



Escola Tècnica Superior d'Enginyers  
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## PROJECTE O TESIS D'ESPECIALITAT

### Títol

**PÓRTICOS METÁLICOS SOMETIDOS A ACCIONES  
DINÁMICAS DEBIDAS A EXPLOSIONES.**

### Autor/a

**ANNA DE LA TORRE SUÑE**

### Tutor/a

**ALFREDO ARNEDO PENA**

### Departament

**ESTRUCTURES METÀL·LIQUES**

### Intensificació

**PROJECTE D'ESTRUCTURES I CONSTRUCCIÓ**

### Data

**MAIG 2010**

# ÍNDICE

RESUMEN.....	4
1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	6
2. ESTADO DEL ARTE DE LA OBTENCIÓN DE ACCIONES DINÁMICAS.....	9
2.1. El fenómeno de la explosión.....	9
2.2. Materiales explosivos.....	11
2.3. Tipos de cargas de presión según ubicación de la explosión respecto a la estructura. ....	12
2.3.1. Explosiones no confinadas.....	12
2.3.2. Explosiones confinadas.....	13
2.4. TNT equivalente. ....	14
2.5. Cargas sobre estructuras debidas a explosión exterior.....	15
2.5.1. Aspectos generales.....	15
2.5.2. Características de las ondas en campo abierto. ....	16
2.5.3. Estructuras rectangulares sobre el nivel del suelo y sin aperturas. ....	18
2.5.4. Caso práctico. Cálculo de cargas de diseño sobre la estructura de una nave industrial.....	26
3. ESTADO DEL ARTE DE LA PROTECCIÓN PASIVA EN DISEÑO ANTI-EXPLOSIONES.....	35
3.1. Tolerancia humana ante explosión.....	35
3.1.1. Tolerancia ante presiones.....	35
3.1.2. Movimientos de la estructura. ....	36
3.1.3. Fragmentos.....	37
3.2. Tolerancia de equipos ante explosión. ....	38
3.2.1. Tolerancia ante presiones.....	38
3.2.2. Movimientos de la estructura y choque. ....	38
3.2.3. Fragmentos.....	39
3.3. Distancia de seguridad. ....	40
3.4. Barreras de protección. ....	41
3.5. Puertas.....	41
3.6. Diseño de ventanas.....	43

4.	ASPECTOS GENERALES A CONSIDERAR EN ESTRUCTURAS DE ACERO SOMETIDAS A EXPLOSIÓN.....	45
4.1.	Diferencias entre estructuras de acero y de hormigón en el diseño de estructuras de protección ante acciones de explosión. ....	45
4.2.	Principios básicos del análisis dinámico. Sistema equivalente dinámico. ....	45
4.3.	Diseño de estructuras resistentes a explosión en rango plástico. ....	46
4.4.	Propiedades mecánicas del acero estructural bajo cargas dinámicas. ....	47
4.4.1.	Aceros adecuados ante acciones dinámicas. ....	47
4.4.2.	Factores de mayoración dinámicos (Dynamic increase factors, DIF). ....	48
4.4.3.	Límite elástico dinámico de diseño recomendado (fds). ....	52
4.5.	Criterios de deformacionales aplicados a pórticos de acero. ....	53
4.6.	Rebote. ....	55
4.7.	Uniones. ....	56
5.	ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE PÓRTICOS TÍPICOS DE ESTRUCTURA METÁLICA MEDIANTE ANÁLISIS PUSH OVER. CASO PRÁCTICO. ....	58
6.	CÁLCULO DE LA RESPUESTA DINÁMICA POR ASIMILACIÓN A SDOF Y USO DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS. ....	68
6.1.	El sistema de un solo grado de libertad (SDOF). ....	68
6.1.1.	Funciones resistencia-desplazamiento de diseño. Caso práctico. ....	69
6.1.2.	Periodo natural de vibración y masa equivalente. ....	71
6.2.	Amortiguamiento. ....	72
6.3.	Gráficos de diseño para cargas idealizadas. ....	72
6.3.1.	Respuesta máxima de sistemas lineales elásticos. ....	73
6.3.2.	Respuesta plástica máxima de sistemas elasto-plásticos. ....	75
6.4.	Caso práctico 1. Cálculo de la respuesta dinámica de un pórtico típico de acero en rango elástico. ....	77
6.5.	Caso práctico 2. Cálculo de la respuesta dinámica de un pórtico típico de acero en rango plástico. ....	78
7.	CÁLCULO DE LA RESPUESTA DINÁMICA MEDIANTE CÓDIGOS DE CÁLCULO NO LINEALES. CASO PRÁCTICO. ....	92
7.1.	Modelo no-lineal con un grado de libertad. ....	92

7.2. Integración de la ecuación no lineal del movimiento. Método de integración paso a paso de Newmark.....	94
7.3. Caso práctico 1. Cálculo de la respuesta dinámica de un pórtico típico de acero en rango elástico. ....	97
7.4. Caso práctico 2. Cálculo de la respuesta dinámica de un pórtico típico de acero en rango plástico. ....	99
7.4.1. Cálculo de la respuesta dinámica considerando únicamente la carga horizontal dinámica de explosión.....	99
7.4.2. Cálculo de la respuesta dinámica considerando carga dinámica de explosión horizontal y vertical. ....	102
7.5. Comparación entre resultados obtenidos mediante el método simplificado y mediante CASTEM. ....	107
8. GRANDES DESASTRES DEBIDOS A EXPLOSIONES ACCIDENTALES.....	109
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	121
9.1. Cálculo de la carga de explosión.....	121
9.2. Cálculo no-lineal de la respuesta estructural dinámica. ....	121
9.2.1. Problemas en la asimilación del pórtico estudiado a SDOF. ....	121
9.2.2. Criterios para determinar el colapso en la estructura. ....	122
9.3. Comprobación de la interacción flector-cortante.....	123
9.4. Estudios futuros.....	123
10. REFERENCIAS.....	125
ANEJO.....	126

## RESUMEN

**Título:** PÓRTICOS METÁLICOS SOMETIDOS A ACCIONES DINÁMICAS DEBIDAS A EXPLOSIONES.

**Autor/a:** ANNA DE LA TORRE SUÑE.

**Tutor/a:** ALFREDO ARNEDO PENA.

El presente estudio pretende aplicar los principios generales del cálculo dinámico de estructuras al caso concreto de edificios constituidos por pórticos típicos de estructura metálica sometidos a una acción de explosión externa.

Inicialmente se definen las características de las cargas debidas a explosión sobre una estructura del tipo anteriormente mencionado. Se comentan con detalle los procedimientos de cálculo de las presiones pico y las duraciones de las cargas de explosión a partir del peso y tipo de explosivo y de la distancia entre detonación y estructura. El procedimiento utilizado para tal fin se ha extraído de normativa americana específica (Ref. [5]), y se basa en una serie de tablas y gráficos provenientes de la experimentación. Se completa la explicación con un ejemplo práctico.

Posteriormente, se lleva a cabo el cálculo de la respuesta dinámica no-lineal de una estructura metálica de tipo aportricada. Por un lado, dicho cálculo se realiza mediante un método simplificado que consiste en asimilar la estructura a un sistema de un único grado de libertad (SDOF). Esto supone transformar el pórtico en un sistema constituido por una masa concentrada equivalente unida a un resorte de rigidez equivalente, sobre la que se aplica una carga dinámica concentrada.

La rigidez equivalente de dicho sistema se obtiene en base al análisis Push-over. Este análisis consiste en aplicar estáticamente una carga horizontal creciente sobre el pórtico estudiado y extraer la función resistencia-desplazamiento del mismo. Este procedimiento permite asegurar la resistencia de la estructura en las distintas fases de carga hasta llegar al colapso y su ductilidad.

Por otro lado, se obtiene la respuesta del pórtico mediante un cálculo dinámico no-lineal con ayuda del programa de elementos finitos CASTEM (véase [www-cast3m.cea.fr](http://www-cast3m.cea.fr)). Para la integración temporal del sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias derivado de la discretización de la ecuación de la dinámica se utiliza el método de Newmark (Ref. [1] y [2]).

Se pretende con todo ello comparar los resultados de respuesta obtenidos mediante el método simplificado por un lado y CASTEM por el otro.

Se concluye que el esquema estructural estudiado no puede asimilarse de forma adecuada a un sistema SDOF.

Esto es debido a que el método simplificado únicamente permite aplicar sobre la estructura una carga en la misma dirección que el grado de libertad supuesto. No obstante, en el presente caso, el efecto de la carga dinámica vertical sobre la cubierta del edificio no es despreciable.

Asimismo, el método simplificado no permite detectar plastificaciones prematuras que pudieran producirse en los elementos de la estructura más expuestos a la carga dinámica de explosión. Sin embargo, éste es un efecto que sí se ha detectado mediante el análisis dinámico no-lineal por elementos finitos realizado con Castem.

## **SUMMARY**

*The main purpose of this study is to apply the general criteria of structural dynamics to the particular case of steel framed structures subjected to blast effects.*

*First of all, the main features of blast loads impinging on a steel framed structure are defined. Procedures to calculate peak pressure and duration of blast loads, which depend on the weight of explosive material and the distance between detonation and structure, are described in detail. The procedures used to this purpose have been extracted from specific American standards (Ref. [5]), based on a set of tables and graphics experimentally obtained. The chapter is completed with a practical example.*

*Subsequently, two different methods for calculating the non-linear dynamic response of a steel frame structure have been applied.*

*On the one hand, this assessment is carried out using a simplified method which consists on assimilating the studied structure as a single-degree-of-freedom system (SDOF). This means converting the frame structure into a system constituted by an equivalent lumped mass joined to a spring with an equivalent stiffness, which is subjected to a dynamic concentrated load.*

*The equivalent stiffness of the system is calculated by means of a Push-over analysis. It consists of statically applying an increasing horizontal load on the frame structure, obtaining this way its resistance vs. deflection curve. This procedure allows both checking the resistance of the structure during the different loading phases until its failure and estimating its ductility.*

*On the other hand, the dynamic response is also obtained by means of a nonlinear-dynamic finite element analysis using the FE software CASTEM (see [www-cast3m.cea.fr](http://www-cast3m.cea.fr)). The analysis involves a step-by-step integration procedure using Newmark's method to solve the differential equations system, which are derived from the discretization of the dynamics equation. (Ref. [1] y [2]).*

*The aim of these assessments is to be able to compare the results given by the simplified method and those obtained with CASTEM.*

*After this comparison, we can conclude that the studied structural schema can not be properly assimilated to a SDOF system.*

*This is due to the fact that the simplified method only allows us to apply a load on a structure in the same direction of the considered single degree of freedom.*

*Furthermore, the simplified method does not allow detecting premature yielding appearing at the most dynamic-load-exposed elements of the structure. However, this effect is indeed detected by the nonlinear dynamic analysis carried out with Castem.*

## 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.

Desde los trágicos acontecimientos del 11 de Septiembre en EEUU, el tema de las explosiones e impactos ha adquirido especial interés en cuanto a su efecto sobre las estructuras, así como el efecto que el fuego pueda tener sobre las mismas.

