

Colapso estructural bajo cargas explosivas

Bibiana Luccioni⁽¹⁾, Daniel Ambrosini⁽²⁾, Rodolfo Danesi⁽³⁾.

Resumen

Las estructuras civiles no son generalmente diseñadas para resistir cargas dinámicas de muy corta duración y gran amplitud como las generadas por explosiones e impacto. Hasta hace muy poco tiempo, la consideración de cargas explosivas debidas a un ataque terrorista se limitaba principalmente a estructuras tales como estructuras militares, centrales nucleares, embajadas, etc. En este trabajo se presenta la simulación del proceso de destrucción de estructuras de hormigón producido por la detonación de cargas explosivas. Dicho estudio se realiza median-

te un hidrocódigo que considera la interacción fluido (aire)- estructura. Se describen en el trabajo los modelos materiales utilizados para el hormigón y mampostería. Dichos modelos incluyen la simulación del fenómeno de desintegración o fractura del material que permite eliminar al mismo del cálculo para simular erosión o discontinuidades producidas en el material por la carga explosiva. Se presentan, además, las distintas estrategias de cálculo utilizadas en la simulación del proceso completo, desde la detonación del explosivo, hasta la caída del edificio.

⁽¹⁾ Prof. Dr. Instituto de Estructuras, Fac.de Ciencias Exactas y Tecnología, Univ. Nacional de Tucumán. Av. Roca 1800, 4000 Tucumán, Argentina. Tel: 54-0381-4364087. Fax: 0381 4364087.
e-mail: labest@herrera.unt.edu.ar, web page: <http://herrera.unt.edu.ar/iest>

⁽²⁾ Prof. Dr. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo.
Centro Universitario - Parque Gral. San Martín - (5500) Mendoza. Fax 54 0261 4380120.
e-mail: dambrosini@uncu.edu.ar, web page: <http://fing.uncu.edu.ar/>

⁽³⁾ Prof. Ph.D. Instituto de Estructuras, Fac.de Ciencias Exactas y Tecnología, Univ. Nacional de Tucumán. Av. Roca 1800, 4000 Tucumán, Argentina. Tel: 54-0381-4364087. Fax: 0381 4364087.
e-mail: rdanesi@herrera.unt.edu.ar, web page: <http://herrera.unt.edu.ar/iest>

1. Introducción

Debido a diferentes sucesos accidentales o intencionales, relacionados con estructuras importantes en todo el mundo, las cargas explosivas han recibido particular atención en los últimos años. Actualmente, muchas estructuras de edificios públicos deben ser diseñadas para poder resistir en forma segura explosiones (Elliot, Mays and Smith 1992; Elliot, Mays and Smith 1994; Committee on Feasibility of Applying Blast-Mitigating Technologies and Design Methodologies from Military Facilities to Civilian Buildings 1995). En los centros urbanos el tráfico permite que las cargas explosivas sean llevadas hasta la proximidad de los edificios. En esos casos la protección contra ataques explosivos consiste en limitar la zona de daño a la vecindad de la explosión y evitar el colapso del edificio. En ese sentido, las simulaciones computacionales pueden resultar útiles para verificar distintos tipos de configuraciones estructurales y detalles estructurales bajo una gran variedad de eventos hipotéticos (Committee on Feasibility of Applying Blast-Mitigating Technologies and Design Methodologies from Military Facilities to Civilian Buildings 1995).

Actualmente es posible realizar este tipo de simulación numérica utilizando hidrocódigos (Mair 1999; AUTODYN 2001). Sin embargo, se deben tener en cuenta dos puntos importantes cuando se evalúa numéricamente el comportamiento de edificios bajo cargas explosivas. El primero está vinculado con la necesidad de

validar experimentalmente los modelos y procedimientos de análisis utilizados. El segundo aspecto está relacionado con el costo computacional que hace prácticamente imposible simular un edificio de hormigón armado real con todos sus detalles. No debe perderse de vista que en este tipo de análisis se debe tener en cuenta dos fenómenos con escalas de tiempo que difieren entre sí en varios órdenes de magnitud. La explosión y la propagación de la onda de presión se producen en milésimas de segundo y el colapso completo de una estructura de varios pisos requiere algunos segundos.

Aunque existen todavía muchas incertidumbres, el comportamiento de diferentes materiales bajo cargas explosivas ha sido estudiado experimentalmente por numerosos investigadores (Toutlemonde and Rossi 1995; Brara et al. 2001; Le Nard and Bailly 2000; Cadoni et al. 2000) y se han propuesto modelos numéricos sofisticados, especialmente para aceros y hormigones (Dubé and Pijudier Cabot 1996; Malvar et al. 1997; Sercombe et al. 1998; López Cela 1998; Zheng et al. 1999; Eibl and Schmidt-Hurtienne 1999; Luege et al. 2002; Gebbeken and Ruppert 2000; Gatuingt and Pijaudier-Cabot 2000). Estos modelos han sido incluidos en diferentes programas computacionales (Malvar et al 1997; Gebbeken and Ruppert 2000; Crawford 1997), que pueden ser utilizados para analizar el comportamiento de elementos estructurales o estructuras pequeñas bajo cargas explosi-

vas. Actualmente la simulación de una estructura de hormigón armado completa con todos sus detalles es prácticamente imposible debido al alto costo computacional. Se deben realizar numerosas hipótesis simplificativas para poder concretar el análisis (Bogosian et al. 1999; Isobe and Toi 2000) y la mayoría de estas hipótesis está relacionada con los materiales componentes que no pueden ser considerados materiales individuales sino que el conjunto debe ser interpretado como un material homogéneo con propiedades promedio.

En este trabajo se presentan los resultados de la simulación numérica del colapso estructural del edificio de la AMIA (Asociación Mutual Israelita Argentina) en ciudad de Buenos Aires que fue parcialmente demolido por una explosión en el año 1994.

