

Simulación numérica de vigas mixtas de acero-concreto a temperatura ambiente y en situación de incendio

Larissa Degliuomini Kirchhof¹, Jorge Munaiar Neto², Maximiliano Malite³

Trabalho recebido em 09/06/2005 e aprovado para publicação em 15/07/2005.

Resumen

El uso del elemento estructural viga mixta de acero-concreto, que consiste en la asociación de vigas de acero (sección I) con placas de concreto (macizas o con formaleta de acero incorporada), ha sido considerable en obras de ingeniería civil, tanto en el Brasil como en el ámbito mundial. En este sentido, el presente trabajo tiene como objetivo principal elaborar modelos numéricos tridimensionales de vigas mixtas de acero-concreto, empleando el programa *ABAQUS*® 6.3-1, con la finalidad de simular su comportamiento estructural a temperatura ambiente y en situación de incendio. Los resultados de este análisis se confrontaron con valores extraídos de trabajos presentados por otros investigadores.

Palabras claves: estructuras mixtas, vigas mixtas de acero-concreto, análisis numérico, incendio.

¹ Aluna de pós-graduação em Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Av. Trabalhador São-carlense, 400 - CEP 13566-590 - São Carlos, SP - Brasil; (Tel. +55 16 3373-9457; fax.+55 16 3373-9482); E-mail: laridk@sc.usp.br.

² Professor Doutor. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo; Av. Trabalhador São-carlense, 400 - CEP 13566-590 - São Carlos, SP - Brasil; (Tel. +55 16 3373-9468; fax.+55 16 3373-9482); E-mail: jmunaiar@sc.usp.br

³ Professor Doutor. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo; Av. Trabalhador São-carlense, 400 - CEP 13566-590 - São Carlos, SP - Brasil; (Tel. +55 16 3373-9468; fax.+55 16 3373-9482); E-mail: mamalite@sc.usp.br

1. Introducción

En el Brasil, así como en otras partes del mundo, los sistemas estructurales mixtos han sido ampliamente empleados en obras relacionadas con la construcción civil (por ejemplo, edificios comerciales e industriales). Los estudios referentes a los sistemas compuestos tuvieron inicio en Inglaterra, antes de la primera guerra mundial, con base en una serie de ensayos para pisos (Malite 1990). Entre 1922 y 1939 fueron construidos edificios y puentes que adoptaban el sistema de vigas compuestas.

Durante los años cincuenta y sesenta, la construcción mixta en Brasil se limitó a algunos edificios y pequeños puentes (Malite 1990). Con el aumento de la producción de acero Brasileña y debido a la búsqueda de nuevas soluciones arquitectónicas y estructurales, el uso de estructuras mixtas viene creciendo principalmente en la construcción de edificios industriales, comerciales y de puentes. Igualmente, desde finales de los años ochenta, el número de investigaciones sobre este tema ha registrado un aumento constante.

Las vigas mixtas de acero-concreto, estudiadas en este trabajo, se obtienen mediante la asociación de vigas de acero y placas de concreto armado. La unión de estos dos componentes es garantizada por medio de elementos mecánicos denominados conectores de cortante, de modo que, el conjunto trabaje para resistir solicitaciones de flexión.

La norma brasileña NBR 8800:1986 – *Proyecto y ejecución de estructuras de acero de edificios*, trata del dimensionamiento, a temperatura ambiente, de elementos estructurales de acero y de vigas mixtas de acero-concreto (en este último caso, únicamente para conectores de cortante del tipo perno con cabeza, stud bolt, y perfil “U” laminado). Con la publicación de las normas brasileñas NBR 14323:1999 – *Dimensionamiento de estructuras de acero de edificios en situación de incendio* y NBR 14432:2000 – *Exigencias de resistencia al fuego de elementos constructivos de edificaciones*, muchos son los asuntos de interés que están surgiendo con relación a la resistencia de estructuras metálicas y mixtas en situación de incendio.

Para inserirse en el contexto anterior, el presente trabajo propone la elaboración de modelos numéricos tridimensionales para viga mixta de acero-concreto simplemente apoyada, por medio de la utilización del programa ABAQUS® 6.3-1, elaborado con base en el método de elementos finitos. El objetivo principal es simular satisfactoriamente el comportamiento estructural de vigas mixtas, a temperatura ambiente y en situación de incendio, comparando los resultados obtenidos con los presentados en otros estudios reportados en la literatura internacional.

2. Vigas mixtas de acero-concreto: un breve abordaje

Las vigas mixtas de acero-concreto son frecuentemente empleadas en sistemas de pisos constituidos por vigas de acero y placas de concreto en edificios de múltiples pisos (residenciales y comerciales) y puentes. La Figura 1 ilustra los dos tipos de vigas

mixtas mas comunes utilizados en edificios corrientes, los cuales usan conectores de cortante del tipo perno con cabeza (stud bolt).

La eficiencia de la viga mixta para resistir solicitaciones de flexión esta asociada con algunos factores, tales como: resistencia a compresión del concreto y espesor de la placa (piso o cubierta), tipo de acero de la viga, existencia o no de apuntalamiento durante la fundición de las placas (fase de construcción) e interacción entre viga y placa, como ilustra la Figura 1.

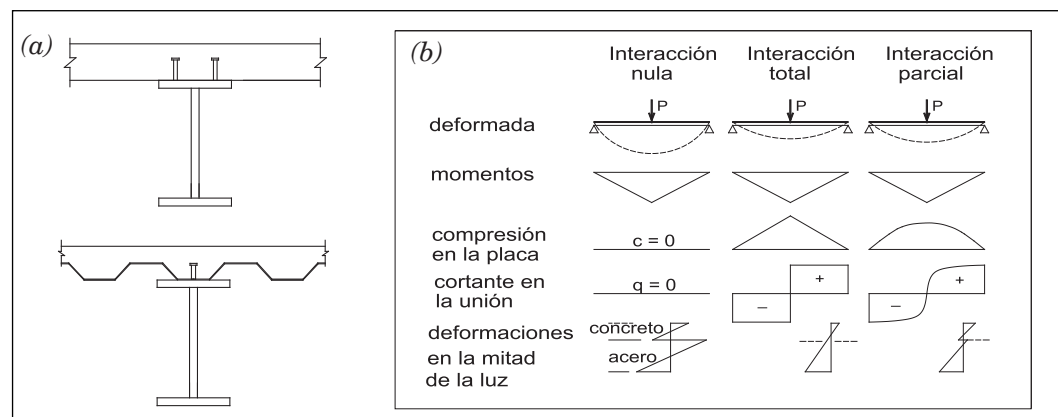


Figura 1: (a) Tipos más usuales de secciones mixtas y (b) Interacción entre viga de acero y placa de concreto en el comportamiento de la viga mixta (Malite 1990)

Entre los factores citados, es de gran interés la interacción entre viga y placa, garantizada por medio de conectores de cortante, los cuales son soldados en el ala superior de la viga de acero (Malite 1990). Estos conectores tienen la función de transmitir el flujo de cortante longitudinal que se genera en la interfase acero-concreto y de impedir la separación vertical entre viga y placa, fenómeno conocido como uplift (Tristão 2002).