No obstante, no debe olvidarse que, a lo largo de la historia, se han dado desastres debidos a explosiones accidentales igualmente de gravísimas consecuencias. En el apartado 8 de este estudio se recogen un número importante de este tipo de explosiones, exponiendo las causas principales y sus consecuencias. Es curioso observar como los años 80 fueron especialmente trágicos en este sentido.

Recuérdese, por ejemplo, las explosiones en una de las plantas de almacenamiento y distribución de Gases Licuados de Petróleo (GLP) de San Juan Ixhuatepec (México), en 1984, que produjeron 750 muertos y más de 7.000 heridos, con el agravante de la gran proximidad a la planta de las viviendas de la zona.

España también ha sufrido grandes tragedias, como la explosión en 1978 de un camión cisterna cargado con propileno licuado a excesiva presión, ocurrida en la actual N-340 a su paso por el camping Els Alfacs en Alcanar (Tarragona). El resultado fue de 243 fallecidos y más de 300 heridos graves.

Cabe destacar también el riesgo que entraña el transporte de mercancías peligrosas por mar. Recuérdese la explosión y hundimiento de los buques *Petrogen One* y *Camponavia* en la Bahía de Algeciras en 1985, cargados con nafta y gasolina, respectivamente. El balance final fue de 32 fallecidos y 13 heridos.

Las explosiones de gas en viviendas están a la orden del día en nuestro país. Una trágica explosión de gas ocurrió en 1980 en un colegio de Ortuella (Vizcaya), cobrándose la vida de 49 niños y tres adultos, y hubo casi un centenar de heridos.

Hoy en día, se constata un aumento del volumen de mercancías peligrosas transportado por mar o carretera y almacenado en puertos o plantas químicas, así como, por otro lado, un aumento del miedo ante ataques terroristas en las sociedades occidentales. Por ello, el/la ingeniero/a estructural debe tener conocimientos tanto sobre el comportamiento de las estructuras ante cargas estáticas como ante cargas dinámicas, para poder diseñar estructuras que ante un accidente de este tipo se comporten adecuadamente, protegiendo a sus ocupantes y facilitando la evacuación.

El presente estudio tiene como principal objetivo aplicar los principios generales del cálculo dinámico de estructuras al caso concreto de **edificios constituidos por pórticos típicos de estructura metálica de una sola planta y sometidos a una acción de explosión**. En particular, este estudio se centra en el efecto de **explosiones externas** producidas **a nivel de la superficie del terreno**, y se considerará que el edificio esta situado sobre el nivel del suelo. Evidentemente, gran parte de este estudio tiene aplicación a estructuras de hormigón.

Durante los estudios de ingeniería civil, se hace especial hincapié en el estudio del efecto del sismo como carga accidental sobre estructuras. Sin embargo, suele ser desconocido para muchos el efecto que puede tener una explosión sobre un edificio.

Es importante destacar la **corta duración del evento de explosión**, cuya fase positiva de presiones se suele medir en decenas de milisegundos (véase 2.5). Es por esto que la masa de la estructura tiene un fuerte poder de mitigación de la respuesta, ya que toma un cierto tiempo que dicha masa se movilice. En el momento en que la masa se ha movilizó, la carga se ha desvanecido, con lo que se mitiga la respuesta.

Este comportamiento difiere del existente en caso de terremoto, donde las fuerzas impartidas (con duraciones de segundos) se pueden dar en el mismo periodo de tiempo en que la masa del edificio responde, causando efectos de resonancia que agravan los daños.

En este estudio, se tomarán en consideración únicamente los daños por presión debidos a explosión en las estructuras, dejando de lado el efecto del fuego por considerar que la detonación se produce a cierta distancia de la estructura.

En el capítulo 2.5 se desarrolla el **estado del arte del cálculo de las acciones debidas a una explosión** sobre un edificio del tipo anteriormente mencionado. Conocido el peso y tipo de explosivo y la distancia entre detonación y estructura, es posible estimar la distribución de la carga de presiones en el tiempo sobre los distintos paramentos de la estructura. Como se verá más adelante, estas cargas se asimilan a cargas de tipo triangular en el tiempo.

El hecho de considerar la detonación cercana a la superficie del terreno se debe a que, para una distancia horizontal detonación-estructura dada y para una misma masa de explosivo, los parámetros de una explosión cerca de la superficie del terreno son más desfavorables para la estructura que en el caso de una explosión a mayor altura, debido a la reflexión de las ondas de presión sobre el terreno (apartados 2.3 y 2.5).

En posteriores apartados, se lleva a cabo el cálculo de la respuesta dinámica no-lineal de la estructura.

Por un lado, en el apartado 6, se obtendrá la respuesta de un pórtico metálico tipo, articulado en las bases, ante un evento de explosión mediante el **método simplificado** aportado por Biggs (Ref.[8]) ya en los años 60, y presente en los documentos relativos a diseño ante explosiones del U.S Department of the Army, the Navy and the Air Force (Ref. [5]).

Dicho método permite establecer una equivalencia entre la estructura de un pórtico tipo y un sistema de un solo grado de libertad formado por una masa equivalente y un resorte de rigidez equivalente. Para hallar la rigidez del sistema equivalente será necesario llevar a cabo un **análisis Push-over** del pórtico en cuestión, a partir del cual se asegura el comportamiento dúctil de la estructura en sus distintas etapas de carga, según se vayan formando rótulas plásticas.

Se tendrá en cuenta el efecto del cortante durante el análisis push-over, a fin de detectar una posible **interacción flexor – cortante** que pudiera reducir el momento plástico real que pueden desarrollar cada una de las piezas metálicas que constituyen el pórtico de estudio.

Asimismo, se considerará resuelto el problema de la **inestabilidad** en el plano perpendicular al pórtico mediante un adecuado arriostramiento en este sentido.

Los efectos del amortiguamiento no serán considerados en diseño ante explosiones debido a que éste tiene poca influencia en el primer pico de respuesta, que es normalmente el único de interés.

En el cálculo del desplazamiento máximo de la estructura aporticada se supondrá que la cobertura del edificio consiste en una cubierta y fachadas pesadas (tomándose  $500 \text{ kg/m}^2$  en ambos elementos).

Por otro lado, en el apartado 7 se llevará a cabo el cálculo de la respuesta del pórtico realizando un cálculo dinámico no-lineal mediante el programa de elementos finitos CASTEM (véase [www-cast3m.cea.fr](http://www-cast3m.cea.fr)). Para la integración temporal del sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias derivado de la discretización de la ecuación de la dinámica se utiliza el método de Newmark (Ref. [1] y [2]).

Como se constatará más adelante en este estudio, los programas de elementos finitos constituyen una herramienta muy potente para el análisis dinámico de estructuras.

## 2. ESTADO DEL ARTE DE LA OBTENCIÓN DE ACCIONES DINÁMICAS.

### 2.1. El fenómeno de la explosión.

Una explosión es un fenómeno asociado a una liberación brusca de energía en la atmósfera (o también en el agua o bajo el terreno) que produce una onda de presiones. Los materiales explosivos se deben detonar para producir un efecto de explosión.

El término **detonación** se refiere a una reacción química rápida de combustión interna que avanza a través del material explosivo a una velocidad llamada **velocidad de detonación**, que es supersónica (superior a la velocidad del sonido) en el material que aún no ha reaccionado (de 6.700 a 8.500 m/s). La iniciación de esta reacción puede efectuarse por impacto o fricción, calor (chispa o llama) o presión.

El explosivo líquido o sólido se convierte rápidamente en un gas con elevada temperatura, densidad y presión, y el aumento de volumen de este gas en que se ha convertido el material explosivo es lo que crea potentes ondas de presión que se expanden en el aire.

A medida que la onda de presión se desplaza radialmente alejándose de la fuente central, la parte interior de la onda se mueve a través de una región de aire que ha sido previamente comprimido y cuya temperatura ha sido elevada por las partes externas de la onda.

La onda de presión en origen se mueve a la velocidad del sonido (344 m/s a 20°C). Sin embargo, como esta velocidad aumenta con la temperatura y presión del aire en el que la onda se desplaza, la parte interna de la misma avanza más rápidamente que la parte externa, y adelanta gradualmente a ésta última.

De este modo, el frente de la onda de presiones se vuelve abrupto y forma un frente de choque, en el que se da un aumento brusco de presiones al pasar de la presión atmosférica a la presión pico incidente. El frente de choque constituye así una pared de aire fuertemente comprimido en movimiento. Este frente golpea las estructuras que encuentra a su paso, y el conjunto de la estructura puede ser entonces envuelto completamente por las **presiones exteriores** ejercidas por el frente de choque. Se trata de la llamada **fase positiva de presiones**.

Asimismo, en la región central origen de la explosión la sobrepresión se reduce rápidamente, y la presión pasa a estar por debajo de la atmosférica, desarrollándose una **fase de succión o fase negativa de presiones**.

El frente de onda se debilita al avanzar y expandirse en volúmenes mayores de aire: para un punto en concreto del espacio a una cierta distancia R del punto de detonación, la presión pico decrece según el cubo de dicha distancia, y se alarga la duración de las presiones. A su vez, la velocidad del frente de ondas disminuye, tendiendo de nuevo a la velocidad del sonido.