La ubicación y la magnitud de la carga explosiva se suponen conocidas en este trabajo. Las mismas se obtuvieron previamente del análisis la propagación de la onda de presión producida por la explosión y la comparación de los daños simulados numéricamente con los daños ocurridos realmente en toda la cuadra del edificio de la AMIA (Luccioni et al. 2002). Se supone que el daño fue causado por una carga explosiva equivalente a 400 kg de TNT ubicada en la entrada del edificio de la AMIA.

Para reproducir el colapso estructural se modeló el edificio completo, incluyendo la estructura de hormigón armado y los muros de mampostería. Se utilizaron modelos constitutivos adecuados para cada una de las partes de la estructura. El modelo constitutivo utilizado para el hormigón fue probado y calibrado con resultados experimentales de una placa de hormigón sometida a cargas explosivas (Luccioni et al. 2000). Para el hormigón armado se utilizó un modelo homogeneizado.

Para poder reproducir el fenómeno completo, se modeló incluso el volumen de aire en el cual estaba inmersa la estructura. El análisis comenzó con la modelación de la detonación y la propagación de la onda de presión dentro del explosivo y en las capas de aire en contacto con el explosivo. Como este análisis debe ser realizado con mucho detalle, el mismo se llevó a cabo en una etapa previa, en la que se modeló un explosivo esférico (Luccioni et al. 2002). Luego, los resultados de este análisis fueron mapeados en el modelo tridimensional (AUTODYN 2001). A partir de este punto, se simuló la propagación de la onda de presión en el aire y su interacción con la estructura. Se realizó un análisis dinámico explícito que permitió reproducir el colapso completo. Finalmente, se comparó el estado final de la estructura obtenido de la simulación con los restos del edificio real, validando el procedimiento de análisis y las hipótesis realizadas.

2. Modelo computacional

El modelo computacional se construyó a partir de los planos de estructura y arquitectura del edificio real. Para el análisis dinámico de estructuras bajo cargas sísmicas o de viento es suficiente considerar únicamente la estructura resistente. El análisis bajo cargas explosivas requiere, además, la consideración de todos los elementos no estructurales, especialmente las paredes ya que juegan un papel muy importante en la propagación de la onda de presión.

2.1 Partes del modelo

El modelo completo está constituido por el edificio y el volumen de aire ocupado por el mismo. Para el aire se utilizó una grilla Euler FCT (Cadoni 2000) (procesador Euler de alto orden). Se supuso que las caras laterales del nivel correspondiente al sótano eran contornos rígidos y en el resto de los bordes se permitió que el aire fluyera libremente.

En la Fig. 1 se muestra el modelo del edificio en el cual se pueden diferenciar claramente tras bloques, el delantero afectado casi totalmente por la

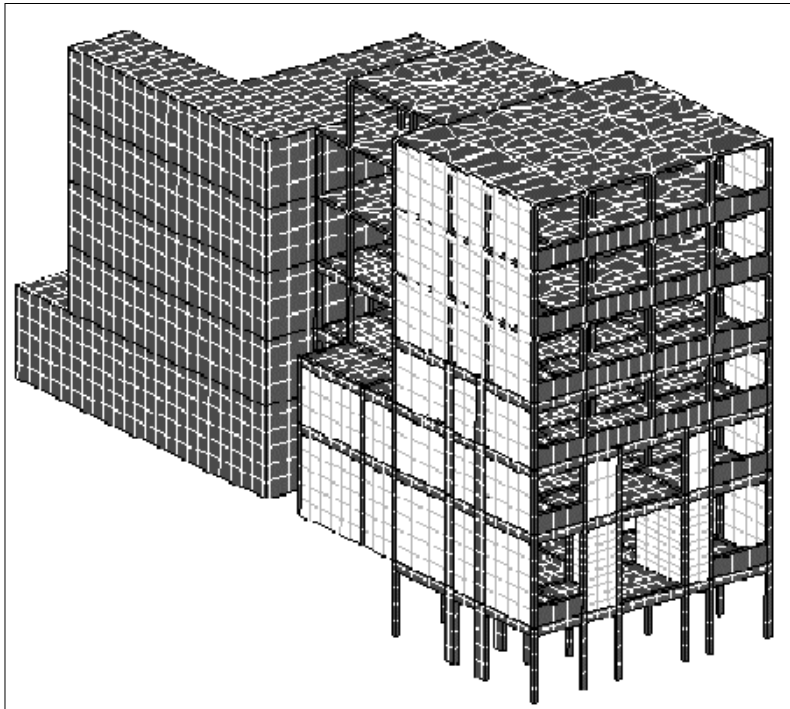


Figura 1: Modelo del edificio completo.

explosión, un bloque intermedio y el bloque trasero que quedó en pie. La malla se refinó en la zona cercana a la ubicación del foco explosivo donde los daños fueron mayores. El modelo del edificio incluye la estructura de hormigón armado, las paredes de mampostería y una base rígida debajo del sótano que representa el suelo. La estructura de hormigón armado es una estructura aporricada compuesta por columnas y vigas y losas que apoyan sobre esta últimas.

Las columnas, vigas y losas fueron modeladas con elementos sólidos tridimensionales y resueltos con un procesador de tipo de tipo Lagrange.

Se modelaron las paredes con elementos de cáscara de 30 cm de espesor y se vincularon a los pórticos a través de los nodos.

2.2 Modelos constitutivos

Las propiedades mecánicas de los materiales correspondientes a las distintas partes de la estructura se obtuvieron de los resultados experimentales resultantes de ensayos de escombros y partes de la estructura que quedaron en pie. A continuación se describen los modelos constitutivos utilizados en cada caso.

Aire

Para modelar el aire se utilizó la ecuación de estado de gas ideal con las propiedades presentadas en la Tabla 1.

Tabla 1 : Propiedades del aire.

