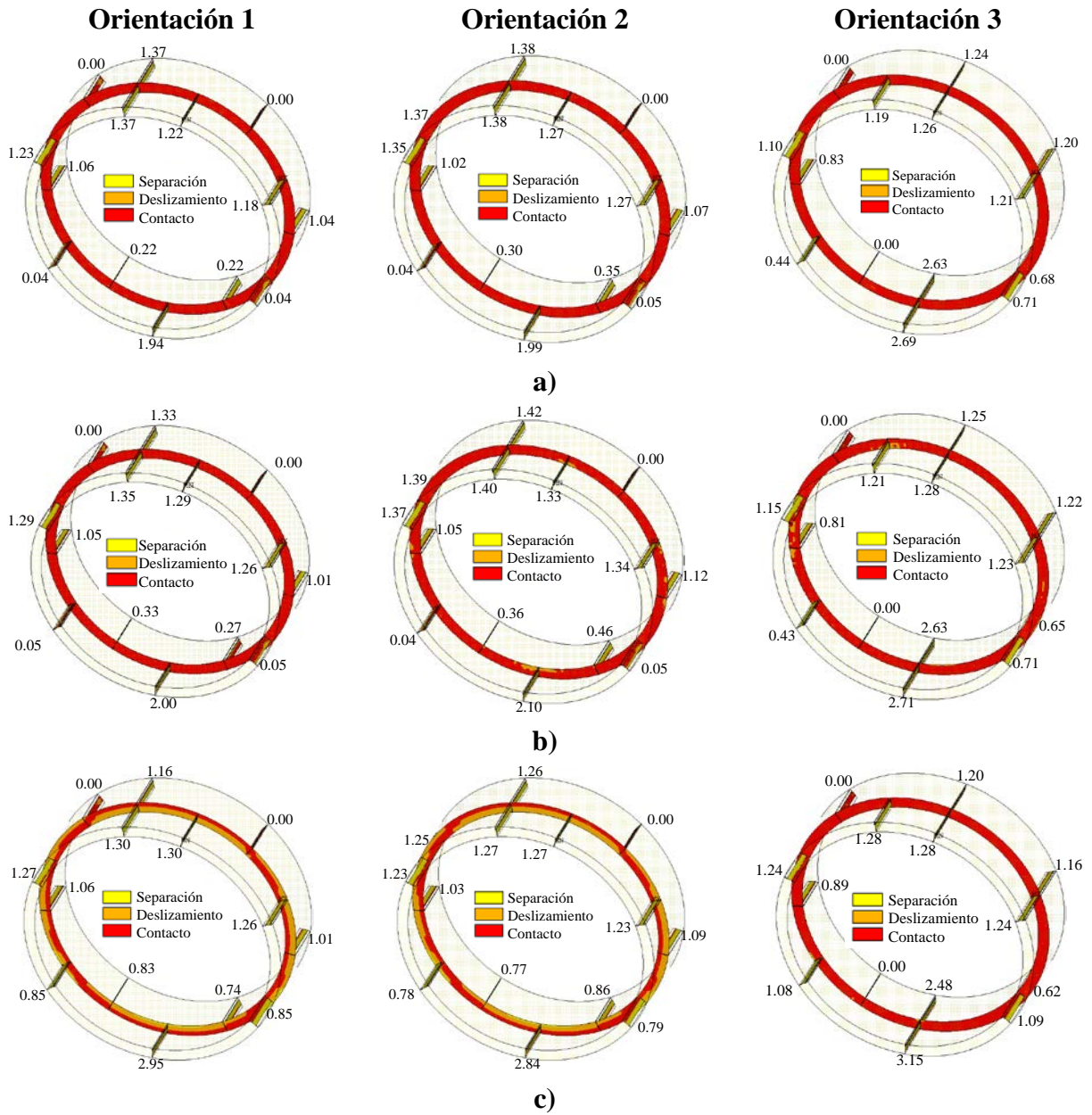


Figura 83. Comportamiento mecánico de las juntas (aberturas en mm): a) Carga axial de servicio; b) Carga axial residual = 50% Carga axial de servicio; c) Carga axial residual = 1% Carga axial de servicio