En la fig. 2.1 se muestran la variación de la presión P y del impulso i (área bajo la curva presión-tiempo) en función del tiempo t para un caso típico de detonación afectando a una estructura. El

impulso es una medida de la cantidad de energía de una explosión que se imparte sobre un edificio:

$$i = \int P(t) \cdot dt$$

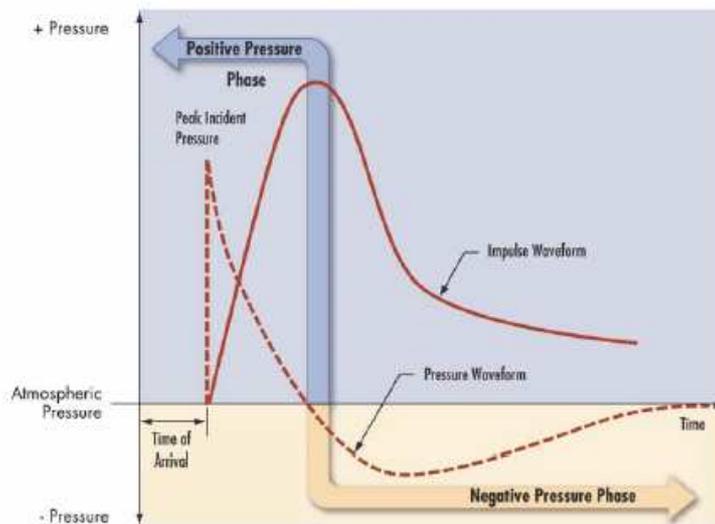


Fig. 2.1. Evolución en el tiempo típica de presiones debidas a explosión y de su impulso.  
Fuente: Referencia [7].

La variación de la presión en el tiempo se puede expresar mediante una gráfica simplificada triangular, definida por la presión pico y la duración de la carga, cuya obtención se desarrolla más adelante.

La carga de presión sobre una estructura debida a la detonación de un explosivo potente depende de los siguientes factores:

1. Magnitud de la explosión (tipo de explosivo y peso).
2. Situación de la explosión relativa a la estructura (confinada o no confinada).
3. Características geométricas de la estructura.
4. Orientación de la estructura con respecto a la explosión y a la superficie del terreno, puesto que se puede dar un aumento de la magnitud de las presiones debido a la interacción de las ondas con la estructura o terreno.

La fig. 2.2 da una idea de las presiones pico a las que se puede ver sometida una estructura según el peso de explosivo detonado y la distancia a la que se produce la detonación.

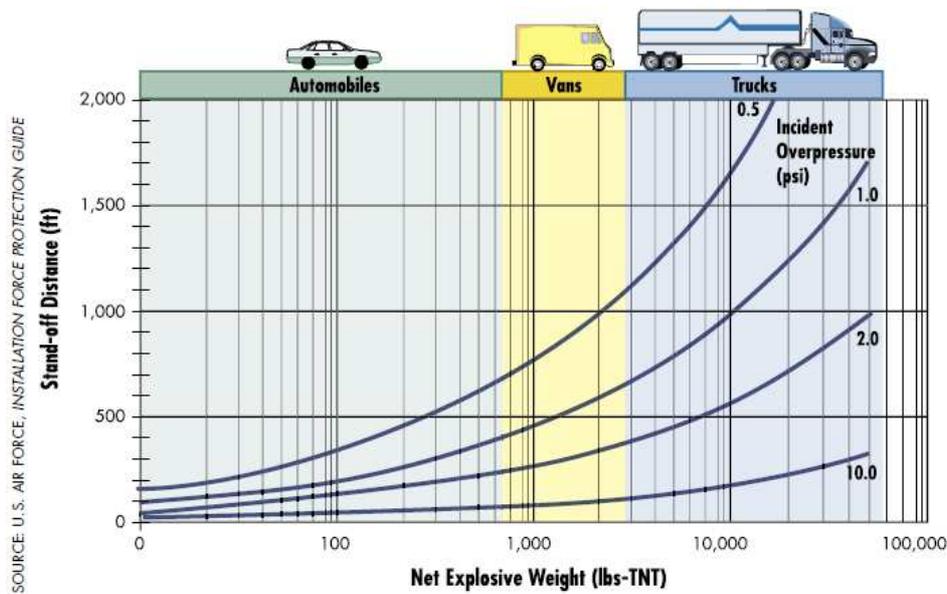


Fig. 2.2. Presión incidente (en libras/pulgada<sup>2</sup>) según la distancia entre detonación y estructura y la masa de explosivo en TNT. Recuérdese que 1psi=6,895kN/m<sup>2</sup>. Fuente: Referencia [7].

Es importante destacar la corta duración del evento de explosión, cuya fase positiva se suele medir en decenas de milisegundos. Es por esto que la masa de la estructura tiene un fuerte poder de mitigación de la respuesta, puesto que toma un cierto tiempo que dicha masa se movilice. En el momento en que la masa se ha movilizad, la carga se ha desvanecido, con lo que se mitiga la respuesta. Este comportamiento difiere del existente en caso de terremoto, donde las fuerzas impartidas (con duraciones de segundos) se pueden dar en el mismo periodo de tiempo en que la masa del edificio responde, causando efectos de resonancia que agravan los daños.

## 2.2. Materiales explosivos.

Los materiales explosivos se pueden clasificar según sean sólidos, líquidos o gases. Los sólidos son explosivos potentes, aunque también ciertos productos químicos inflamables como la gasolina y otros combustibles son potencialmente explosivos. Los métodos de fabricación, almacenamiento y manejo pueden alterar los efectos explosivos del material.

Los explosivos sólidos potentes han sido ampliamente estudiados, y las presiones, impulsos, duraciones y otros efectos de la explosión son conocidos. En otros casos, como para el resto de explosivos sólidos, y para líquidos y gases, existe una gran diferencia en cuanto a los efectos de la explosión debido a que ésta suele ser incompleta, de modo que sólo una porción de masa, el llamado **peso de carga efectiva**, reacciona en el proceso de detonación. El resto de la masa suele ser consumida por deflagración (combustión con llama a baja velocidad de propagación), causando incendios o daños por elevadas temperaturas.

## 2.3. Tipos de cargas de presión según ubicación de la explosión respecto a la estructura.

Al analizar una estructura ante un evento de explosión, es importante identificar el caso más desfavorable en cuanto a la localización de la detonación. Las cargas de presión debidas a explosión sobre estructuras se pueden dividir en función del grado de confinamiento de la carga explosiva (fig. 2.3):

### 2.3.1. Explosiones no confinadas.

#### 2.3.1.1. Explosión en el aire, alejada de la superficie del terreno.

Explosión producida por encima de la estructura (a una altura aprox. mayor a 3 veces la altura del edificio), de modo que la onda incidente inicial no sufre amplificación antes de llegar a la estructura (fig. 2.4).

#### 2.3.1.2. Explosión en el aire, a una altura del terreno de entre 2 o 3 veces la altura del edificio.

Se trata de explosiones por encima del nivel del suelo y a una distancia del edificio de modo que la onda incidente inicial colisiona con la superficie del terreno antes de llegar a la estructura. La interacción entre la onda inicial y la reflejada por el terreno hace que se forme una onda amplificada llamada **frente de Mach**, que a efectos prácticos puede considerarse una onda plana a lo largo de su altura (presión constante con la altura para un instante de tiempo concreto). La formación de este frente facilita el diseño de estructuras, ya que se puede considerar que las estructuras están situadas suficientemente lejos del origen de la explosión como para que la altura del frente de Mach sobrepase la altura del edificio, de modo que sea posible considerar la carga de explosión como una presión uniformemente distribuida con la altura sobre la estructura, aunque variable con el tiempo (fig. 2.5).

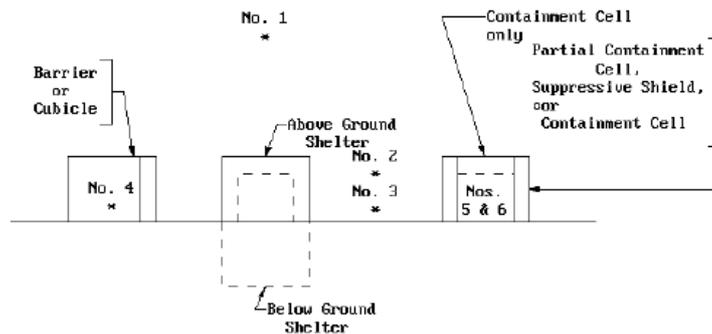
#### 2.3.1.3. Explosión cerca de la superficie del terreno.

Una carga explosiva situada cerca del nivel del suelo (a altura menor a 2 veces la altura del edificio) o a nivel de suelo se considera una explosión en superficie. En este caso la onda incidente inicial se refleja en la superficie del terreno, produciendo una onda reflejada que se fusiona con la onda incidente en el punto donde se ha producido la detonación. De este modo, se forma una única onda amplificada de tipo semiesférica (fig. 2.6).

En el presente estudio, nos centraremos en éste tipo de explosiones, debido a que para una distancia horizontal dada entre explosión y estructura y para una misma masa de explosivo, **los parámetros que definen la carga de presión debida a una explosión cerca de la superficie del terreno son más desfavorables para la estructura que en el caso de una explosión a mayor altura.**

### 2.3.2. Explosiones confinadas.

Cuando una explosión se produce en el interior de una estructura, las presiones de la onda incidente inicial serán muy elevadas, y además se produce reflexión dentro de la propia estructura. Asimismo, y dependiendo del grado de confinamiento de la explosión, las altas temperaturas y la acumulación de gases en el interior de la estructura producidos por la propia explosión pueden ejercer presiones adicionales e incrementar la duración de dicha carga.