Ecuación de estado de gas ideal
$\gamma = 1.41$
Densidad de referencia: 1.225E-03
g/cm ³
Temperatura de referencia:
2.882E+02 °K
Calor específico (C.V.): 7.173E+02
J/kgK

Hormigón Armado

Si bien el hormigón armado puede ser modelado mediante una combinación de elementos de hormigón y acero unidos en los nodos con la hipótesis de adherencia perfecta, este tipo de modelos no resulta adecuado para simular grandes estructuras debido al gran número de elementos que requiere. Adicionalmente, cuando se realiza un análisis dinámico explícito el paso de tiempo a utilizar depende del tamaño de los elementos. Si se definen elementos con dimensiones similares a las de la armadura de acero resultan pasos de tiempo extremadamente pequeños, lo cual hace que el análisis del colapso del edificio (aproximadamente 2,5 s) sea impracticable.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, se definió un modelo homogéneo para el hormigón armado de columnas, vigas y losas. Se utilizó un modelo elastoplástico, similar a los modelos elastoplásticos normalmente utilizados para hormigón pero con una resistencia a la tracción mayorada para tener en cuenta la colaboración del acero en la

resistencia de tensiones de tracción. El modelo se calibró con los resultados del análisis de una columna de hormigón armado de la planta baja de 30x30cm, 5m de altura y 4% de cuantía. Se eligió esta columna porque las columnas de la planta baja juegan un papel fundamental en el colapso del edificio completo. En primer lugar, se modeló esta columna distinguiendo elementos de acero y elementos de hormigón como en la columna real. Luego se repitió el análisis utilizando un modelo homogéneo promedio de hormigón armado para todos los elementos de la columna. La resistencia a tracción del modelo homogéneo se ajustó para lograr la misma carga última bajo cargas laterales estáticas uniformemente distribuidas que en la columna real. Adicionalmente, se realizó el análisis dinámico de la columna bajo una carga explosiva de 400 kg de TNT ubicada a 2,5m de distancia y se controló que el modelo homogéneo aproximado condujera un estado de daño similar al obtenido en la columna con elementos de hormigón y acero. Ambos tipos de análisis condujeron a una resistencia a tracción similar a la resistencia a compresión para el modelo de hormigón armado, lo cual justifica la utilización del criterio de Von Mises como criterio de fluencia y falla. La resistencia a compresión se tomó igual a la obtenida experimentalmente de los restos de la estructura que quedaron en pie.

Las propiedades mecánicas del modelo homogéneo de hormigón armado se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2: Propiedades mecánicas del hormigón armado.

Ecuación de estado lineal
Densidad de referencia: 2.750 g/cm ³
Módulo volumétrico: 3.527E+07 kPa
Modelo de resistencia: Von Mises
Módulo elástico transversal: 1.220E+07 kPa
Límite elástico: 1.000E+04 kPa
Criterio de falla: tensión principal
Tensión de falla: 1.000E+04 kPa

Mampostería

Para reproducir el comportamiento de la mampostería se utilizó un modelo elastoplástico similar a los modelos elastoplásticos utilizados para hormigón pero con resistencia reducida igual a la resistencia promedio para el tipo de mampostería existente en el edificio de la AMIA. Las propiedades mecánicas correspondientes se resumen en la Tabla 3.

Tabla 3: Propiedades mecánicas de la mampostería.

Ecuación de estado lineal	Evolución del límite elástico con la presión media
Densidad de referencia: 2.400E+00 g/cm ³	presión (kPa)
Módulo volumétrico: 7.800E+06 kPa	Límite elástico (kPa)
Modelo de resistencia: Mohr Coulomb	0.000E+00
Módulo elástico transversal: 2.6 E+06 kPa	3.600E+04
Criterio de falla: Tensión principal	1.460E+05
Tensión de falla: 1.000E+03 kPa	2.700E+05
	1.000E+04
	3.130E+04
	1.140E+05
	1.140E+05

Erosión

La detonación es un tipo de reacción del explosivo que produce ondas de choque de gran intensidad. Si el explosivo está en contacto con el material o muy cerca de éste, las ondas de presión producen el aplastamiento o desintegración del material. Este efecto se conoce normalmente como efecto *brisance* (Smith and Hetherington 1994).

Si el explosivo está rodeado de aire se genera una onda de presión que puede fracturar elementos de hormigón o mampostería más distantes.

Tanto el efecto *brisance* como la fractura generan discontinuidades en el material que no pueden ser simulados correctamente mediante modelos continuos. Para poder reproducir este tipo de efectos se incluyó en el análisis un modelo de erosión (AUTODYN

2001; Gatuingt and Pijaudier-Cabot 2000; Crawford 1997) que fue utilizado para eliminar del cálculo aquellos elementos que alcanzan cierto límite definido por un criterio de erosión. Cuando se elimina un elemento, su masa se concentra en los nodos que comienzan a comportarse como masas libres, conservando su velocidad inicial. Este procedimiento constituye una herramienta numérica para eliminar del cálculo elementos excesivamente deformados. Su aplicación a la modelación de fenómenos físicos como el efecto *brisance* o la fractura requiere la calibración previa con resultados experimentales.

En este trabajo se utilizaron modelos de erosión para hormigón y mampostería basados en un criterio de deformación. Para la calibración de los