Parte de la eficiencia del comportamiento de las vigas mixtas, en la interfase acero-concreto, depende del tipo de interacción existente (nula, completa o parcial) y está directamente relacionado con el trabajo en conjunto entre ambos elementos. De este forma, el término interacción total o completa puede ser considerado cuando se admite una unión perfecta entre acero y concreto, sin que haya deslizamiento longitudinal relativo. El término interacción parcial puede ser usado cuando se admite la posibilidad de deslizamiento relativo en la interfase acero-concreto.

3. Estructuras de acero en situación de incendio-resena histórica

Las primeras exigencias de protección contra incendio surgieron en 1666, con la ocurrencia de un gran incendio en Londres, sin embargo, este tema solo comenzó a ser estudiado realmente a mediados del siglo XIX e inicio del siglo XX.

Recientemente, entre 1995 y 1996, la *British Steel*, conocida hoy como CORUS, ejecutó ensayos con énfasis en incendio, en una estructura construida a escala real (con ocho pisos) en la ciudad de Cardington, Inglaterra, con la finalidad de analizar el comportamiento global de la edificación sometida a elevadas temperaturas (Eughazouli and Izzuddin 2000).

En el Brasil, en los últimos años, se ha despertado gran interés por el tema, ya que el incendio, poco tiempo atrás, dentro del área de estructuras metálicas, parecía ser un aspecto sin solución, debido a la inexistencia de una norma brasileña que tratase sobre este problema.

En 1996, la Asociación Brasileña de Normas Técnicas instaló una comisión para estudiar el asunto. Preocupados con la seguridad en situación de incendio, representantes de los medios universitarios y técnicos formaron un Grupo de Trabajo que elaboró el texto base normativo para el dimensionamiento de estructuras de acero en situación de incendio, con base en la literatura moderna (Silva and Fakury 2000).

El texto fue aprobado y en 1999 se publicó la norma brasileña “NBR 14323-Dimensionamiento de estructuras de acero de edificios en situación de incendio”. Para la aplicación del procedimiento simplificado de la NBR 14323/1999, surgió la necesidad de una norma para determinación de la acción térmica en los elementos constructivos de edificios. Para tal fin, fue publicada en 2000 la “NBR 14432-Exigencias de resistencia al fuego de elementos constructivos de edificaciones”.

La necesidad de considerar la acción térmica sobre los materiales (acero y concreto) se debe al hecho, de que la exposición de ambos a temperaturas elevadas, provoca cambios en sus propiedades mecánicas. Esto puede ser traducido en reducción de los valores del módulo de elasticidad (E) y de la resistencia a la fluencia del acero (f_y), así como en la reducción del módulo de elasticidad (E_c) y de la resistencia a compresión del concreto (f_{ck}). La Figura 2, muestra los diagramas de *Tensión relativa x Deformación (lineal específica)*, del acero ($f_{y,\theta}/f_y$) y del concreto ($f_{ck,\theta}/f_{ck}$), en función de la temperatura.

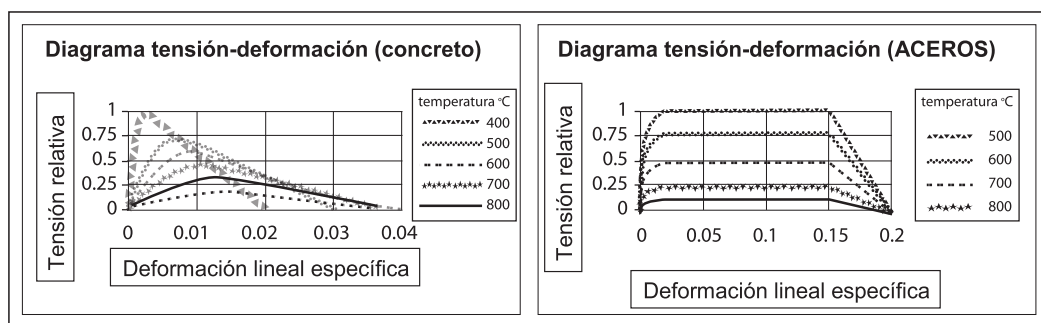


Figura 2: Diagramas tensión deformación del acero y del concreto en función de la temperatura, (Silva and Fakury 2000)

4. Modelage numérico de vigas mixtas de acero-concreto

4.1 Viga mixta simplemente apoyada a temperatura ambiente

4.1.1 Elementos finitos utilizados

Para la elaboración del modelo numérico, fueron escogidos dos tipos de elementos finitos: elementos sólidos para el perfil de acero y para la placa de concreto, y el elemento cercha para la discretización de las armaduras transversales y longitudinales.

El elemento finito sólido (o continuo), denominado C3D8R (Figura 3a), es un elemento tridimensional que tiene 8 nodos, con tres grados de libertad por nodo, relacionados con las traslaciones en las direcciones X, Y y Z (coordenadas globales). El elemento de cercha T3D2 (Fig. 3b), posee 2 nodos, con tres grados de libertad por nodo, referentes a las traslaciones X, Y y Z. El elemento T3D2 es utilizado solamente para transmitir fuerzas axiales y, por ende, solo admite cargas a lo largo de su eje, ya que no tiene rigidez para resistir solicitaciones perpendiculares.