BLAST LOADING CATEGORIES			
CHARGE CONFINEMENT	CATEGORY	PRESSURE LOADS	PROTECTIVE STRUCTURE
Unconfined Explosions	1. Free Air Burst	a. Unreflected	Shelter
	2. Air Burst	b. Reflected	
	3. Surface Burst	b. Reflected	
Confined Explosions	4. Fully Vented	c. Internal Shock d. Leakage	Cubicle
	5. Partially Confined	c. Internal Shock e. Internal Gas d. Leakage	Partial Containment Cell or Suppressive Shield
	6. Fully Confined	c. Internal Shock e. Internal Gas	Full Containment Cell

Fig. 2.3. Categorías de explosiones, efecto en cuanto a presiones y tipo de estructura de protección. Fuente: Referencia [5].

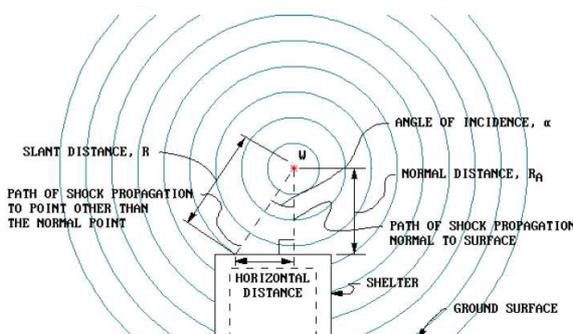


Figure 2-11 Air Burst Blast Environment

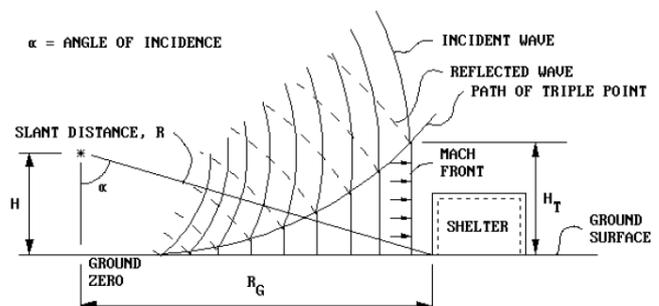


Fig 2.4. y Fig. 2.5. Esquemas de explosiones en el aire a una altura considerable (izq.) y a menor altura (der.). Fuente: Referencia [5].

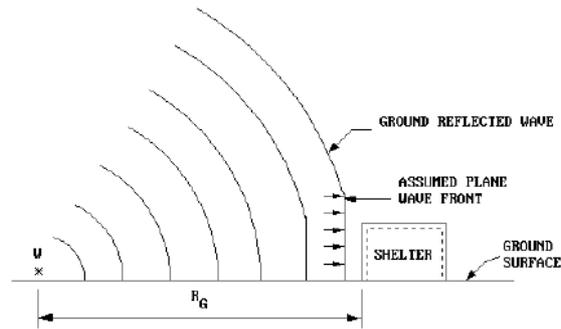


Fig 2.6. Esquema de explosión a nivel de suelo. Fuente: Referencia [5].

## 2.4. TNT equivalente.

Los efectos explosivos de una carga de TNT (trinitrotolueno) al desnudo que produzca una **onda esférica** han sido bien estudiados. Las presiones, impulsos, duraciones y otros efectos de la explosión son conocidos y se pueden obtener a través de gráficos conociendo el peso de TNT ( $W$ ) y la distancia ( $R$ ) entre la explosión y el punto de la estructura en cuestión. Los datos derivados pueden extenderse a otros materiales explosivos relacionando la energía explosiva del peso de carga efectiva de dichos materiales con un peso equivalente de TNT.

En la práctica, y para el caso de explosiones no confinadas, este peso equivalente de TNT, suponiendo ambos explosivos con una geometría parecida, puede obtenerse como:

$$W_E = \frac{H_{EXP}^d}{H_{TNT}^d} \cdot W_{EXP}$$

donde:

$W_E$  = Peso de carga efectiva.

$W_{EXP}$  = Peso del explosivo en cuestión.

$H_{TNT}^d$  = Calor de detonación del TNT.

$H_{EXP}^d$  = Calor de detonación del explosivo en cuestión.

Por otro lado, los efectos explosivos de una carga de TNT que produzca una **onda semiesférica** también han sido estudiados (fig 2.8 y 2.9). Sin embargo, no se aplica directamente la expresión anterior para hallar el peso de carga efectiva y utilizar los gráficos obtenidos para la carga de TNT. Existen otros gráficos de los que podemos obtener  $P_{so}$  y  $i_s$  para distintos tipos de explosivos detonados en superficie, a partir del peso real de explosivo (mayorado por un factor 1,2) y la distancia entre explosión y punto de interés en la estructura (ver como ejemplo los gráficos de la fig. 2.7 para el caso de la nitrocelulosa). A partir del  $P_{so}$  obtenido podemos entonces entrar en los diagramas de las fig. 2.8 y 2.9 y obtener el resto de características que nos permiten establecer las cargas sobre la estructura, incluido el peso de carga efectiva del explosivo en cuestión.

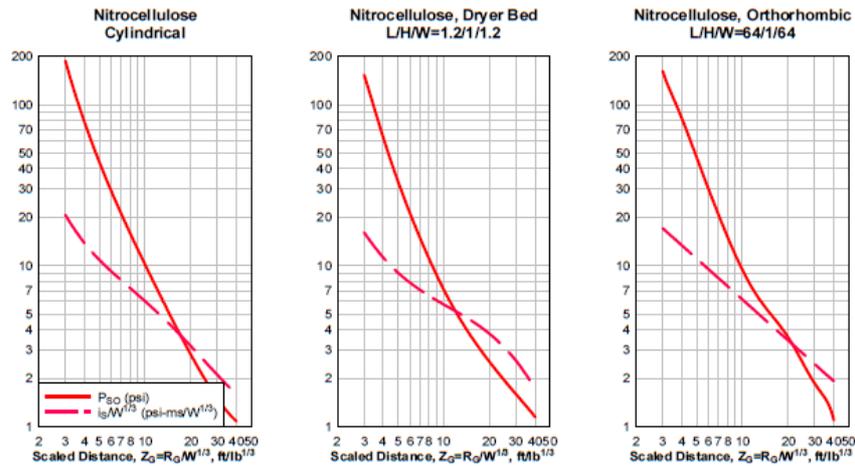


Fig. 2.7. Gráfico para obtener presión pico e impulso para nitrocelulosa detonada a nivel de superficie del terreno (onda de presiones semiesférica). Fuente: Referencia [5].

## 2.5. Cargas sobre estructuras debidas a explosión exterior.

### 2.5.1. Aspectos generales.

El presente estudio se centra en **explosiones externas** producidas **a nivel de la superficie del terreno**, sobre edificios de forma rectangular situados sobre el nivel del suelo, y sometidos a ondas de presión planas. Como ya se apuntaba en apartados anteriores, nos centraremos en éste tipo de explosiones debido a que para una distancia horizontal dada entre explosión y estructura y para una misma masa de explosivo, los parámetros que definen la carga de presiones debida a una explosión cerca de la superficie del terreno son más desfavorables para la estructura que en el caso de una explosión a mayor altura.

Las cargas sobre una estructura asociadas a una onda expansiva plana dependen tanto de la presión pico como del impulso de las presiones incidente y dinámica actuando en un espacio abierto exterior. Las presiones dinámicas son aquellas formadas por los movimientos de partículas de aire producidos por el paso del frente de onda, y crean el mismo efecto de arrastre sobre los objetos que realizan las fuerzas de viento.

Las fuerzas impartidas sobre una estructura sobre el nivel del suelo pueden dividirse, en general, en cuatro componentes distintas:

1. Fuerzas resultantes de la presión incidente.
2. Fuerzas asociadas a las presiones dinámicas.
3. Fuerzas resultantes de la reflexión de la presión incidente al encontrarse con una superficie.
4. Presiones asociadas con la fase negativa de la onda expansiva.

Cada una de estas componentes es más o menos significativa dependiendo de la geometría y tamaño de la estructura, su orientación relativa al frente de ondas, y del propósito de diseño que persiga la obtención de la carga de explosión (es decir, se desprecia la fase negativa de presiones si

el objetivo del estudio es calcular el desplazamiento máximo de una estructura, y no su desplazamiento con el tiempo).

La interacción de la onda incidente con una estructura es un fenómeno complejo. Por simplicidad, se asumen una serie de hipótesis para el cálculo de la evolución de la presión con el tiempo sobre la estructura:

3. La estructura es, en general, de forma rectangular.
4. La presión incidente no supera los 200 psi (1.380 kN/m<sup>2</sup>).
5. La estructura esta suficientemente alejada de la explosión como para estar sometida a una onda plana (se encuentra bajo la influencia del frente de ondas Mach, que se extiende por encima de la altura de la estructura).

A continuación se desarrolla el modo de obtener las cargas debidas a explosión para el diseño de una estructura sometida a una explosión preestablecida, a no ser que otros criterios se especifiquen en proyecto.

### 2.5.2. Características de las ondas en campo abierto.

Las presiones pico e impulsos de la onda expansiva en campo abierto son conocidos para distintos materiales explosivos. En concreto, para una carga de TNT semiesférica, las presiones, impulsos, duraciones y otros efectos de la explosión se extraen de las fig. 2.8 y 2.9, en base a la distancia reducida  $Z = R/\sqrt[3]{W}$ , donde R es la distancia entre la explosión y el punto de la estructura a analizar y W es el peso de explosivo. Obsérvese que la presión incidente pico  $P_{so}$  es siempre inferior a la presión reflejada normal  $P_r$  para una misma distancia R.