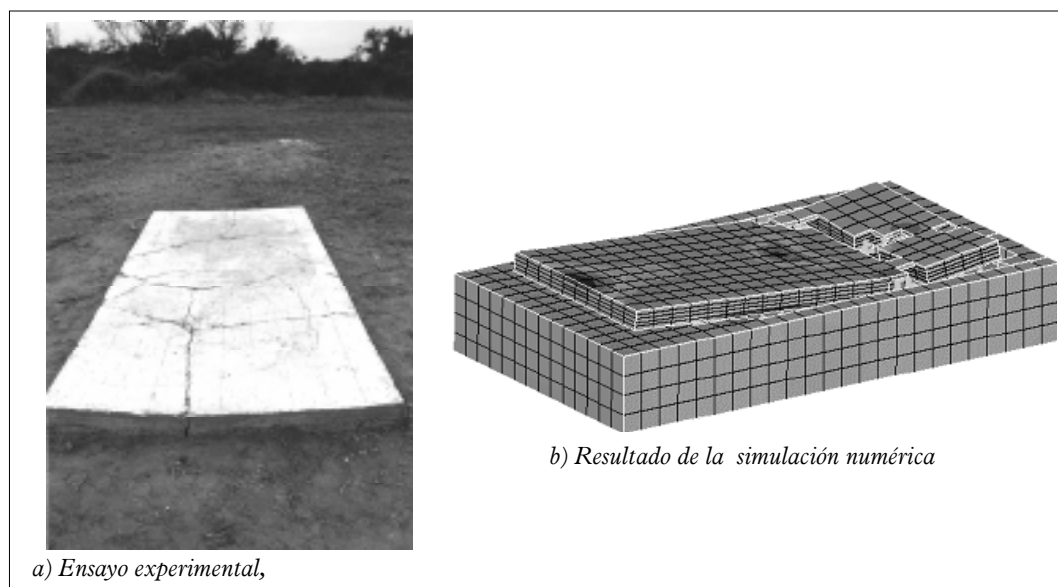


Figura 2: Placa de hormigón ensayada bajo cargas explosivas.

mismos se utilizaron los resultados experimentales de una losa de hormigón apoyada en el suelo y sometida a cargas explosivas suspendidas sobre la misma (Luccioni et al. 2000). La losa fue ensayada bajo cargas explosivas de distinta magnitud. La Fig. 2a muestra el estado final de la placa luego de tres explosiones. Esta placa fue simulada con diferentes modelos de erosión, límites de erosión y mallas de elementos finitos para definir el criterio y el límite de erosión más apropiado. La Fig. 2b muestra el resultado de una de estas simulaciones. Los círculos grises representan los nodos de los elementos que han sufrido erosión

Para la calibración del modelo de erosión de mampostería se siguió un procedimiento similar, pero utilizando, en este caso, datos encontrados en la bibliografía sobre la presión y el impulso necesarios para dañar o demoler paredes de mampostería (Elliot, Mays and Smith 1992; Elliot, Mays and Smith 1994; Smith and Hetherington 1994).

3. Análisis dinámico

3.1 Introducción

El análisis del colapso estructural del edificio fue llevado a cabo en dos etapas. La primera etapa consistió en la simulación de la explosión misma desde el instante de la detonación y la se-

gunda etapa consistió en el análisis de la propagación de la onda de presión y su interacción con el edificio. No se tuvo en cuenta el efecto de vibración del suelo producido por la explosión ya que se supuso que el explosivo se encontraba ubicado a 1 m sobre el nivel del suelo y, por lo tanto, el efecto predominante era el producido por la onda de presión incidente en la estructura (Smith and Hetherington 1994; Krauthammer 1994).

3.2 Generación de la explosión

Para simular la iniciación de la explosión y los primeros instantes de la propagación de la onda explosiva se supuso que, mientras ésta última no encuentra una superficie rígida, el problema era esférico y, por lo tanto, se lo simuló como unidimensional. Los resultados de este análisis fueron luego mapeados en un modelo tridimensional que representa el edificio y el aire circundante (AUTODYN 2001). De esta manera, se redujo notablemente el costo computacional.

La detonación y la expansión inicial de una esfera de 400 kg de TNT de 0,3884 m de radio se modelaron mediante una esfera de 1m. Para el TNT se utilizó la ecuación de estado JWL (Cadoni 2000; Luccioni et al. 2002).

La Fig. 3 ilustra el remapeo de los resultados de esta primera etapa en el modelo completo del edificio utilizado para la segunda etapa.

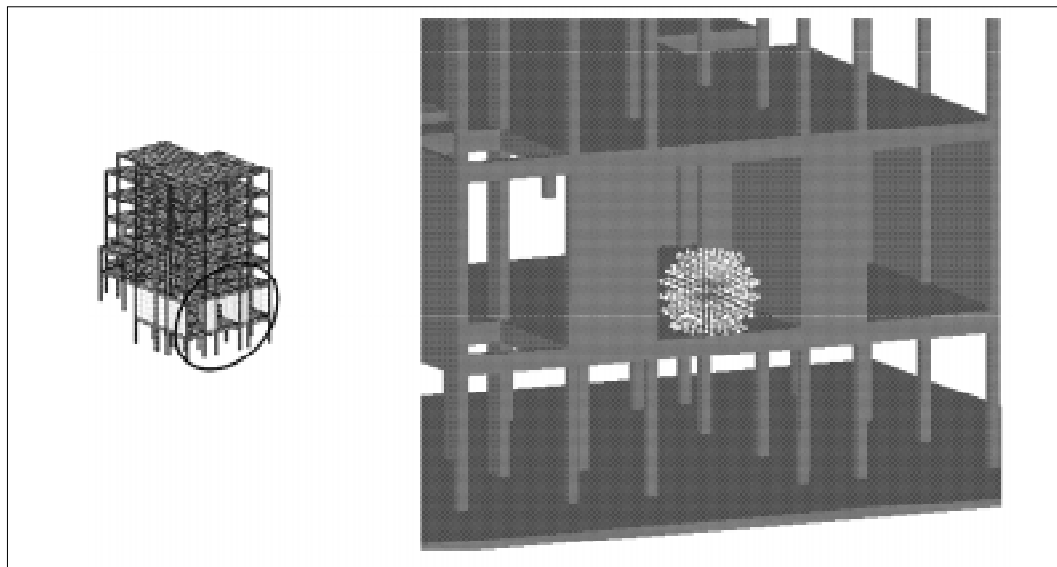


Figura 3: Remapeo de la explosión en el modelo completo.

3.3 Análisis estructural

Para estudiar el comportamiento del edificio se realizó un análisis dinámico explícito teniendo en cuenta la propagación de la onda de presión y su interacción con el edificio. Con dicho fin se utilizó un algoritmo de interacción entre los elementos Lagrange (edificio) y Euler (aire) (AUTODYN 2001).

En el análisis del colapso se tuvo en cuenta también la interacción sólido-sólido que se produce cuando partes de la estructura caen e impactan sobre otras.