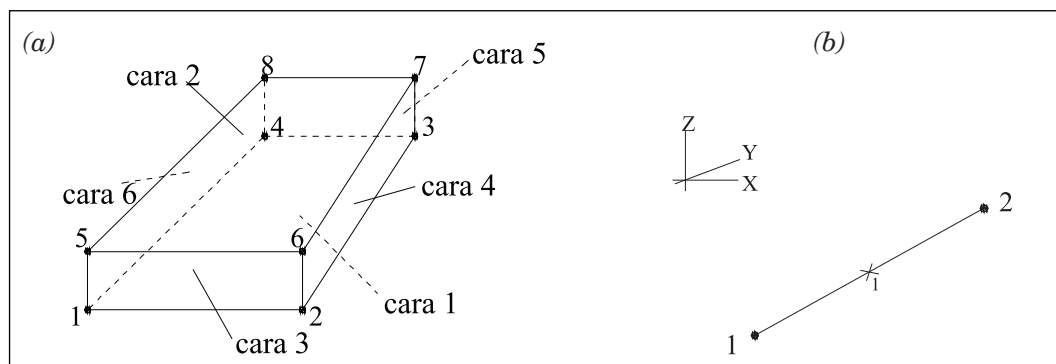


Figura 3: Elementos finitos: (a) sólido C3D8R y (b) cercha T3D2

4.1.2 Relaciones constitutivas para los materiales

La simulación del comportamiento estructural de la viga de acero fue realizada por medio de una relación constitutiva σ Vs. ϵ de tipo elasto-plástico multilíneal con endurecimiento isótropo. Para el acero de la armadura fue adoptada una relación constitutiva σ Vs. ϵ de tipo elasto-plástico perfecto. En ambas relaciones constitutivas fue empleado el criterio de *von Mises*, definido en el programa ABAQUS ® 6.3-1, por medio de la relación entre las tensiones uni-axiales y sus respectivas deformaciones plásticas equivalentes. Los diagramas de tensión-deformación para la viga de acero y la armadura son mostrados, respectivamente, en las Figuras 4a y 4b.

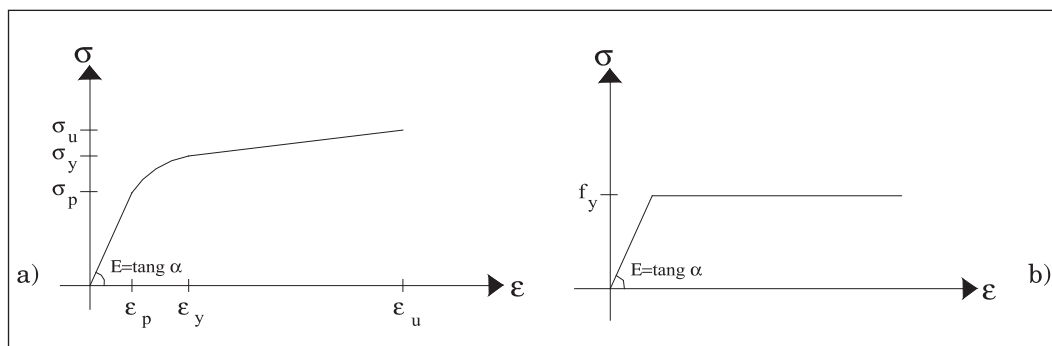


Figura 4: (a) Modelo elasto-plástico multilinear con endurecimiento isótropo – viga de acero. (b) Modelo elasto-plástico perfecto – armaduras

Para la placa de concreto, se adoptó el modelo CONCRETE existente en la biblioteca interna del código *ABAQUS*® 6.3-1. La respuesta estructural del concreto a compresión se obtuvo por medio de una relación constitutiva “ $\sigma \times \epsilon$ ”, de tipo elasto-plástico multilinear (Figura 5a). El comportamiento del concreto a tracción se definió en el *ABAQUS*® 6.3-1 por medio de la curva descendente de endurecimiento por tensión (tension stiffening), representada en la Figura 5b.

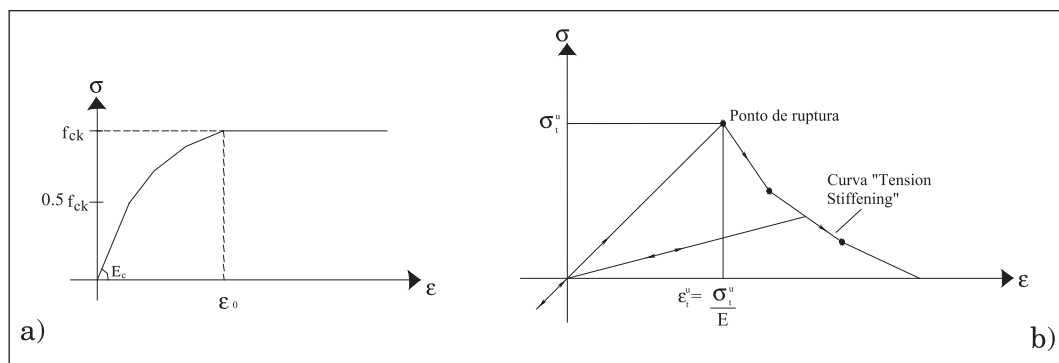


Figura 5: (a) Diagrama tensión-deformación para el concreto a compresión y (b) Modelo “tension stiffening” para el concreto a tracción

4.1.3 Condiciones de contorno y de carga

Para el modelo numérico construido, fueron adoptadas condiciones de contorno y de carga de acuerdo con los ensayos experimentales realizados por Chapman and Balakrishnan (1964), con la finalidad de permitir la comparación de resultados. La Figura 6, ilustra las condiciones de contorno y de carga, para una viga mixta simplemente apoyada con carga distribuida a lo largo de la luz. La viga mixta fue apoyada en las proximidades de sus extremos, sobre cilindros, y la carga uniformemente distribuida fue aplicada entre los apoyos por medio de 18 (dieciocho) gatos hidráulicos interconectados.

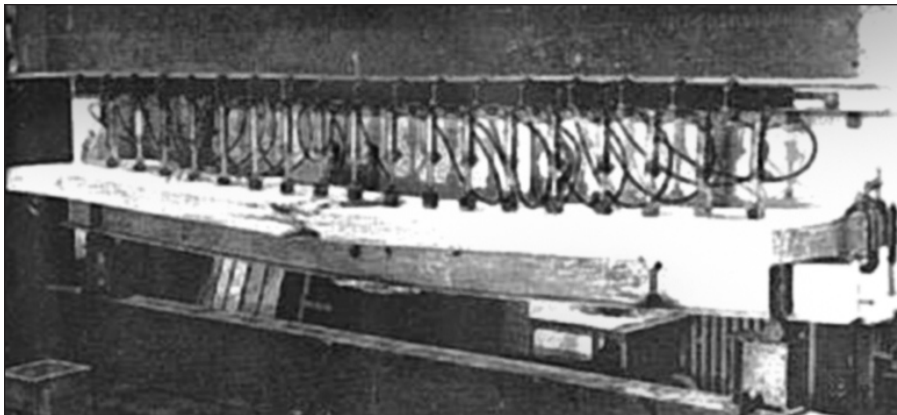


Figura 6: Viga mixta con carga distribuida entre los apoyos (Chapman and Balakrishnan 1964)

Las Figuras 7a y 7b muestran el modelo numérico elaborado con las condiciones de contorno y de carga descritas en Chapman y Balakrishnan (1964). Las traslaciones del apoyo fijo (izquierdo) de la viga mixta fueron restringidas en las tres (3) direcciones globales (X, Y y Z). Las traslaciones del apoyo móvil (derecho) fueron impedidas en las direcciones vertical y transversal (Y y Z), dejando libre la traslación en la dirección axial (X). La carga fue distribuida uniformemente entre los apoyos de la viga en la faja central de la placa de concreto.