Tabla 12. Deslizamientos máximos entre anillos

Orientación	Deslizamiento máximo (mm)		
	Carga axial de servicio	Carga axial residual = 50% Carga axial de servicio	Carga axial residual = 1% Carga axial de servicio
1	3.14	4.06	14.17
2	4.07	4.64	13.33
3	2.07	2.64	5.04

4.3 COMENTARIOS FINALES DE LOS MODELOS NUMÉRICOS

De acuerdo con los resultados mostrados se puede concluir que el revestimiento de un túnel dovelado incrementa su capacidad estructural al incrementar la carga axial dada por el proceso constructivo del túnel, lo cual se observó en ambos ejemplos utilizados (túnel construido en Europa y túnel construido en México). Teniendo que para el túnel construido en Europa se logra una capacidad de carga de 28.1 kN considerando una carga axial de 11,200 kN, mientras que para una carga axial de 112 kN se logra una capacidad de carga de 22.0 kN, teniendo una reducción en la capacidad de aproximadamente el 21.7%. Por su parte para el túnel construido en la ciudad de México y considerando la Orientación 1 (una junta continua), se tiene una capacidad de carga de aproximadamente 31.0 kN, considerando la carga axial de servicio, mientras que para la misma orientación, pero para una carga axial residual igual al 1% de la carga axial de servicio (carga axial residual muy baja) se logra una capacidad de carga de 25.9 kN, dando como resultado una reducción en la capacidad de aproximadamente el 16.3%. De igual manera, para este túnel y para la Orientación 2 (dos juntas continuas) y Orientación 3 (cuatro juntas continuas), se tiene una reducción en la capacidad de carga aproximadamente el 13.5% y 5.2%, respectivamente. Esto último indica que a medida que se incrementa el número de juntas continuas, el efecto de la carga axial disminuye en el comportamiento estructural del revestimiento y por lo tanto en la capacidad de carga del mismo, ya que la reducción en la capacidad de carga fue menor a medida que se incrementó el número de juntas continuas. Además, como era de esperarse, al tener un mayor número de juntas continuas la capacidad de carga de los anillos disminuye, debido a la creación de zonas débiles.

Por otro lado, también es posible concluir que el mecanismo de falla de un túnel dovelado depende de la interacción entre anillos. Ya que, al ser menor la carga axial y por lo tanto generarse una menor interacción entre anillos, los anillos de dovelas no trabajan de manera acoplada, desarrollándose deslizamientos entre los mismos. De esta manera, a medida que se tiene una menor interacción entre anillos el mecanismo de falla depende en gran parte del comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas y de las juntas entre anillos. Razón por la cual el nivel de agrietamiento presentado en los anillos dovelados fue menor, a medida que era menor el nivel de carga axial, ya que su falla se daba principalmente por el comportamiento mecánico de las juntas.

Así pues, se concluye que para evaluar de mejor manera el comportamiento estructural de los túneles dovelados es necesario considerar el efecto de la carga axial, pero a su vez la orientación de las juntas entre dovelas, tomando en cuenta el número de juntas continuas. Para de esta manera obtener una mejor predicción de su capacidad estructural.

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES

El comportamiento global de los túneles construidos con dovelas prefabricadas en suelo blando depende en gran medida del comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas. Razón por la cual se inició el estudio realizando ensayos experimentales y simulaciones numéricas de juntas planas entre dovelas, considerando la geometría usada en túneles típicos construidos en la ciudad de México. Así del estudio experimental, numérico y analítico, de las juntas planas típicas podemos concluir:

De las pruebas experimentales de las juntas entre dovelas:

- La rigidez de la junta depende de la excentricidad de la carga aplicada, a mayor excentricidad menor es la rigidez de la junta;
- El mecanismo de falla principal de las juntas fue por desconchamiento del recubrimiento de concreto; pero si la excentricidad es muy grande (mitad del ancho de la junta), la falla de la junta se da por rotaciones excesivas, pues la junta se abre completamente apoyándose las dovelas en sus extremos que inicialmente se encontraban separados, sin que prácticamente aparezca daño en las dovelas. Esto indica que esta excentricidad es una condición crítica para las juntas entre dovelas;
- El efecto que produce la conexión atornillada (colocación del perno por cuestiones constructivas) es despreciable, debido a que no aumenta la capacidad de carga de los especímenes;
- La capacidad de carga de las juntas entre dovelas es independiente del armado longitudinal asignado, debido a que el mecanismo de falla principal se da por el desconchamiento del recubrimiento de concreto;
- Para lograr un comportamiento adecuado de las juntas entre dovelas, las superficies de las juntas deben estar completamente en contacto, para así no subestimar su capacidad de carga;
- En ninguno de los experimentos se observó un deslizamiento entre las dovelas, aun cuando la junta tuviera rotaciones importantes. Lo que permite simplificar los modelos numéricos, al considerar únicamente la rotación de las juntas y despreciar el deslizamiento entre dovelas;
- De acuerdo, con la resistencia de las juntas obtenida de las pruebas, la fórmula para calcular la carga de aplastamiento propuesta por las Normas Técnicas Complementarias para Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito

- Federal NTC-C (2004) estima de manera correcta la capacidad de carga de las juntas.

De la relación teórica propuesta para las juntas entre dovelas:

- La rigidez inicial y el momento máximo dependen de la excentricidad de la carga;
- Existe una excentricidad límite en la cual se tiene el momento máximo. Después de esta excentricidad límite, tanto la rigidez inicial, como el momento máximo decrecen. Esta excentricidad límite corresponde, a la tercera parte del ancho de la junta;
- Para una excentricidad igual a cero, la rigidez es infinita;
- Cuando la excentricidad tiende a la mitad del ancho de la junta, la rigidez inicial tiende a cero;
- La relación bilineal propuesta reproduce adecuadamente el comportamiento mostrado experimentalmente. La cual se construye con dos parámetros: rigidez inicial (obtenida de la relación de Gladwell, modificada para una carga axial variable y excentricidad constante) y momento máximo (obtenido con la carga axial de aplastamiento para la excentricidad de la carga). Asimismo se propuso una fórmula para obtener la rotación de fluencia ϕ_y .

De los modelos numéricos de las juntas entre dovelas:

- La relación entre el momento y la rotación del modelo, considerando la zona de la junta como un discontinuo, mediante elementos de contacto (no-linealidad) y utilizando un comportamiento del material elástico-lineal para el estado de carga aplicado (carga axial variable con excentricidad constante), es lineal;
- La rigidez inicial obtenida con el modelo numérico para una excentricidad de la carga igual a la mitad del ancho de la junta es aproximadamente el 1% de la rigidez obtenida con las otras excentricidades (tercera y sexta parte del ancho de la junta);
- Es necesario definir la no-linealidad del material para los modelos en los que predomina la falla por desconchamiento del revestimiento (daño en las dovelas). Mientras que en los modelos que predomina la falla por rotaciones excesivas, el modelo elástico (incluyendo la no-linealidad dada por las juntas) es suficiente para predecir la falla dada experimentalmente;
- Los modelos numéricos inelásticos subestiman en un 20% el momento flexionante necesario para que la junta comience a abrirse (rama horizontal), esto se debe a que en el programa utilizado ANSYS (2006), no es posible definir de manera adecuada el comportamiento post-agrietamiento del material, y por lo tanto no se definió correctamente la energía de fractura desarrollada; pero dichos modelos representan en buena medida el comportamiento mostrado experimentalmente hasta cierto estado de carga (etapa de servicio).