Aún con las hipótesis simplificativas realizadas, el análisis dinámico explícito requirió incrementos de tiempo del orden de la millonésima de segundo y un tiempo de corrida de aproximada-

mente 310hs para simular 3 s de tiempo real, en una PC con procesador Pentium IV y 500 Mhz de memoria RIMM .

4. Resultados

Los resultados correspondientes a una carga explosiva de 400 kg de TNT ubicada a 1m sobre el nivel del suelo, 1m adentro de entrada y 1 m hacia la derecha del eje de la puerta se muestran en la Fig. 4.

En la Fig. 4a se muestran los instantes siguientes a la detonación. En la Fig. 4b se observa la erosión de la mayoría de las columnas y muros del sótano y del bloque delantero de planta baja. La Fig. 4c muestra la falla de la parte superior del bloque intermedio de la losa superior dejando suelta la parte

delantera. En la Fig. 4d se observa la caída libre del bloque delantero y en la Fig. 4e puede verse el estado final de la estructura colapsada.

4.1 Mecanismo de colapso

El colapso estructural se produce por un mecanismo de tipo gravitatorio desencadenado por la destrucción de la mayor parte de las columnas portantes de la planta baja en el bloque delantero (ver Fig. 4).

Las columnas más cercanas al foco explosivo fallan por el efecto de la presión generada (ver Fig. 4a) y las más alejadas fallan por el efecto de tracción que le ejerce la losa que es empujada hacia arriba por la presión.

La presión destruye la losa sobre el sótano, debajo del foco de la explosión (ver Fig. 4a). Esto permite a la onda de presión avanzar hacia el sótano donde también destruye algunas columnas (ver Fig. 4b).

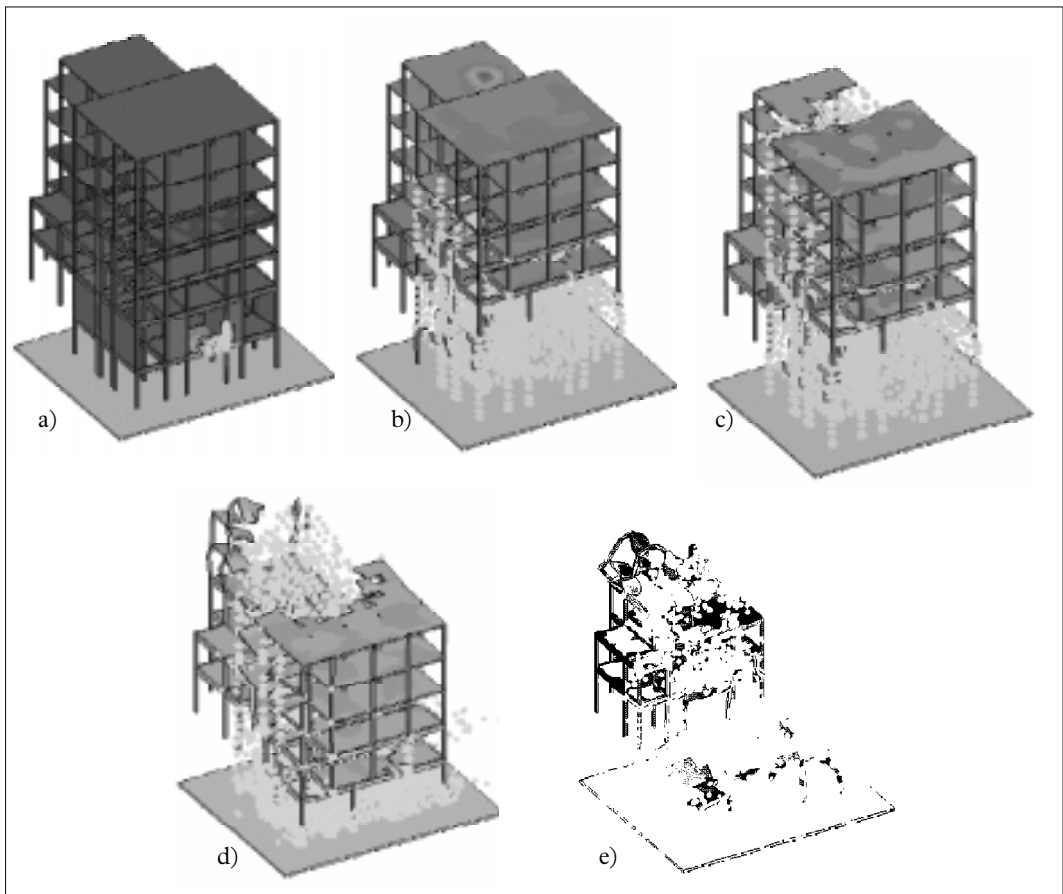


Figura 4: Evolución del daño producido por la explosión.
a). 0.75 ms b) 254 ms c) 378 ms d) 1.35 s e) 2.46 s.

Las tres primeras líneas de columnas de la planta baja y el sótano se destruyen casi totalmente (ver Fig. 4b), dejando sin sustentación a los pisos superiores que empiezan a caer traccionando la parte trasera (ver Fig. 4c).

A su vez, la onda de presión se propaga hacia arriba en los patios de luz del bloque intermedio, limitando de ese modo el daño en el bloque posterior (ver Fig. 4b).

Ambos efectos provocan una rotura inclinada que avanza hacia atrás en altura. Ver Fig. 4e. El bloque delantero se desvincula de la parte posterior a lo largo de dicha línea inclinada alcanzando al límite posterior del último piso que no está unido al bloque posterior. A partir de allí cae libremente la parte delantera y se va destruyendo al ir impactando contra el piso del subsuelo y los escombros acumulados.

4.2 Comparación con el daño real

En las Figuras 5 a 7 se presentan comparaciones de los resultados de la simulación con el estado de daño registrado inmediatamente después de la explosión.

En la Fig. 5 puede verse que el estado final del edificio colapsado y la distribución de los escombros obtenidos en la simulación computacional presentan gran similitud con los registrados en fotografías.

En la Fig. 6 se puede ver que la simulación computacional reproduce también la forma de caída de las losas de la parte delantera que quedan colgando de la parte trasera.