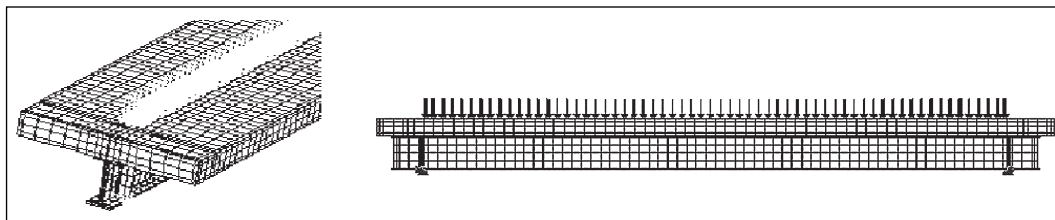


Figura 7: Vista del modelo numérico: viga de acero y placa de concreto y condiciones de apoyo y sollicitación impuestas al modelo numérico M-IT2

4.1.4 Comparación entre resultados numéricos y experimentales

Las dimensiones de la sección transversal y la longitud total de la viga mixta simplemente apoyada, usada para el análisis numérico con interacción total y a temperatura ambiente, son mostradas en la Figura 8.

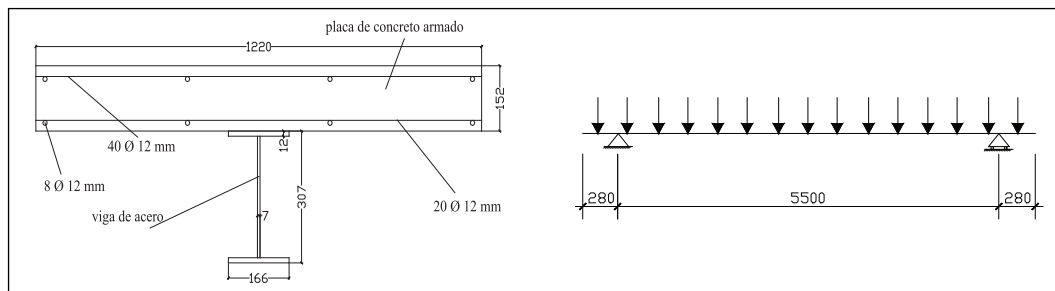


Figura 8: Dimensiones utilizadas en el modelo numérico a temperatura ambiente, en mm. (Huang et al. 1999)

En la Tabla 1, se presentan las propiedades de los materiales utilizados (viga de acero y armadura), de acuerdo con las relaciones constitutivas de las Figuras 4 y 5. En la Tabla 2 se encuentran los valores utilizados en la simulación numérica para representar el comportamiento del concreto a tracción post-fisura (rama descendente de la curva “tensión stiffening” en la Figura 5).

Tabla 1: Propiedades de los materiales para el modelo numérico a temperatura ambiente

Material	E (kN/cm ²)	E _i (kN/cm ²)	σ _p (kN/cm ²)	σ _y (kN/cm ²)	σ _u (kN/cm ²)	f _{ck} (kN/cm ²)	f _t /f _{ck}
Armadura	20500	-	-	60,0	-	-	-
Perfil metálico	20500	205	20,3	29,0	52,0	-	-
Placa de concreto	3454,5	-	-	-	-	4,2	0,12

Tabla 2: Curva “Tension stiffening”

σ	ε
1	0
0	0,1

En las simulaciones preliminares, se detectó el apareamiento de fisuras en el concreto, identificadas en una pequeña región localizada en el centro de la luz de la viga, provocando una gran perturbación (inestabilidad) en el modelo numérico. Esta inestabilidad ocasionó la no-convergencia de la solución, a partir de un cierto nivel de carga, que generalmente se encontraba muy por debajo del reportado en el ensayo experimental. Dicha perturbación sucede, probablemente, cuando el concreto fisurado transfiere sus esfuerzos para las armaduras.

Buscando mejorar la convergencia del sistema, se aumentó el intervalo del trecho descendente de la Figura 5b, por medio del aumento de la deformación final ($\epsilon = 0,1$). Una comparación entre valores numéricos (obtenidos en este trabajo) y resultados experimentales (Chapman and Balakrishnan 1964) del desplazamiento en el centro de la luz, en función de la carga aplicada, se presenta en la Figura 9. Vale la pena resaltar que la relación f_t/f_{ck} de la Tabla 1, está de acuerdo con los valores obtenidos para el concreto en ensayos de laboratorio. El procedimiento seguido fue del tipo “incremental-iterativo”,

utilizando como parámetro de convergencia el residuo de fuerza con tolerancia de 0,01.

El análisis de la Figura 9, muestra una correlación satisfactoria entre los resultados del modelo numérico (a temperatura ambiente) y los resultados experimentales, hasta un nivel de carga correspondiente a 800 kN. Para cargas superiores a 800 kN, no fue posible garantizar el proceso de convergencia, debido a la ocurrencia de inestabilidades numéricas.

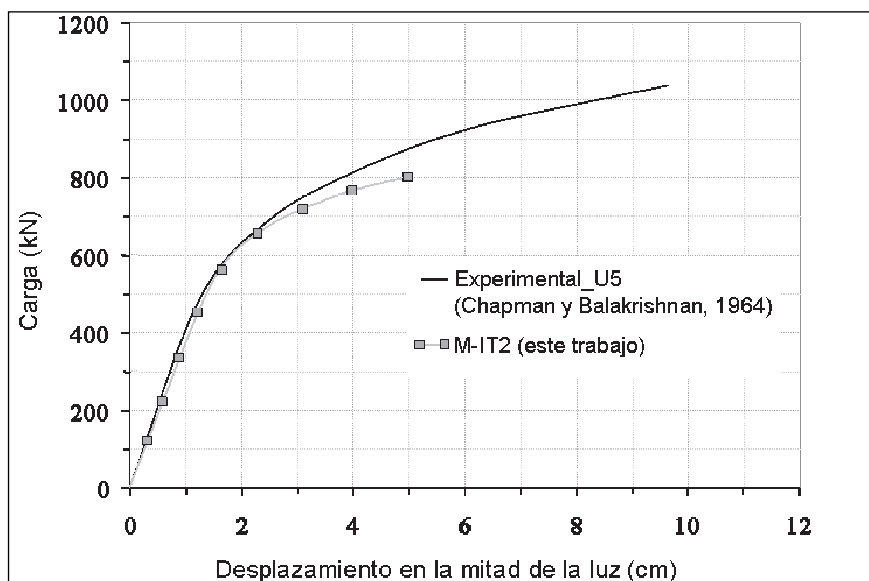


Figura 9: Comparación entre resultados numéricos y experimentales

4.2 Viga mixta simplemente apoyada en situación de incendio

La construcción del modelo numérico para el análisis en situación de incendio (sin protección) fue realizada con los mismos elementos finitos empleados en el análisis a temperatura ambiente. El elemento sólido C3D8R fue usado para modelar el perfil metálico y la placa de concreto, y el elemento cercha T3D2 para discretizar las armaduras transversales y longitudinales.