Asimismo, se utilizó la modelación empleada para las juntas entre dovelas (elementos de contacto) en simulaciones numéricas de anillos dovelados completos que contaran con pruebas experimentales para su validación. De lo cual se concluyó que:

- Los modelos numéricos inelásticos de anillos acoplados predicen de muy buena manera el comportamiento mostrado en el experimento con una “pobre” interacción

- entre anillos, prediciendo, prácticamente, la misma carga resistente obtenida en el ensaye;
- El nivel de carga axial aplicado a los anillos de dovelas, modifica la capacidad de carga de los anillos; produciendo que los anillos con una “baja” carga axial (“pobre” interacción entre anillos) presenten un mecanismo de falla debido principalmente a la presencia de rotaciones excesivas de una o algunas de sus juntas entre dovelas. Mientras que los anillos de dovelas con una “alta” carga axial (“fuerte” interacción entre anillos) fallen por el daño ocurrido en las dovelas (agrietamiento excesivo de las dovelas y/o fluencia del acero longitudinal);
 - Existen diferencias de aproximadamente el 24% en la carga última resistente, entre el modelo numérico inelástico y el modelo experimental que toman en cuenta una “fuerte” interacción entre anillos (mecanismo de falla debido al daño en las dovelas). Esto se debe a que en el programa utilizado ANSYS (2006), no es posible definir de manera adecuada el comportamiento post-agrietamiento del material, y por lo tanto no se definió correctamente la energía de fractura desarrollada; pero el modelo numérico representa en buena medida el comportamiento mostrado en el ensaye hasta cierto estado de carga (etapa de servicio);
 - Los modelos numéricos que toman en cuenta la interacción entre anillos presentan un nivel de agrietamiento considerable en la zona de hastiales, de clave y de cubeta, siempre y cuando no se localice en esas zonas una junta entre dovelas, con lo cual se puede observar el trabajo de las juntas para evitar la formación de grietas;
 - Podría ser posible analizar un túnel dovelado, utilizando anillos aislados, si una carga axial muy baja está presente en el anillo;
 - Para evaluar de mejor manera el comportamiento estructural de un túnel dovelado, es necesario tomar en cuenta la carga axial que actúa en el revestimiento.

Debido a que las simulaciones numéricas indican que el efecto de la carga axial influye en el comportamiento estructural y por lo tanto en la capacidad de carga de los anillos dovelados, se realizaron una serie de análisis no-lineales, considerando además dos diferentes geometrías (túnel típico construido en Europa y en México) y utilizando diferentes niveles de carga axial, de lo cual se concluyó que:

- Para ambos túneles, el aumento de carga axial aumenta la capacidad de carga de los anillos dovelados;
- Al disminuir el nivel de carga axial disminuye el daño en las dovelas (agrietamiento y fluencia del acero), debido a que el mecanismo de falla se rige por el comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas y de las juntas entre anillos, por trabajar de una manera menos acoplada;
- Al tener un mayor número de juntas continuas la capacidad de carga de los anillos disminuye;
- A medida que se incrementa el número de juntas continuas, el efecto de la carga axial disminuye en el comportamiento estructural del revestimiento y por lo tanto en la capacidad de carga del mismo;
- Para evaluar de mejor manera el comportamiento estructural de los túneles dovelados es necesario considerar el efecto de la carga axial, pero a su vez la orientación de las juntas entre dovelas, tomando en cuenta el número de juntas

continuas, para de esta manera obtener una mejor predicción de su capacidad estructural.

Como líneas de investigación a futuro, se propone que se realicen análisis en donde se consideren otros modelos de daño en los anillos dovelados, ya que como se pudo observar la energía de fractura afecta notablemente su comportamiento estructural. De esta manera será posible determinar el comportamiento estructural de estas estructuras, en función de la orientación de las juntas entre dovelas, la carga axial y la energía de fractura.

Por otro lado, es importante evaluar los efectos a largo plazo, especialmente cuando existe un revestimiento secundario, para así también determinar el efecto de la transferencia de carga de un revestimiento a otro, debido al flujo plástico del concreto, tanto para una carga constante como variable.