En la Fig. 7 se presenta una vista de frente de los pórticos que quedaron sanos luego de la simulación del colapso. Es notable la coincidencia con la fotografía tomada al quitar los escombros.

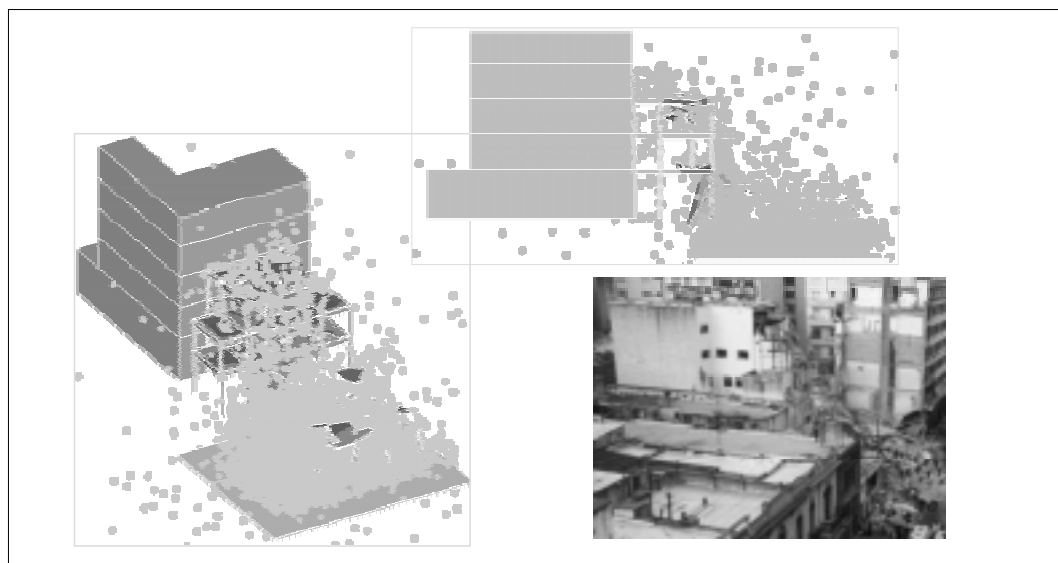


Figura 5: Comparación del resultado final de la simulación con fotografías.

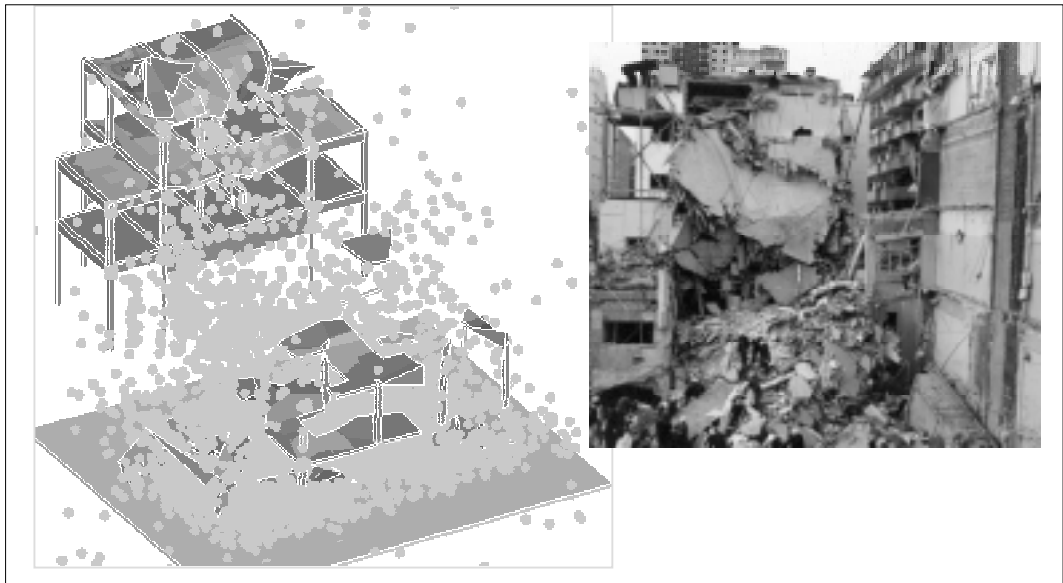


Figura 6: Losas colgando de los pisos superiores.

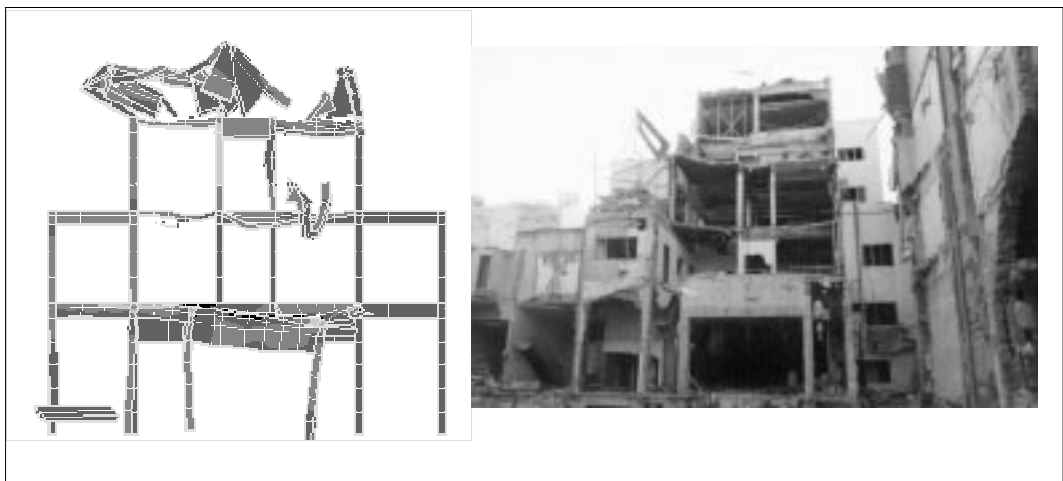


Figura 7: Pórticos sanos.