4.2.1 Relaciones constitutivas para los materiales en función de la temperatura

Como fue mencionado anteriormente, el acero y el concreto cuando son expuestos a elevadas temperaturas sufren alteraciones en sus propiedades mecánicas, causando la reducción de su resistencia y rigidez. Aspectos que deben ser considerados al dimensionar estructuras.

De esta forma, las simulaciones del comportamiento estructural de la viga de acero, de la placa de concreto y de las armaduras, en función de la temperatura, fueron re-

alizadas de acuerdo con los modelos matemáticos presentados en el EUROCODE 2 parte 1-2 (dimensionamiento de estructuras de concreto en situación de incendio) y en el EUROCODE 4 parte 1-2 (dimensionamiento de estructuras mixtas de acero-concreto en situación de incendio). Los diagramas tensión-deformación recomendados por el EUROCODE, para acero estructural y concreto se muestran en las Figuras 10a y 10b.

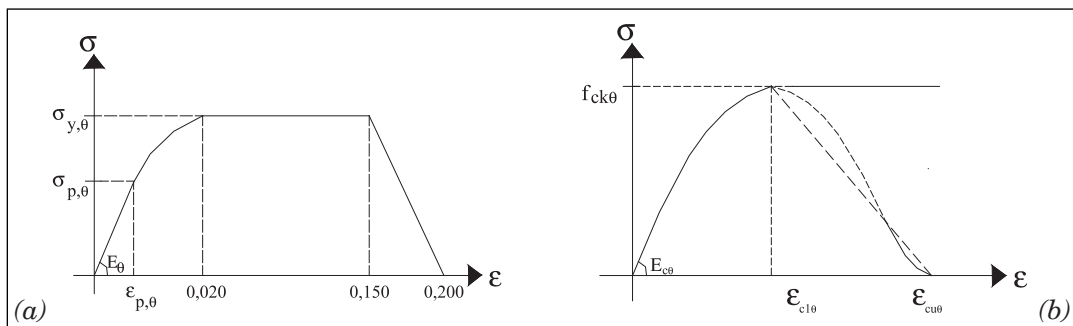


Figura 10: Diagrama tensión-deformación a temperatura θ , según el EUROCODE: (a) Aceros estructurales y (b) Concreto

Es importante resaltar que, los modelos constitutivos seleccionados en el *ABAQUS*® 6.3-1 para la simulación del comportamiento del acero y del concreto poseen limitaciones, ya que, no permiten valores decrecientes de tensión para la definición de los trechos descendentes de la curva (Figuras 10a y 10b). De este modo, el diagrama tensión-deformación para el acero estructural se obtuvo hasta la deformación correspondiente a 0,15. Después de ser alcanzada la resistencia a compresión, el diagrama tensión-deformación para el concreto, en función de la temperatura $f_{ck\theta}$, fue considerado elasto-plástico perfecto.

Los valores de la Tabla 3 hacen referencia a los factores de reducción de resistencia y de rigidez del acero y del concreto en función de la temperatura, según la norma brasileña NBR 14323:1999 y son idénticos a los recomendados por el EUROCODE, para la definición de las relaciones constitutivas ilustradas en las Figuras 10a y 10b.

4.2.2 Condiciones de contorno y de carga

Para el modelo numérico en situación de incendio fueron adoptadas condiciones de contorno y de carga de acuerdo con las empleadas por Wainman and Kirby (1988) apud Huang et al. (1999) y conforme al esquema estructural representado en la Figura 11a. Las Figuras 11b y 11c, muestran la discretización de la malla de elementos finitos para el modelo numérico en situación de incendio, así como las respectivas condiciones de contorno y condiciones de carga impuestas.

Tabla 3: Factores de reducción para los materiales acero y concreto

Temperatura θ (°C)	$K_{y,\theta}$	$K_{E,\theta}$	$K_{cn,\theta}$	$K_{Ecn,\theta}$	$\epsilon_{cun,\theta} \times 10^{-3}$
20	1,000	1,0000	1,000	1,000	2,5
100	1,000	1,0000	0,950	0,940	3,5
200	1,000	0,9000	0,900	0,820	4,5
300	1,000	0,8000	0,850	0,700	6,0
400	1,000	0,7000	0,750	0,580	7,5
500	0,780	0,6000	0,600	0,460	9,5
600	0,470	0,3100	0,450	0,340	12,5
700	0,230	0,1300	0,300	0,220	14,0
800	0,110	0,0900	0,150	0,100	14,5
900	0,060	0,0675	0,080	0,000	15,0
1000	0,040	0,0450	0,040	0,000	15,0
1100	0,020	0,0225	0,010	0,000	15,0
1200	0,000	0,0000	0,000	0,000	15,0

$K_{y,\theta}$: factor de reducción para la resistencia a la fluencia de aceros laminados;

$K_{E,\theta}$: factor de reducción para el módulo de elasticidad de aceros laminados;

$K_{cn,\theta}$: factor de reducción para la resistencia característica a compresión del concreto de densidad normal;

$K_{Ecn,\theta}$: factor de reducción para el módulo de elasticidad del concreto de densidad normal;

$\epsilon_{cun,\theta}$: deformación del concreto de densidad normal correspondiente a $f_{ckn,\theta}$.

Debido a la simetría, verificada en la Figura 11, con relación a la geometría y a la condición de sollicitación, se considero solo la mitad del modelo experimental para la elaboración del modelo numérico.

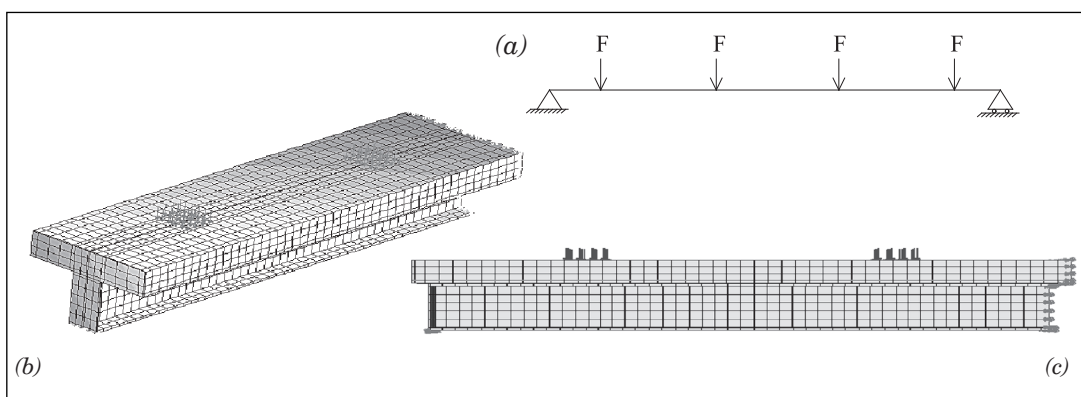


Figura 11: (a) Esquema estructural del modelo experimental con énfasis en incendio, (b) Vista del modelo numérico viga de acero y placa de concreto y (c) Condiciones de vinculación y sollicitación impuestas al modelo numérico en situación de incendio.