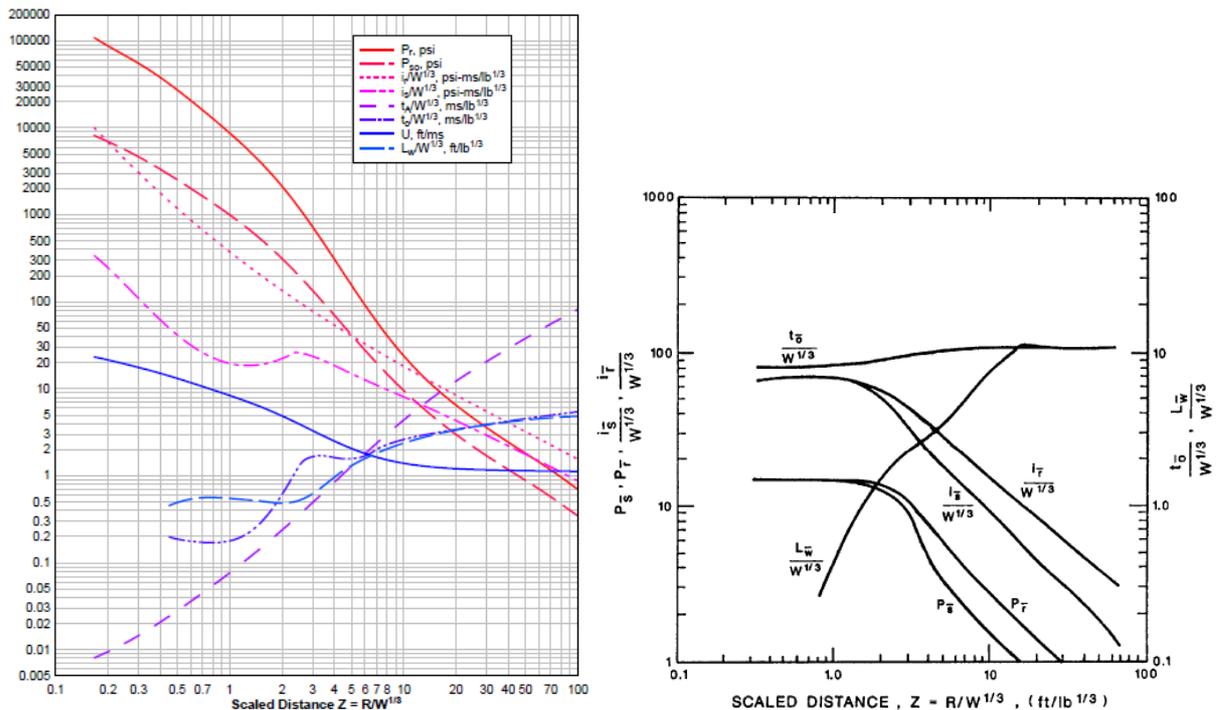


Fig. 2.8. y 2.9. Gráficos para obtener los parámetros que definen las fases positiva (izq.) y negativa (der.) de la onda de presiones para explosión a nivel de suelo. Fuente: Referencia [5].

En campo abierto, las presiones dinámicas dependen esencialmente de la densidad del aire y de la velocidad de las partículas. La fig. 2.10 muestra el valor de la presión dinámica pico  $q_0$ , la velocidad de las partículas  $u$  y la densidad del aire tras el frente de onda en función de la presión pico incidente  $P_{so}$ .

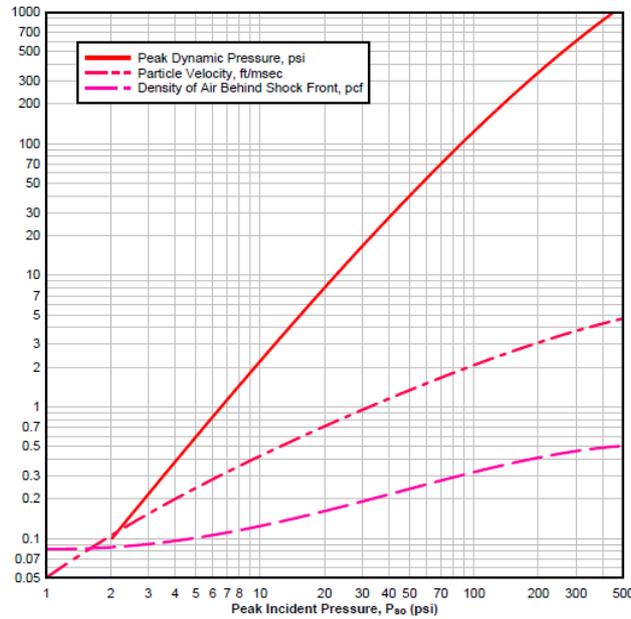


Fig. 2.10. Gráfico para obtener la presión dinámica pico  $q_0$  (en rojo) en función de la presión pico incidente  $P_{so}$ . Fuente: Referencia [5].

En diseño, es necesario establecer la evolución en el tiempo tanto de la presión dinámica como de la presión incidente. La forma de la onda incidente (fig. 2.11) se caracteriza por un brusco aumento de la presión hasta un valor pico, seguido de una caída hasta la presión atmosférica (fase de presión positiva) y posteriormente la presión cae por debajo de la atmosférica (fase de presión negativa).

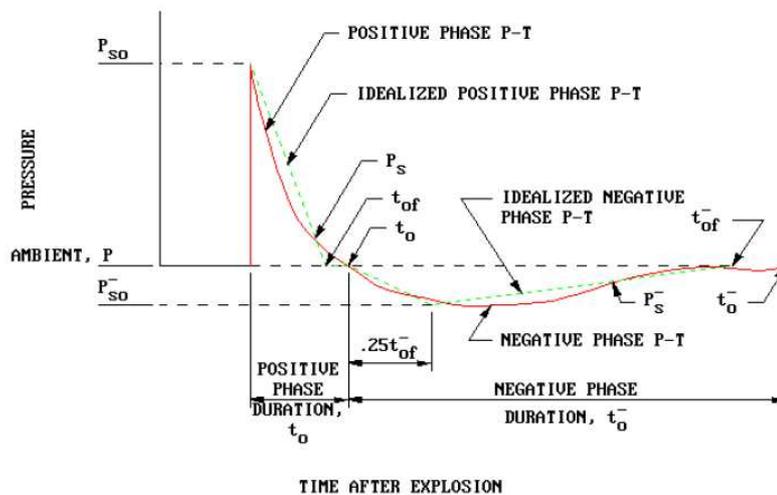


Fig. 2.11. Evolución real (rojo) e idealizada (verde) de la presión con el tiempo. Fuente: Ref. [5].

En la práctica, la caída de la presión incidente hasta la presión atmosférica se aproxima a un pulso triangular equivalente, reemplazando su duración real por una duración ficticia en función del impulso total de la fase de presión positiva y del valor de la presión pico ( $P_{so}$ ):

$$t_{of} = \frac{2 \cdot i}{p}$$

La aproximación a pulso triangular es aplicable tanto a las presiones incidentes como reflejadas, empleando en este último caso la presión pico y el valor del impulso correspondiente a la onda reflejada. Por su parte, la duración ficticia de la presión dinámica se asume igual a la de la presión incidente.

Para la obtención de la curva equivalente de presión-tiempo en la fase negativa se asume que el tiempo de variación desde la presión atmosférica a la presión pico negativa es de 0,25 veces la duración ficticia  $t_{of}^-$  del pulso triangular equivalente en fase negativa:

$$t_{of}^- = \frac{2 \cdot i^-}{p^-}$$

donde  $i^-$  y  $p^-$  son el impulso total y la presión pico del pulso negativo de presiones, tanto de las ondas incidentes como reflejadas. Por su parte, los efectos de la presión dinámica en la fase de presiones negativas suelen despreciarse.

Al resultar la duración ficticia de la fase positiva menor a la duración real de la misma, se produce un salto de tiempo entre esta duración ficticia y la aparición de la fase negativa. Si nos interesara obtener el movimiento de la estructura con el tiempo, deberíamos tener en cuenta la fase negativa de presiones en el análisis estructural. Sin embargo, en general interesa calcular el desplazamiento máximo, y este se da durante los primeros instantes de tiempo, de modo que la fase negativa puede despreciarse a este efecto.

### **2.5.3. Estructuras rectangulares sobre el nivel del suelo y sin aperturas.**

#### **2.5.3.1. Carga sobre fachada frontal.**

##### **2.5.3.1.1. Pared frontal paralela al frente de ondas.**

Para una estructura de forma rectangular y sobre el nivel del terreno en el **rango de bajas presiones**, se observa en la fig. 2.12 la variación de la presión con el tiempo en la fachada enfrentada frontalmente a la detonación, siendo ésta perpendicular a la dirección de propagación del frente de ondas (reflexión normal), o lo que es lo mismo, paralela al frente de ondas:

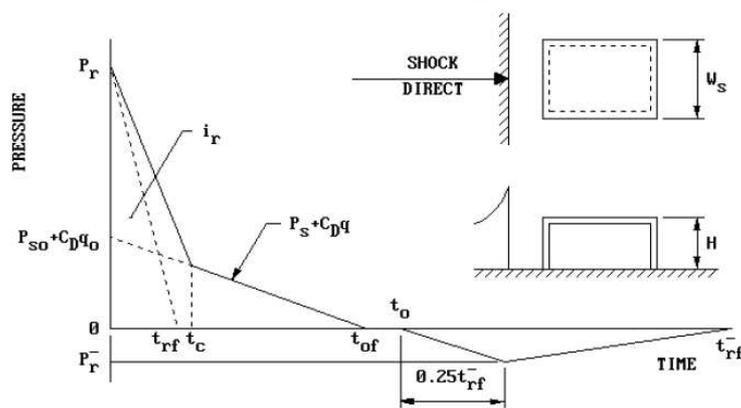


Fig. 2.12. Evolución de la carga de presiones en el tiempo sobre pared frontal en edificio rectangular. Caso reflexión normal. Fuente: Ref. [5].

Al golpear el frente incidente la pared frontal, la presión aumenta bruscamente desde cero a hasta la presión normal reflejada  $P_r$ , que se obtiene de la fig. 2.8 en función de la presión incidente.

El tiempo de despeje  $t_c$ , necesario para mitigar la presión reflejada se obtiene como:

$$t_c = \frac{4 \cdot S}{(1 + R) \cdot C_r}$$

donde:

$S$  = Distancia de despeje, igual a la menor de entre  $H$  o  $W/2$ .

$H$  = Altura de la estructura.

$W$  = Anchura de la estructura.

$R$  = Ratio  $S/G$  donde  $G$  es igual al mayor de los valores de  $H$  o  $W/2$ .

$C_r$  = Velocidad del sonido en la región de reflexión (fig. 2.13).