Figura 8: Límites de la zona destruida por la explosión.

En la Fig. 8 se muestra el límite de la zona destruida obtenido sobre la base del relevamiento fotográfico, indicado con una línea sobre el modelo luego de la simulación del colapso. Es claro que la simulación reproduce aproximadamente el mismo límite para la zona destruida.

5. Conclusiones

En este trabajo se presenta el análisis del colapso estructural de un edificio de hormigón armado causado por una carga explosiva. Se reproduce el proceso completo desde la detonación de la carga explosiva hasta la demolición total, incluyendo la propagación de la onda de presión y su interacción con el edificio.

La comparación de los resultados numéricos con fotografías del edificio

estudiado, tomadas luego de la explosión, muestra que el análisis numérico reproduce en forma ajustada el colapso del edificio bajo la carga explosiva y, a su vez, confirma la ubicación y magnitud de la carga explosiva establecidas en base a un estudio anterior.

La buena concordancia entre el daño real y el obtenido numéricamente prueban que las hipótesis simplificativas realizada, tanto para la estructura como para los materiales, son válidas para este tipo de análisis y representan actualmente la única forma de llevar a cabo exitosamente el análisis completo del colapso estructural bajo cargas explosivas de un edificio de varios pisos.

El colapso se produjo por un mecanismo gravitacional originado por la destrucción de las columnas inferiores. En este caso particular, la magnitud de

la carga explosiva fue obtenida a partir de otros datos relacionados con el daño en edificios de toda la cuadra, pero la destrucción de las columnas inferiores y el consiguiente colapso del edificio podría haber sido provocado por una carga inferior.

Este tipo de análisis podría ser utilizado para evaluar la vulnerabilidad estructural con el fin de elegir configuraciones estructurales apropiadas, que eviten que el daño se extienda más allá de aquel directamente causado por la explosión.

Agradecimientos

Los autores agradecen la colaboración de los Ingenieros Sergio Gutiérrez y Domingo Sfer.y el apoyo económico del CONICET, de la Universidad Nacional de Tucumán y del Poder Judicial.

Referencias

AUTODYN (2001). *Interactive non-linear dynamic analysis software*, version 4.2, user's manual. Century Dynamics Inc.

Bogosian, D.D.; Dunn, B.W. and Chrostowski, J.D. (1999). Blast analysis of complex structures using physics-based fast running models. *Computer and Structures*, v. 72, p. 81-92.

Brara, A.; Camborde, F.; Klepaczko, J.R. and Mariotti, C. (2001). Experimental and numerical study of concrete at high strain rates in tension. *Mechanics of Materials*, v. 33, p. 33-45.

Cadoni, E.; Labibes, K.; Berra, M.; Giangrasso, M. and Albertini, C. (2000). High-strain-rate tensile behaviour of concrete. *Magazine of Concrete Research*, v. 52, n. 5, p. 365-370.

Committee on Feasibility of Applying Blast-Mitigating Technologies and Design Methodologies from Military Facilities to Civilian Buildings (1995). *Protecting Buildings From Bomb Damage*. Washington: National Academy Press.

Crawford, J.E.; Malvar, L.J.; Wesevich, J.W.; Valancius, J. and Rynolds, A.D. (1997). Retrofit of reinforced concrete structures to resist blast effects. *ACI Structural Journal*, v. 94, n. 4, p. 371-377.

Dubé, J.F. and Pijudier Cabot, G. (1996). Rate dependent damage model for concrete in dynamics. *ASCE Journal of the Engineering Mechanics*, v. 122, n. 10, p. 939-947.

Eibl, J. and Schmidt-Hurtienne, B. (1999). Strain-rate-sensitive constitutive law for concrete. *ASCE Journal of the Engineering Mechanics*, v. 125, n. 12, p. 1411-1420.

Elliot, C.L.; Mays, G.C. and Smith, P.D. (1992). The protection of buildings against terrorism and disorder. *Proceedings of Institution of Civil Engineers: Structures & Buildings*, v. 94, p. 287-297.

Elliot, C.L.; Mays, G.C. and Smith, P.D. (1994). The protection of buildings against terrorism and disorder. *Proceedings of Institution of Civil Engineers: Structures & Buildings, discussion*, v. 104, p. 343-350.

Gatuingt, F. and Pijaudier-Cabot, G. (2000). Computational modelling of concrete structures subjected to explosion and perforation. *Proceeding of Eccomass 2000*, Barcelona.

Gebbeken, N. and Ruppert, M. (2000). A new material model for concrete in high-dynamic hydrocode simulations. *Archives of Applied Mechanics*, v. 70, p. 463-478.

Isobe, D. and Toi, Y. (2000). Analysis of structurally discontinuous reinforced concrete building frames using the ASI technique. *Computer and Structures*, v. 76, p. 471-481.

Krauthammer, T.; Marchand, K.A.; Stevens, D.J.; Bounds, W.L. and Nene, M. (1994). Effects