La aplicación de la carga estática y de la temperatura fue realizada en etapas distintas. Primero, se aplicó al modelo numérico la fuerza “F”, que es una solicitación de servicio. Después, se aplicaron incrementos de temperatura, de acuerdo con las disposiciones de la norma brasileña NBR 14323:1999, que hacen referencia al dimensionamiento de vigas mixtas de acero-concreto en situación de incendio. La NBR 14323:1999 establece que la distribución de temperatura en vigas de acero no protegidas por material de protección pasiva, debe ser tomada como no uniforme y con la sección transversal dividida en tres partes: ala inferior, alma (la temperatura del alma se considera igual a la del ala inferior) y ala superior.

Para la placa de concreto, la NBR 14323:1999 establece que la distribución de temperatura, a pesar de decreciente entre la fase inferior, expuesta al incendio, y la fase superior, fue tomada como constante con su valor medio. Por simplificación, se consideró que no ocurría transferencia de calor entre las partes de la viga de acero ni entre el ala superior y la placa de concreto.

La Figura 12 muestra la distribución de temperatura en la sección transversal de la viga mixta en función del tiempo, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 14323:1999, las cuales llevan en cuenta por ejemplo, el factor de “masibidad”, definido por la relación entre el perímetro expuesto al fuego (u) y el área de la sección transversal (A) del elemento en estudio.

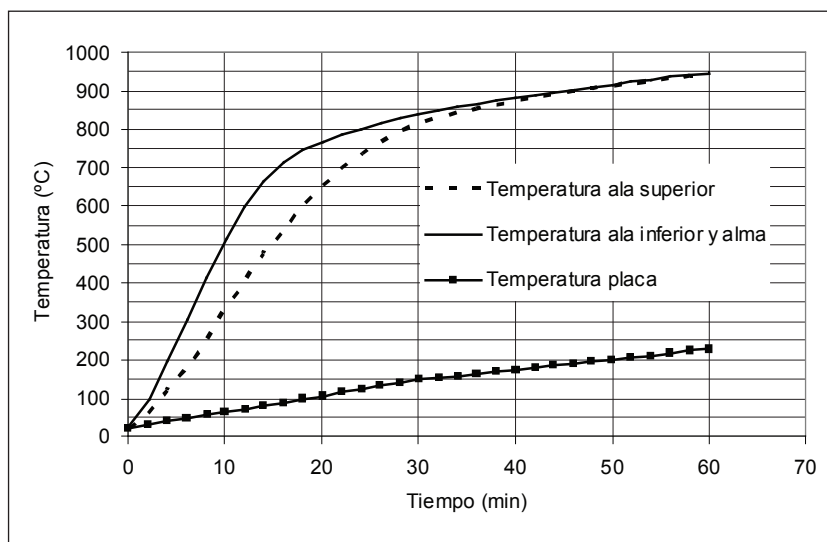


Figura 12: Temperatura en la sección transversal de la viga mixta en función del tiempo

4.2.3 Comparación entre Resultado Numérico y Experimental

Para la realización del análisis numérico del modelo de viga mixta simplemente apoyada, con interacción total y análisis en situación de incendio, fue utilizada una

viga, cuyas dimensiones y cargas se indican en la Figura 13.

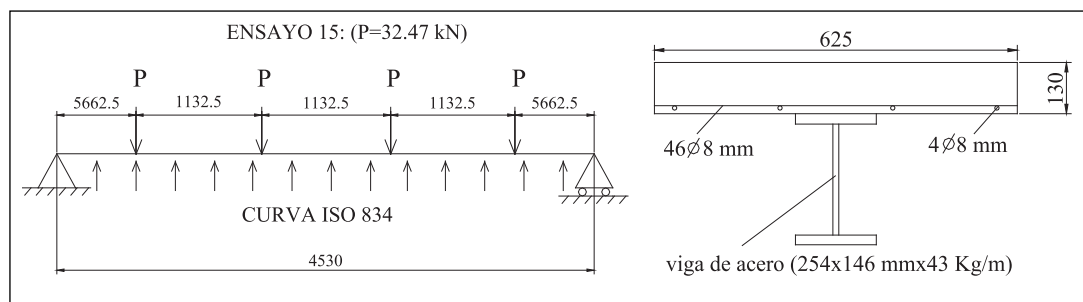


Figura 13: Dimensiones utilizadas en el modelo numérico en situación de incendio en mm, (Wainman and Kirby 1988)

En la Tabla 4, se dan los valores nominales de las propiedades adoptadas para el acero y para el concreto a temperatura ambiente, según Wainman and Kirby (1988) apud Huang et al. (1999) (ensayos de resistencia al fuego). La Tabla 4 indica también los coeficientes de dilatación térmica utilizados para el acero y para el concreto, de acuerdo con los valores recomendados en las normas NBR 14323:1999 y NBR 6118/2003 - Proyecto de estructuras de concreto. Por simplificación, los valores de dilatación térmica no se encuentran en función de la temperatura.

Tabla 4: Propiedades de los materiales.

Material	E (kN/cm ²)	σ_p (kN/cm ²)	σ_y (kN/cm ²)	σ_u (kN/cm ²)	f_{ck} (kN/cm ²)	f_t/f_{ck}	α (10 ⁻⁶ °C ⁻¹)
Armaduras	20500	-	60,0	-	-	-	14
Perfil Metálico	20500	17,85	25,5	40,0	-	-	14
Laje de concreto	3180	-	-	-	3,0	0,12	10

Realizadas las primeras simulaciones numéricas de la viga mixta en situación de incendio para la relación $f_t/f_{ck} = 0,12$, se observó que el proceso de convergencia fue interrumpido a una temperatura de aproximadamente 50 °C, después del final de la aplicación de la carga estática e inicio de la aplicación de la carga térmica, debido al surgimiento de fisuras nos elementos finitos que componen la parte inferior de la placa de concreto (zona traccionada). Vale la pena recordar que, en el modelo numérico para análisis a temperatura ambiente, el proceso de convergencia para la relación $f_t/f_{ck} = 0,12$ también fue interrumpido en respuesta a inestabilidades numéricas provocadas por el concreto, con fuerte influencia en regiones de elevados esfuerzos de tracción.