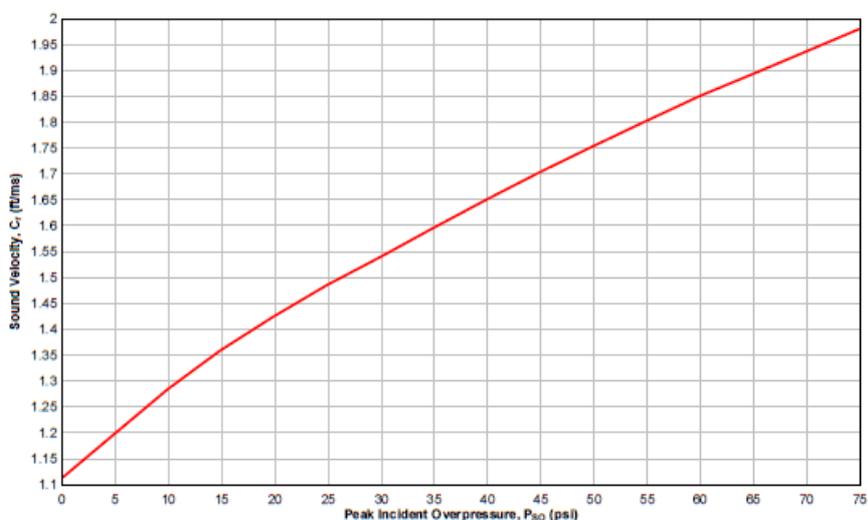


Fig. 2.13. Velocidad del sonido en región de reflexión de las ondas de presión en función de la presión incidente pico. Fuente: Ref. [5].

La presión que actúa sobre la pared frontal después del instante  $t_c$  es la suma algebraica de la presión incidente  $P_s$  y de la presión de arrastre  $C_D \cdot q$ :

$$P = P_s + C_D \cdot q$$

Para el nivel de presiones tratadas aquí, se considera adecuado un coeficiente de arrastre  $C_D=1$  para la pared frontal.

Para **rangos de presiones mayores**, la curva presión-tiempo construida del modo anterior debe ser comparada trazando una segunda curva (líneas punteadas en fig. 2.12), utilizando el impulso total  $i_r$  para la onda reflejada normal (calculado a partir de  $P_{so}$  con la fig. 2.8). La duración ficticia  $t_{rf}$  para la onda reflejada se calcula como:

$$t_{rf} = \frac{2 \cdot i_r}{P_r}$$

De las dos curvas mostradas en la fig. 2.12, la de menor impulso (menor área bajo la curva) es la que debe ser utilizada como carga sobre la fachada.

La presión pico negativa reflejada  $P_r^-$  y el impulso reflejado  $i_r^-$  se extraen de la fig. 2.9, y corresponden a la presión incidente pico  $P_{so}$  actuando en la pared frontal (obtenida de fig. 2.8). El tiempo entre que se pasa de presión atmosférica a  $P_r^-$  es  $0,25 \cdot t_{rf}^-$ , y  $t_{rf}^-$  se obtiene como:

$$t_{rf}^- = \frac{2 \cdot i_r^-}{P_r^-}$$

#### 2.5.3.1.2. Pared frontal formando un ángulo oblicuo con el frente de ondas.

Si el frente de ondas se aproxima a la estructura formando un ángulo de incidencia oblicuo  $\alpha$  entre el frente de ondas y la pared frontal (fig. 2.14), la presión pico  $P_{r\alpha}$  es función de la presión incidente y del ángulo  $\alpha$ , y se obtiene a partir del coeficiente de presión reflejada  $C_{r\alpha}$  y de  $P_{so}$  según fig. 2.15. Véase que los coeficientes  $C_{r\alpha}$  son significativamente mayores cerca de la explosión (para  $P_{so}$  elevadas), y a su vez,  $P_{r\alpha}$  es máxima si  $\alpha=0$  y mínima si  $\alpha=90^\circ$ .

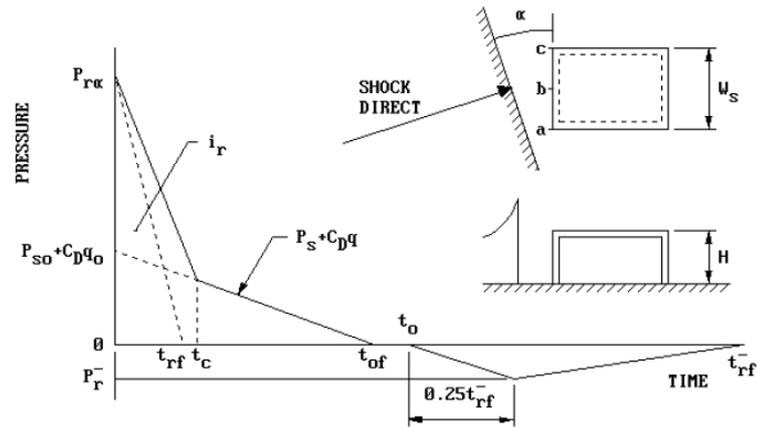


Fig. 2.14. Evolución de la carga de presiones en el tiempo sobre pared frontal en edificio rectangular. Caso reflexión oblicua. Fuente: Ref. [5].

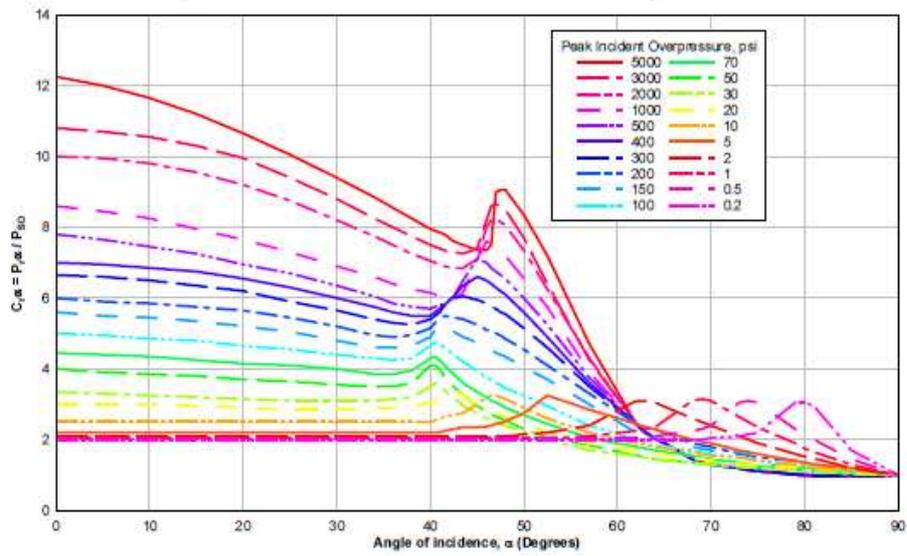


Fig. 2.15. Coeficiente de presión reflejada  $C_{r\alpha}$  en función de la presión incidente pico  $P_{so}$  y del ángulo de incidencia  $\alpha$ . Fuente: Ref. [5].

En este caso:

$$t_{rf} = \frac{2 \cdot i_{r\alpha}}{P_{r\alpha}}$$

donde el impulso reflejado  $i_{r\alpha}$  se obtiene de las fig. 2.16(a) y 2.16(b) en función de  $\alpha$  y  $P_{so}$ .

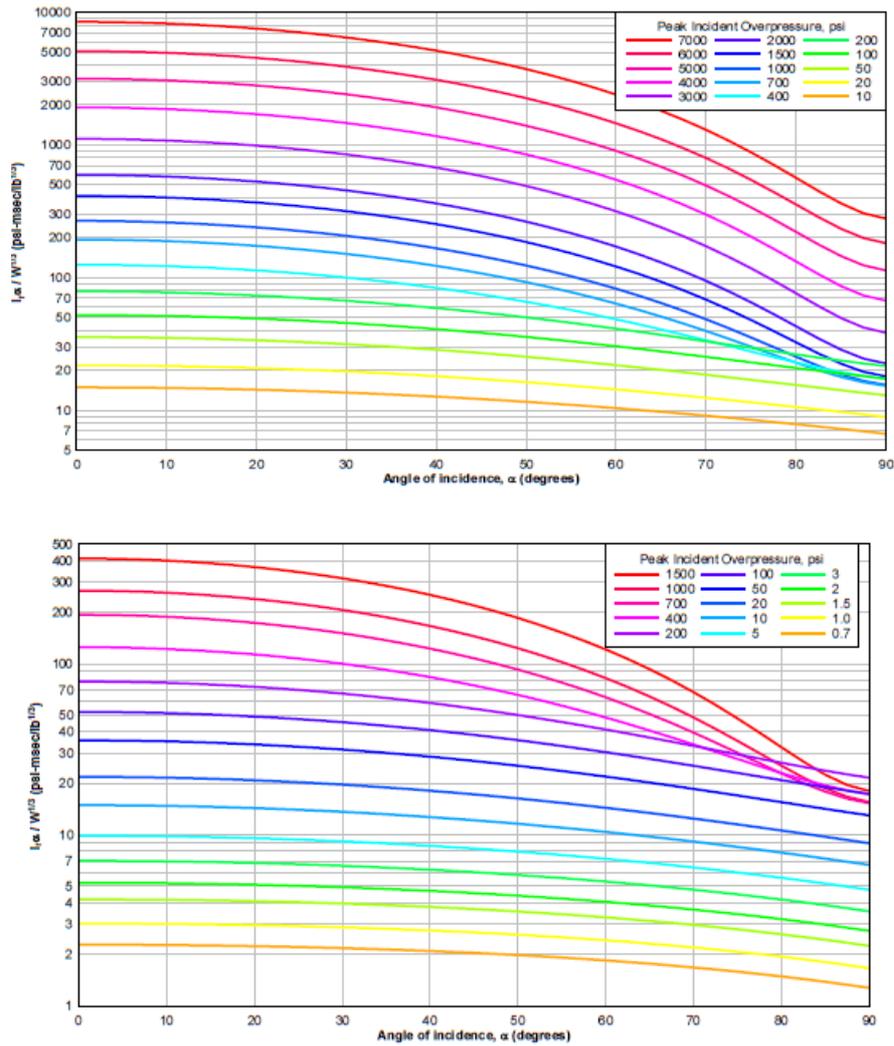


Fig. 2.16(a) y 2.16(b). Impulso reflejado  $i_{r\alpha}$  en función del ángulo de incidencia  $\alpha$  y de la presión incidente pico  $P_{so}$ . Fuente: Ref. [5].