- of short duration dynamic loads on RC Structures. *Concrete International*, p. 57-63.
- Le Nard, H. and Bailly, P. (2000). Dynamic behaviour of concrete: the structural effects on compressive strength increase. *Mech. Cohes.-Fric. Mater*, v. 5, p. 491-510.
- López Cela, J.J. (1998). Analysis of reinforced concrete structures subjected to dynamic loads with a viscoplastic Drucker-Prager model. *Applied Mathematical Modelling*, p. 495-515.
- Luccioni, B.M.; Ambrosini, R.D. and Danesi, R.F. (2002). A methodology for predicting the location and size of an explosive device detonated in an urban environment using evidence from building damage. Submitted to *Proceedings of Institution of Civil Engineers: Structures & Buildings*.
- Luccioni, B.M.; Luege, M. and Danesi, R. (2000). Análisis teórico-experimental de una placa de hormigón sometida a cargas explosivas. *Memorias de las XXIX Jor. Sudam. de Ing. Estructural*, Brasilia.
- Luege, M.; Luccioni, B. and Danesi, R. (2002). Modelo de daño dependiente de la velocidad de deformación. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, v. 18, n. 2, p. 411-431.
- Mair, H.U. (1999). Review: hydrocodes for structural response to underwater explosions. *Shock and Vibration*, v. 6, p. 81-96.
- Malvar, L.J.; Crawford, J.E.; Wesevich, J.W. and Simons, D. (1997). A plasticity concrete material model for DYNA3D. *International Journal Impact Engineering*, v. 19, n. 9-10, p. 847-873.
- Sercombe, J.; Ulm, J. and Toutlemonde, F. (1998). Viscous hardening plasticity for concrete in high rate dynamics. *ASCE Journal of the Engineering Mechanics*, v. 124, n. 9, p. 1050-1057.
- Smith, P.D. and Hetherington, J.G. (1994). *Blast and ballistic loading of structures*. Great Britain: Butterworth Heinemann Ltd.
- Toutlemonde, F. and Rossi, P. (1995). Major parameters governing concrete dynamic behaviour and dynamic failure of concrete structures. *DYMAT Journal*, v. 2, n. 1, p. 69-77.
- Zheng, S.; Haussler-Combe, U. and Eibl, J. (1999). New approach to strain rate sensitivity of concrete in compression. *ASCE Journal of the Engineering Mechanics*, v. 125, n. 12, p. 1403-1410.

Building collapse under blast loads

1. Introduction

Due to different accidental or intentional events, related to important structures all over the world, explosive loads have received considerable attention in recent years. For many urban settings, the proximity to unregulated traffic brings the terrorist threat to or within the perimeter of the building. For these structures, blast protection has the modest goal of containing damage in the immediate vicinity of the explosion and the prevention of progressive collapse. In this sense, computer programs simulations could be very valuable in testing a wide range of building types and structural details over a broad range of hypothetical events.

This paper is related to the effect of blast loads in reinforced concrete buildings and presents the results of the numerical simulation of the structural collapse of an actual building, the AMIA (Israel's mutual society of Argentina) building that has suffered a terrorist attack that produced the demolition of part of it in 1994.

2. Computational model

The model is composed by the building and air volume occupied by the building.

The model of the building was composed by the reinforced concrete structure and the masonry walls, see Fig. 1. The columns, beams and slabs were modelled with three-dimensional solid elements, and masonry walls with shell elements that were all solved with a Lagrange processor.

The mechanical properties of the different parts of the structure were obtained from the result of tests performed on proving corps extracted from the rests of the demolition and from parts of remaining the structure. All the properties are presented in Tables 1 to 4. An approximate material model for reinforced concrete was defined to simulate the behaviour of reinforced concrete. The model used is a homogenised elastoplastic material similar to elastoplastic models of concrete but with higher tension strength to take into account the collaboration of the reinforcement to resist tension stresses. To reproduce the behaviour of masonry walls an elastoplastic model, similar to those models frequently applied for plain concrete, but with reduced strength, was used.

In order to reproduce brisance effect and fracture of reinforced concrete and masonry, the erosion model of AUTODYN (2001) was used to remove from the calculus the cells that have reached certain criteria based on deformations. When a cell is eliminated, its mass is retained and concentrated in its nodes that begin to behave as free masses conserving their initial velocity. For the calibration of the erosion model the experimental results of concrete slabs lying on the ground and subjected to explosions over them were used (Luccioni 2000).

3. Blast analysis

The analysis of the structural collapse of the building was performed in two stages. The first part of the analysis consists on the simulation of the explosion itself from the detonation instant and the second part consists on the analysis of the effect and interaction with the building of the blast wave generated by the explosion.

To study the structural behaviour of the building, the propagation of the blast wave and its interaction with the building was analysed.

3.1 Collapse mechanism

The results obtained for a an explosive load of 400 kg of TNT located 1m above the ground level, 1m inside the entrance hall and 1m to the right of the axis of the building are shown in Fig. 4. The structural collapse was due to a

gravitational mechanism produced by the failure of most of the load bearing resistant columns of the first stage in the front block. (see Fig. 4).

The 4 columns closer to the explosion focus failed due to the direct effect of the reflected pressure that produced the erosion of concrete by brisance effect (see Fig. 4a). Lateral columns in the front failed by a combination of shear and flexure. Columns at the back of the front block lost connection with the upper and lower beams (tension failure), due to and the more distant failed as consequence of the tension effect imparted by the first floor slabs that was were pushed upwards and downwards by the pressure and then failed by lack of lateral support when the pressure wave reached them.

The pressure destroyed the ground level floor just under the explosion (see Fig. 4a) allowing the blast wave to pass to the underground level and destroy some columns (see Fig. 4b).

The first three lines of columns of the underground level and the first level resulted almost completely destroyed (Fig. 4b) leaving without support the higher levels that began to fall down pulling from the back block (Fig. 4c). Beams and columns in the upper floors of the intermediate block failed by a combination of tension, flexure and shear.

By the other side, the blast wave propagated upwards in the intermediate block, limiting the advance of damage to the back block (see Fig. 4b).

Both effects produced an inclined failure advancing backwards in height (see Fig. 4e). The front block lost connection with the rest of the structure along this inclined line and immediately began to fall down. The slabs impacted one over the other destroying themselves.

Comparison of the numerical simulation results with a photograph of the actual damage produced by the explosion is presented in Fig. 5 that show similarity between the final state of model and the distribution of the rests of the demolition with those registered in the actual building.

4. Conclusions

The good agreement between actual damage and that numerically obtained proves that the simplifying assumptions made for the structure and materials are allowable for this type of analysis and nowadays represent the only way to successfully run a complete collapse analysis of an entire building.

The collapse was due to a gravitational mechanism originated by the destruction of the lower columns. In this case, the explosive charge was determined in based of other data, but the demolition of the front block of the building analysed could have been produced with a smaller charge.

The type of analysis presented can be used for structure vulnerability assessment in order to choose structural configurations that prevent damage to extend damage beyond that caused directly by the blast.