REFERENCIAS

1. ANSYS (2006). "Documentation for ANSYS". ANSYS Workbench Release 11.0. ANSYS Inc. USA.
2. Anthoine A (1997). "Homogenization of periodic masonry: plane stress, generalized plane strain or 3D modeling?". *Comm. Num. Methods Engng.*, Vol 13, pp. 319-326.
3. Blom CBM, van de Horst EJ y Jovanovic PS (1999). "Three-dimensional structural analyses of the shield-driven Green Heart Tunnel of the High-Speed Line South". International Tunneling Association, *Journal of the Underground Space Technology*, Elsevier, USA.
4. Blom CBM, Jovanovic PS y Leendertse W (2001). "Using 3D FEM models for predicting damage during assembling of shield driven tunnel lining of the Green Heart Tunnel". IS-Kyoto 2001 Modern Tunneling Science and Techbology, Japan.
5. Blom CBM (2002). "Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soils". Tesis de Doctorado, Universidad Tecnológica de Delft. Disponible en: <http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid:dee23627-1fb0-4308-a536-6120ae1e8db5/>
6. Blom CBM (2003). "The structural (un)safety of tunnels explained by analytical approach". *Heron*, Vol. 48, No. 1, pp. 17-32. Disponible en: <http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid:9a3a214d-78c2-4379-a239-cfc5e5f65146/>
7. BTS (2004). "Tunnel lining design guide". The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers. Thomas Telford Ltd, London.
8. Cheng A (1998). "On generalized plane strain poroelasticity". *Int. J. Rock Mech. Min Sci.*, Vol. 35, No. 2, pp. 183-193.
9. COMISSA (2009). "Memoria de cálculo de las dovelas. Tramo 1 – Lumbreras 00 a 1A". Memoria de cálculo TEO-1-L00/L-1A-ME-DO. Proyecto ejecutivo para la construcción del túnel emisor oriente localizado en el Distrito Federal, Estado de México, dentro de la cuenca del valle de México y el Estado de Hidalgo. Constructora Mexicana de Infraestructura Subterránea, S.A. de C.V.
10. COMISSA (2011). "Memoria de cálculo estructural del revestimiento definitivo. Tramo 1 – Lumbreras 00 a 1A". Memoria de cálculo TEO-1-T00/1A-ME-RD. Proyecto ejecutivo para la construcción del túnel emisor oriente localizado en el Distrito Federal, Estado de México, dentro de la cuenca del valle de México y el Estado de Hidalgo. Constructora Mexicana de Infraestructura Subterránea, S.A. de C.V.
11. Gijsbers FBJ y Hordijk DA (1997). "Experimental onderzoek naar het afschuifgedrag van ringvoegen" (en holandés), CUR/COB K11-W-001, Noviembre 1997.

12. Hordijk DA y Gijssbers FBJ (1996). “Laboratoriumproeven tunnelsegmenten” (en holandés). Reporte Interno K100-W-026, TNO-Bouw, Delft.
13. Hefny AM, Tan FC y Macalevey NF (2004). “Numerical study on the behaviour of jointed tunnel lining”. *Journal of The Institution of Engineers, Singapur*, Vol. 44, No. 1, pp. 108-118.
14. Herrenknecht AG (2012). “Pioneering tunnelling technology for underground transport systems”. *Herrenknecht Tunnelling System*, pp. 10-21.
15. ICA (2009). “Plano Segmentos de dovela TEO (con insertos)”. Proyecto: Ensaye de dovelas. Modificación 2, Boletín 09-DI-DOV-05, Fecha 4/oct/09.
16. ICA (2010). “Plano Armado Tipo 2 Segmentos de dovela TEO (con insertos)”. Proyecto: Ensaye de dovelas. Modificación 1, Boletín 10-DI-DOV-06, Fecha 4/mayo/10.
17. Japanese Society of Civil Engineers (1977). “The design and construction of underground structures”. Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo.
18. Koyama Y y Nishimura T (1998). “Design of lining segment of shield tunnel using a beam-spring model”. *Quarterly Report of RTRI (Railway Technical Research Institute, Japan)*.
19. Lee KM y Ge XW (2001). “The equivalence of a jointed shield-driven tunnel lining to a continuous ring structure”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 38, No. 3, pp. 461-483.
20. Lee KM, Hou XY, Ge XW y Tang Y (2001). “An analytical solution for a jointed shield-driven tunnel lining”. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 25, pp. 365-390.
21. Lutikholt AJT (2007). “Ultimate limit state analysis of a segmented tunnel lining – Results of full-scale tests compared to finite element analysis –”. Facultad de Ingeniería Civil y Geociencias, Universidad Tecnológica de Delft. Disponible en: http://www.mechanics.citg.tudelft.nl/~pierre/MSc_projects/reportLutikholt.pdf
22. Muir Wood AM (1975). “The circular tunnel in elastic ground”. *Geotechnique*.
23. NTC-C (2004). “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-Bis, México.
24. Pegon P y Anthoine A (1997). “Numerical strategies for solving continuum damage problems with softening: application to the homogenization of masonry”. *Computers and Structures*, Vol. 64, No. 1-4, pp. 623-642.
25. Padmarajaiah SK y Ramaswamy A (2002). “A finite element assessment of flexural strength of prestressed concrete beams with fiber reinforcement”. *Cement & Concrete Composites* 24, 229-241.
26. Peña F, Lourenço PB y Campos-Costa A (2008). “Experimental dynamic behavior of free-standing multi-block structures under seismic loadings”. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 12, No. 6, pp. 953-979.
27. Peña F (2009). “Comportamiento estructural de las juntas entre dovelas del Túnel Emisor Oriente”. Informe realizado para la Comisión Nacional del Agua. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
28. Peña F (2010). “Evaluación de modelos simplificados para el análisis estructural de túneles dovelados”. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato, artículo 7-06.