### 2.5.3.2. Carga sobre cubierta y fachadas laterales.

Cuando el frente de ondas atraviesa la estructura, una cierta presión se imparte sobre cubierta y paredes laterales igual a la presión incidente en un tiempo dado para cualquier punto, reducida por una presión negativa de arrastre.

Por simplicidad, se considera una presión equivalente uniformemente distribuida variable en el tiempo (fig. 2.17). Esta aumenta linealmente desde un tiempo  $t_f$ , cuando la onda de presión alcanza el extremo frontal del elemento (punto f), y sigue aumentando durante un tiempo  $t_d$  hasta alcanzarse el valor de la presión pico uniforme equivalente  $P_R$ . Decece entonces hasta la presión atmosférica en el instante en que la carga en el extremo trasero del elemento (punto b) es nula.

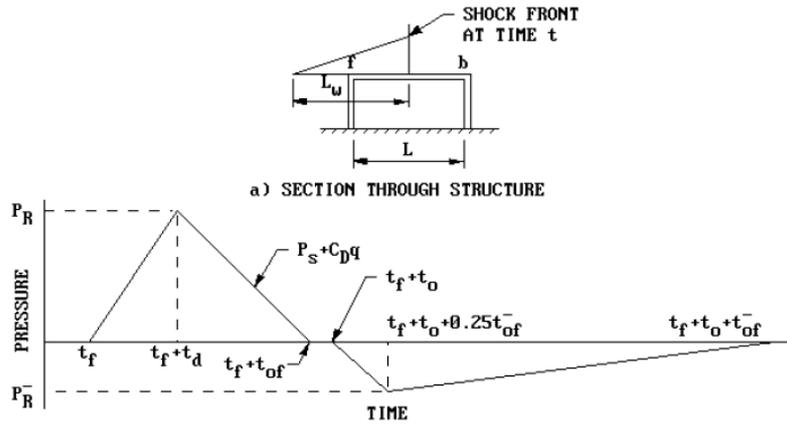


Fig. 2.17. Evolución en el tiempo de la carga de presiones sobre cubierta. Fuente: Ref. [5].

Para simplificar cálculos, la presión uniforme equivalente se expresa en función de los parámetros de la onda correspondientes al punto f. El valor pico de la presión actuante sobre la cubierta,  $P_R$ , es la suma de la contribución de la presión equivalente uniforme más la presión de arrastre:

$$P_R = C_E \cdot P_{sof} + C_D \cdot q_{of}$$

donde  $P_{sof}$  es la presión incidente en el punto f y  $q_{of}$  es la presión dinámica correspondiente a  $C_E \cdot P_{sof}$ .

El factor de carga equivalente  $C_E$ , el tiempo de crecimiento de la presión  $t_d$  y la duración  $t_{of}$  de la presión equivalente uniforme se obtienen de las fig. 2.18, 2.19 y 2.20, respectivamente, en función del cociente de la longitud de onda entre la luz:  $L_{wf}/L$ .

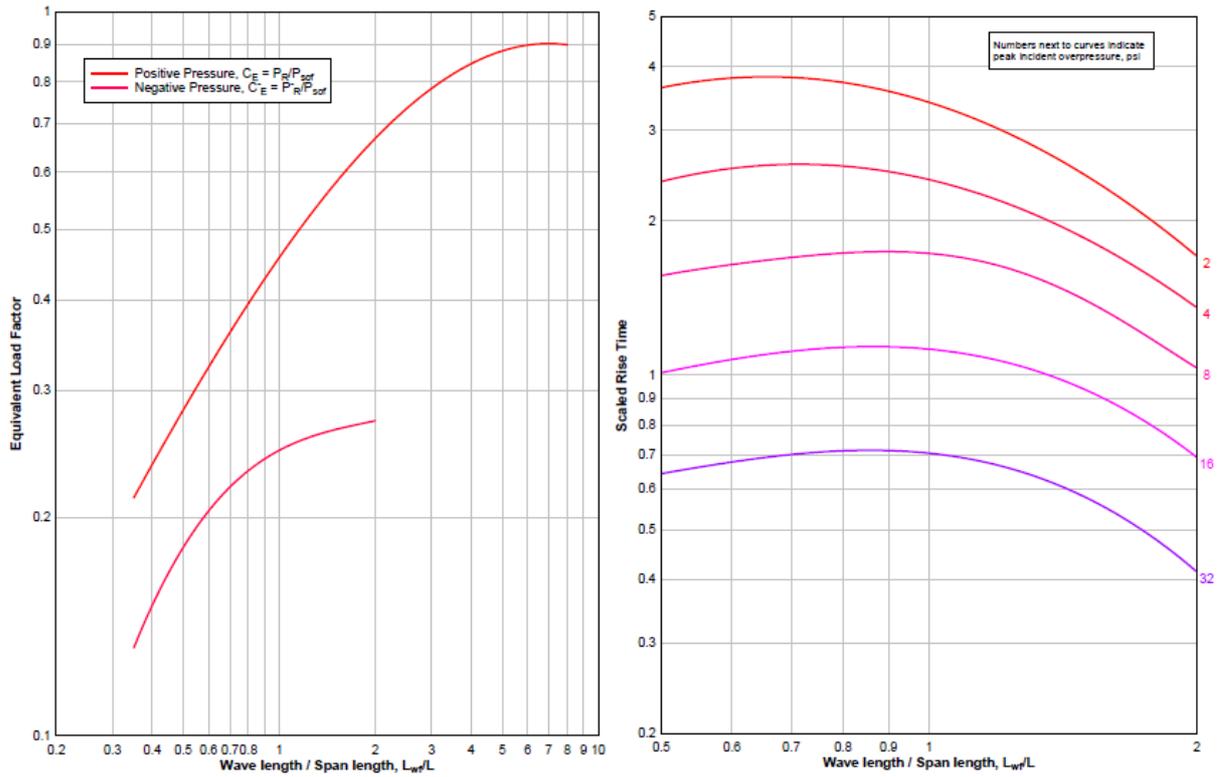


Fig. 2.18 y 2.19. Factor de carga equivalente  $C_E$  (izq.) y tiempo de crecimiento de la presión  $t_d/W^{1/3}$  (der.) en función de presión incidente y del cociente longitud de onda/luz. Fuente: Ref. [5].

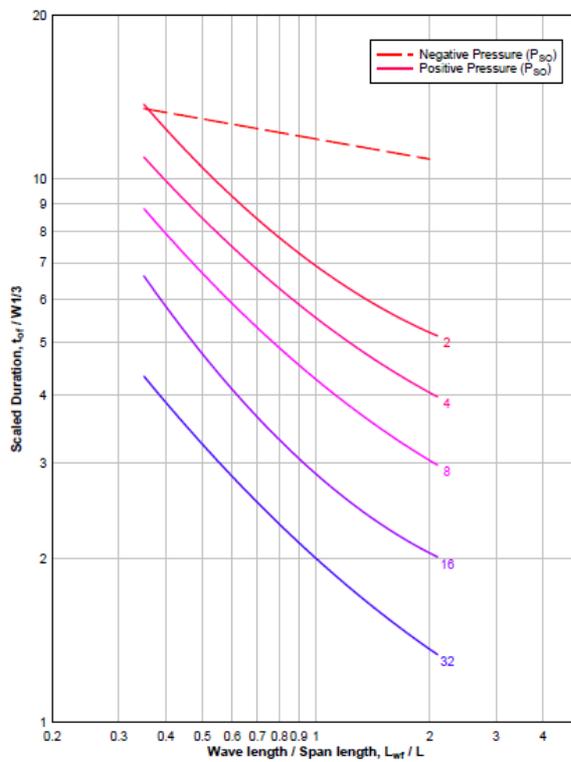


Fig. 2.20. Duración  $t_{of}$  de la presión equivalente uniforme en función de la presión incidente y del cociente longitud de onda/luz. Fuente: Ref. [5].

El coeficiente de arrastre  $C_D$  para cubierta y fachadas laterales es función de la presión dinámica pico y los valores recomendados se encuentran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1. Coeficiente de arrastre  $C_D$  para cubiertas y fachadas laterales.

Peak dynamic pressure	Drag coefficient
0-25 psi	-0.40
25-50 psi	-0.30
50-130 psi	-0.20

Fuente: Ref. [5].

En lo referente a la fase negativa de presiones, el factor de carga equivalente  $C_E^-$  para el pico de presiones uniformes equivalentes negativas se obtiene también de la fig. 2.18 en función de  $L_{wf}/L$ . El valor de la presión negativa en cubierta  $P_R^-$  es igual a  $C_E^- \cdot P_{sof}$  (donde  $C_E^- < 0$ ). La duración de la fase negativa  $t_{of}^-$  se obtiene de la fig. 2.20 en función de  $L_{wf}/L$ , y no en función de  $P_{so}$ , a diferencia de  $t_{of}$ . El tiempo desde que la presión es la atmosférica hasta  $P_R^-$  se toma como  $0,25 \cdot t_{of}^-$ .

En el caso de que una pared frontal esté posicionada formando un ángulo oblicuo con el frente de onda, entonces la carga actuante en esta fachada se calcula del modo descrito para paredes frontales en el apartado anterior.

### 2.5.3.3. Carga sobre fachada trasera

Al pasar el frente de ondas por encima de los bordes traseros de cubierta y fachadas laterales, se crean unas ondas secundarias que se propagan sobre la fachada trasera. Estas ondas secundarias se ven reforzadas en borde de cubierta por reflexión sobre la superficie del terreno en la base de la fachada trasera. Por su parte, el refuerzo de las ondas secundarias creadas a partir de las fachadas laterales es debido a su colisión y/o a su interacción con las ondas secundarias provenientes de la cubierta.