Posiblemente, los fenómenos observados se relacionan con el hecho de que el acero y el concreto poseen diferentes coeficientes de dilatación térmica y, consecuentemente, comportamientos diferentes cuando están sometidos a una sollicitación térmica, sobre

todo en la interfase entre viga y placa. El acero, por tener un coeficiente de dilatación mayor que el del concreto, tiende a expandirse mas rápidamente. Por el contrario, el concreto posee un coeficiente de dilatación menor y tiende a restringir la dilatación del ala superior de la viga de acero.

Para confirmar posibles limitaciones que pueden surgir cuando se asocia el modelo CONCRETE al elemento finito sólido, fue adoptado un valor diferente de $f_t/f_{ck} = 0,12$ buscando alcanzar, con el modelo numérico, niveles de temperatura superiores del encontrado y por consiguiente lo más cerca posible de los descritos en los resultados experimentales.

Una comparación entre valores numéricos (obtenidos en este estudio) y resultados experimentales del desplazamiento en la mitad de la luz, en función de la temperatura (aplicada en el ala inferior), se presenta en la Figura 14. Después de analizar la Figura 14, es posible observar (para una relación $f_t/f_{ck} = 0,75$) que el proceso de convergencia avanza hasta alcanzar valores de temperatura que están de acuerdo con los resultados numéricos de Huang et al. (1999) y experimentales de Wainman and Kirby (1988) apud Huang et al. (1999).

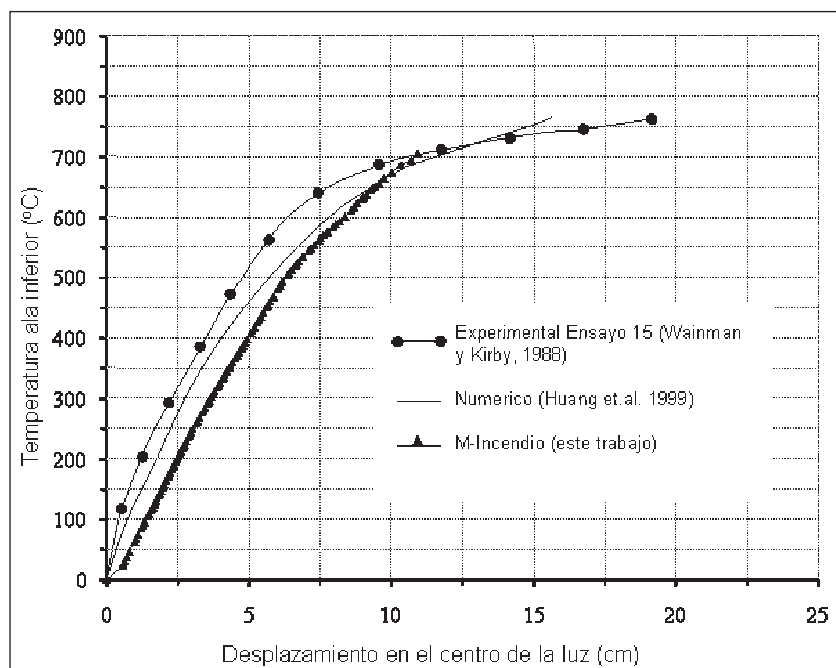


Figura 14: Comparación entre resultados Numéricos y Experimentales para $f_t/f_{ck} = 0,75$

5. Conclusiones

Los resultados del modelo numérico a temperatura ambiente (viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida entre apoyos), para niveles de carga cercanos a 800 kN y una relación $f_t/f_{ck} = 0,12$, presentaron una convergencia numérica satisfactoria. También se verificó una alta correlación entre los resultados obtenidos en este estudio y los resultados experimentales reportados en la literatura. Para cargas superiores a 800 kN no fue posible garantizar el proceso de convergencia debido a la ocurrencia de inestabilidades numéricas. Probablemente, este problema se relaciona con posibles limitaciones resultantes de la asociación del modelo CONCRETE con el elemento sólido C3D8R, principalmente en la región en que el concreto está sometido a tracción.

Los resultados del modelo numérico en situación de incendio mostraron, para una relación $f_t/f_{ck} = 0,12$ y hasta una temperatura aproximada de 50 °C (medida en el ala inferior de la viga), una convergencia numérica satisfactoria y una buena correlación con los resultados experimentales. Para temperaturas superiores a 50 °C se verificaron problemas de inestabilidad numérica, debidos al surgimiento de fisuras en los elementos finitos que componen la parte inferior de la placa de concreto (zona traccionada).

Buscando alcanzar niveles de temperatura superiores a 50 °C se adoptó, para este modelo, el valor $f_t/f_{ck} = 0,75$. Debe resaltarse, que esa relación no tiene sentido físico, tratándose solo de una estrategia “numérica”, que podrá ser utilizada, sin mayores compromisos, para el análisis de resultados del comportamiento global de la viga mixta en situación de incendio.

Con la relación anterior ($f_t/f_{ck} = 0,75$), fue posible alcanzar valores de temperatura muy próximos de los valores finales obtenidos experimentalmente (aproximadamente 770 °C), con una correlación satisfactoria entre resultados numéricos y experimentales y sin la presencia de interrupciones en el proceso de convergencia.

La consideración de algunos factores, tales como la utilización de otros criterios de ruptura para el concreto, el uso de otros elementos disponibles en la biblioteca del ABAQUS ® 6.3-1 (por ejemplo, el elemento Shell) y la elaboración de subrutinas que permitan descartar la parte traccionada del concreto, podrá llevar, tanto a temperatura ambiente como en situación de incendio, para una relación $f_t/f_{ck} = 0,12$, a una mayor estabilidad de los modelos, en lo que se refiere al proceso de convergencia, de modo que, se alcancen niveles de carga o temperatura superiores a los observados, para relaciones compatibles con los resultados experimentales.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la *FAPESP - Fundação de apoio à Pesquisa do Estado de São Paulo* por el apoyo concedido para el desarrollo de esta investigación.