29. Peña F, Meli R y Galván A (2010). “Resultados del ensayo experimental de juntas entre dovelas”, Informe elaborado para Ingenieros Civiles Asociados, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
30. Peña F, Galván A y Meli R (2012). “Comportamiento estructural de juntas entre dovelas de concreto prefabricado para túneles”. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. (IMCYC). Vol. 3, No. 2, pp. 2-18
31. Rodríguez M y Salmón R (1987). “Comportamiento estructural de dovelas para revestimiento de túneles”. Segunda parte: Ensayos en Laboratorio”. Informe elaborado para la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
32. Schreyer J y Winselmann D (1998). “Suitability tests for the segmental lining for the 4th Elbe tunnel tube, Hamburg”. *Tunnel* 2/98, pp. 30-37.
33. Schreyer J y Winselmann D (2000). “Suitability tests for the lining for the 4th Elbe tunnel tube – Results of large-scale tests”. *Tunnel* 1/2000, pp. 34-44.
34. Teachavorasinskun S y Chub-Uppakarn T (2009). “Experimental verification of joint effects on segmental tunnel lining”. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 14, Bund K. Disponible en: <http://www.ejge.com/2009/Ppr0992/Ppr0992.pdf>
35. Uchida K (1992). “Design and engineering of large bore slurry shield tunnel lining system for Trans-Tokyo Bay Highway”. *Civil Engineering in Japan*.
36. Uijl JA den, Vervuurt AHJM, Gijsberg FBJ y Veen C van der (2003). “Full scale tests on a segmented tunnel lining”. In proc ITA World Tunnelling Congress 2003, Amsterdam, The Netherlands, 12-17 de abril del 2003.
37. van der Vliet C (2006). “Langsvoeggedrag op basis van de elastici-teitstheorie, Een aanscherping van de Janssen-relatie” (en holandés). *Bouwdienst Rijkswaterstaat*.
38. Vervuurt AHJM, Luttikholt AJT y Uijl JA den (2007). “Failure behavior of segmented tunnel linings: numerical modeling validated by full scale tests”. *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Tunnelling (EURO: TUN 2007)*, Vienna Austria, agosto 27-29 del 2007.
39. William KJ y Warnke ED (1975). “Constitutive model for the Triaxial Behavior of Concrete”. *Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering*. Vol. 19, página 174.
40. Xiaochun Z, Wei Z, Zhengrong H y Yuewang H (2006). “Effect of joint structure on joint stiffness for shield tunnel lining”. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol 21, pp. 406-407.