Referencias

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). *Projeto y execução de estruturas de aço de edificações*. NBR 8800. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1999). *Dimensionamento de estruturas de aço de edificações em situação de incêndio*. NBR 14323. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2000). *Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações*. NBR 14432. Rio de Janeiro.
- Chapman, J.C. and Balakrishnan, S. (1964). Experiments on composite beams. *The Structural Engineering*, 42(11), p. 369-383.
- Eughazouli, A.Y. and Izzuddin, B.A. (2000). Response of idealized composite beam-slab systems under fire conditions. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 56, p. 199 – 224.
- European Committee for Standardization (1995). *Design of concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design*. ENV 1992-1-2: Eurocode 2. Brussels.
- European Committee for Standardization (1995). *Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules and rules – Structural fire design*. ENV 1994-1-2: Eurocode 4. Brussels.
- Huang, Z.; Burgess, I.W. and Plank, R.J. (1999). The influence of shear connectors on the behavior of composite steel-framed building in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 51, p. 219-237.
- Hibbitt, Karlsson and Sorensen (2002). *Inc. ABAQUS Theory Manual & Users Manuals, Version 6.3* Pawtucket, RI, USA.
- Malite, M. (1990). *Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: Ênfase em edifícios*. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - Brasil.
- Silva, V.P. and Fakury, R.H. (2000). Normas Brasileiras de Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. *Proceeding of XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural*, Punta Del Este, Uruguai.
- Tristão, G.A. (2002). *Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica*. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - Brasil.
- Wainman, D.E. and Kirby, B.R. (1988) *Compendium of UK standard fire test data, unprotected structural steel —1*. Ref. No. RS/RSC/S10328/1/87/B. Rotherham (UK): Swinden Laboratories, British Steel Corporation.

Numerical simulation of composite beams at ambient temperature and under fire condition

Abstract

This paper presents three-dimensional numerical models of steel-concrete composite beams analyzed both at ambient temperature and under fire condition, considering full interaction (no slip between concrete slab and steel beam) and non-linear procedure by *ABAQUS*® 6.3-1, a software based on the Finite Element Method.

Keywords: composite structures, composite beams, numerical analysis, fire condition.

1. Introduction

Steel-concrete composite beams presented here consist of a steel I-section carrying a reinforced concrete slab (Fig. 1). The Brazilian code NBR 8800:1986 “Design and Construction of Steel Structures for Buildings” deals with the design at ambient temperature of structural steel members and steel-concrete composite beams.

However, the publication of the Brazilian codes NBR 14323:1999 “Steel Structure in Fire – Procedure” and NBR 14432, 2000 “Fire Resistance requirements for building construction elements – Procedure” has led to the interest on the strength of steel and composite elements under fire condition (Fig. 2).

In this context, the present work proposed to elaborate three-dimensional numerical models of simply supported steel-concrete composite beams by *ABAQUS*® 6.3-1, a software based on the Finite Element Method.

2. Steel-concrete composite beam’s numerical models

The following finite elements were used at the ambient temperature numerical models: *C3D8R* and *T3D2* (Fig. 3). The structural behavior of the steel beam was simulated with multilinear elastic-plastic constitutive relation with isotropic hardening, while a perfect elastic-plastic constitutive relation was adopted for the reinforcement (Fig. 4).

The *concrete model* available in *ABAQUS*® 6.3-1 library was adopted for the concrete slab. The structural response of the concrete under compression was obtained by means of a multilinear elastic-plastic constitutive relationship, while the tensile behavior of the concrete was defined by a descending “*tension stiffening*” curve (Fig. 5).

The boundary and loading conditions considered for the ambient temperature nu-

merical model were adopted in agreement with those used in the experimental tests presented in Chapman and Balakrishnan (1964), as illustrated in Figure 6, for subsequent comparison with numerical results. Figure 7 illustrates grid with C3D8R element, as well as the boundary and loading conditions adopted.

Numerical analysis results of the simply supported composite beam at ambient temperature, whose dimensions are illustrated in Figure 8, are discussed below. It is shown in Table 1 material properties adopted in the numerical model for ambient temperature analyses, specifying their corresponding compressive strength (f_{ck}) and also the ratio between tensile strength (f_t) and compressive strength (f_{ck}).

In Figure 9 numerical and experimental values are compared for analyses at ambient temperature, obtained from the ratio between applied load and vertical displacements occurring at mid-span of the composite beam. Figure 9 also reveals good convergence procedure stability, with tolerance based on displacements increments, and good agreement between numerical and experimental results, but not including the ultimate load.

Numerical model finite elements for analysis under fire condition were the same as for the ambient temperature analysis. When exposed to high temperatures, steel and concrete undergo degradation in their mechanical properties, leading to reductions in strength and stiffness. Therefore, the requirements of EUROCODE 2-Part 1-2 and EUROCODE 4-Part 1-2 were adopted to analyze the structural behavior of the steel beam, concrete slab and reinforcements as a function of temperature. Figure 10 illustrates stress-strain relationship (based on EUROCODES) for steel and concrete.

Boundary and load conditions were adopted according to the experimental tests under fire condition described in Wainman and Kirby apud Huang et al. (1999). Figure 11 shows the scheme, finite element grid, boundary and load conditions for numerical model under fire condition. The Brazilian code NBR 14323:1999 prescribes that the temperature distribution on unprotected steel beams should be taken as non-uniform, with the cross section divided into lower flange, web (the same temperature of the lower flange) and upper flange. On the other hands, on concrete slabs it is assumed to be constant (as a simplification) throughout their effective width and thickness. Figure 12 describes the temperature distribution in the composite beam's cross section as function of time, according to NBR 14323, 1999.

Figure 13 indicates cross section and span length's dimensions of the numerical model for the simply supported steel-concrete composite beam, whose results are described below (in sense of full interaction) for analysis under fire condition. Table 4 shows the nominal values of the properties adopted for the steel and concrete at ambient temperature described by Wainman and Kirby apud Huang et al. (1999), also showing thermal elongation coefficients for steel and concrete according to Brazilian code NBR 14323:1999 [2]. Constant values were adopted for simplification.

Figure 14 compares numerical and experimental results obtained for the ratio between the temperature applied on the lower flange and the respective vertical displacements occurring at mid-span of the composite beam under fire condition. Analyzing Figure 14, one is able to identify that the numerical model leads to satisfactorily re-

sults. It is important to emphasize that the same phenomena was verified for ambient temperature numerical model results.

3. Conclusions

The present study proposes evaluating the global behavior of simply-supported steel-concrete composite beams both at ambient temperature and under fire conditions, based on three-dimensional numerical analyses by *ABAQUS*® 6.3-1, a software based on the Finite Element Method, in sense to obtain satisfactory numerical results.

Numerical model at ambient temperature with C3D8R finite element leads to satisfactory results, except about ultimate load, in consequence of numerical instability problems which occurred in the convergence process.

Otherwise, numerical model at elevated temperature with C3D8R leads to satisfactory results, including about ultimate load, but also with the same numerical instability problems.

Acknowledgement

The authors gratefully acknowledge the financial support of FAPESP – Sao Paulo State Research Support Foundation – Brazil.