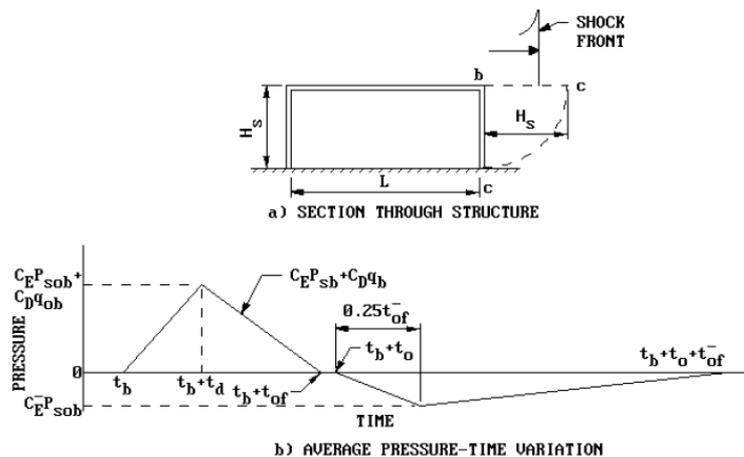


Fig. 2.21. Evolución de la presión en el tiempo sobre fachada trasera. Fuente: Ref. [5].

Para determinar las cargas sobre la pared trasera se supone una presión uniforme equivalente sobre la misma de valor igual a las presiones de arrastre sumadas a las presiones incidentes (fig. 2.21). La presión pico se calcula a partir de  $P_{so}$  en el punto b. Los factores de carga uniforme equivalente  $C_E$  y  $C_E^-$  se obtienen en el punto b a partir de la fig. 2.18 con  $L_{wb} / H_s$  y  $P_{sob}$ . A su vez,  $t_d$  y  $t_{of}^\pm$  se obtienen de las fig. 2.19 y 2.20. La presión dinámica de arrastre  $q_{ob}$  corresponde a aquella asociada a  $C_E \cdot P_{sob}$ , y los coeficientes de arrastre  $C_D$  recomendados son los de la tabla 2.1. Si la pared trasera forma un ángulo oblicuo con el frente de ondas, la presión pico incidente en el punto b será calculada a mitad del ancho  $W$ .

#### 2.5.4. Caso práctico. Cálculo de cargas de diseño sobre la estructura de una nave industrial.

Sea una nave industrial constituida por una serie de pórticos típicos de acero a base de perfiles laminados, de una sola planta y de  $H=4\text{m}=13,1\text{ft}$  de altura, de  $L=8\text{m}=26,2\text{ft}$  de luz y con una longitud de la nave de  $W_s=12\text{m}=39,4\text{ft}$ . Se desea obtener las cargas debidas a una explosión sobre la fachada frontal, cubierta, fachadas laterales y trasera. La separación entre pórticos se fija en  $S_p=4\text{m}$ . Se supone que el edificio se encuentra a suficiente distancia de la explosión como para estar sometido a una onda de presiones plana. Supondremos también que la fachada frontal se sitúa perpendicular a la dirección de propagación de las ondas ( $\alpha = 0^\circ$ ).

##### 2.5.4.1. Fachada frontal.

Según el libro “*Naves industriales con acero*”, en muchos casos de diseño se considera una sobrepresión máxima de  $100\text{ kN/m}^2$  en fachada frontal con una duración aproximada de 30 ms (criterio utilizado por REPSOL). Imponiendo  $P_r = 100\text{ kN/m}^2 = 14,5\text{ psi}$  en la fachada frontal, obtenemos de la fig. 2.8 que la distancia reducida es  $Z = R/W^{1/3} = 12,5\text{ ft/lb}^{1/3}$ . De lo anterior podemos obtener varias combinaciones de pesos de explosivo y distancia a la pared frontal de la estructura. Tomando  $R=60\text{m}=196,9\text{ft}$ , se obtiene  $W=3.900\text{lb}=1.800\text{ kg}$  (peso de carga equivalente de TNT). Al estar este peso mayorado por 1,2, el peso real son 1.500 kg de TNT equivalente.

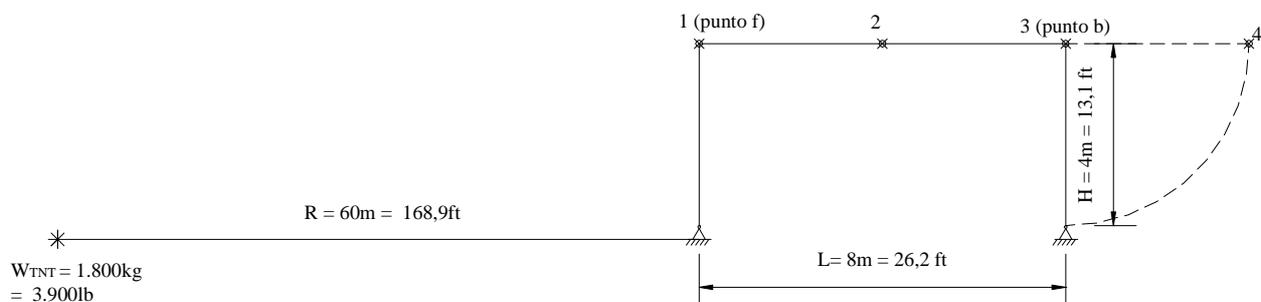


Fig. 2.22. Pórtico sometido a una explosión de peso  $W$  de TNT a una distancia  $R$ .

De la fig. 2.8 se extraen los valores de  $P_{so}$ ,  $i_r$ ,  $i_s$ ,  $U$ ,  $L_w$ ,  $t_0$  y  $t_A$  para la pared frontal (a la distancia en que se encuentra el punto 1 o f):

$$P_{so} = 6 \text{ psi} = 41,4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{i_r}{W^{1/3}} = 14,5 \text{ psi} \cdot \text{ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow i_r = 14,5 \cdot (3900)^{1/3} = 228,2 \text{ ms} \cdot \text{psi} = 1.578,4 \text{ ms} \cdot \text{kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{i_s}{W^{1/3}} = 7 \text{ psi} \cdot \text{ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow i_s = 7 \cdot (3900)^{1/3} = 110,2 \text{ ms} \cdot \text{psi} = 759,8 \text{ ms} \cdot \text{kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{L_w}{W^{1/3}} = 2,8 \text{ ft} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow L_w = 2,8 \cdot (3900)^{1/3} = 44,1 \text{ ft} = 13,4 \text{ m}$$

$$\frac{t_0}{W^{1/3}} = 2,9 \text{ ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow t_0 = 2,9 \cdot (3900)^{1/3} = 45,6 \text{ ms}$$

El tiempo de despeje  $t_c$ , necesario para mitigar la presión reflejada se obtiene como:

$$t_c = \frac{4 \cdot S}{(1+R) \cdot C_r} = \frac{4 \cdot 13,1 \text{ ft}}{\left(1 + \frac{13,1 \text{ ft}}{39,4 \text{ ft} / 2}\right) \cdot 1,2 \text{ ft} / \text{ms}} \cong 25 \text{ ms}$$

La duración ficticia de la fase positiva de presiones se obtiene como:

$$t_{of} = \frac{2 \cdot i_s}{P_{so}} = \frac{2 \cdot 110}{6} \cong 35 \text{ ms}$$

La presión que actúa sobre la pared frontal después del instante  $t_c$  es la suma algebraica de la presión incidente  $P_{so}$  y de la presión de arrastre  $C_D \cdot q_0$ . La presión dinámica pico  $q_0$  se obtiene a partir del valor de  $P_{so}$  mediante la fig. 2.10. Para el nivel de presiones tratadas aquí, se considera adecuado un coeficiente de arrastre  $C_D=1$  para la pared frontal:

$$P = P_{so} + C_D \cdot q_0 = 6 \text{ psi} + 1 \cdot 0,8 \text{ psi} = 6,8 \text{ psi} = 46,9 \text{ kN} / \text{m}^2$$

La curva presión-tiempo construida del modo anterior debe ser comparada trazando una segunda curva triangular, utilizando el impulso total  $i_r$  para la onda reflejada normal (obtenido a partir de  $P_{so}$  con la fig. 2.8). La duración ficticia  $t_{rf}$  para la onda reflejada se calcula como:

$$t_{rf} = \frac{2 \cdot i_r}{P_r} = \frac{2 \cdot 228,2 \text{ ms} \cdot \text{psi}}{14,5 \text{ psi}} = 31,5 \text{ ms}$$

De las dos curvas mostradas en la fig. 2.12, la de menor impulso (menor área bajo la curva) es la que debe ser utilizada como fase positiva de la carga sobre la fachada. En este caso, la curva resultante se muestra en color rojo.

La presión pico negativa reflejada  $P_r^-$  y el impulso reflejado  $i_r^-$  se extraen de la fig. 2.9:

$$P_r^- = 2 \text{ psi} = 13,8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{i_r^-}{W^{1/3}} = 12 \text{ psi} \cdot \text{ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow i_r^- = 12 \cdot (3900)^{1/3} = 188,9 \text{ ms} \cdot \text{psi} = 1.302,5 \text{ ms} \cdot \text{kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{i_s^-}{W^{1/3}} = 7 \text{ psi} \cdot \text{ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow i_s^- = 7 \cdot (3900)^{1/3} = 110,2 \text{ ms} \cdot \text{psi} = 759,8 \text{ ms} \cdot \text{kN} / \text{m}^2$$

El tiempo entre que se pasa de presión atmosférica a  $P_r^-$  es  $0,25 \cdot t_{rf}^-$ , y  $t_{rf}^-$  se obtiene como:

$$t_{rf}^- = \frac{2 \cdot i_r^-}{P_r^-} = \frac{2 \cdot 188,9 \text{ ms} \cdot \text{psi}}{2 \text{ psi}} = 188,9 \text{ ms}$$

Finalmente, se obtiene la evolución de la presión uniforme (en  $\text{kN}/\text{m}^2$ ) en función del tiempo en el pilar frontal:

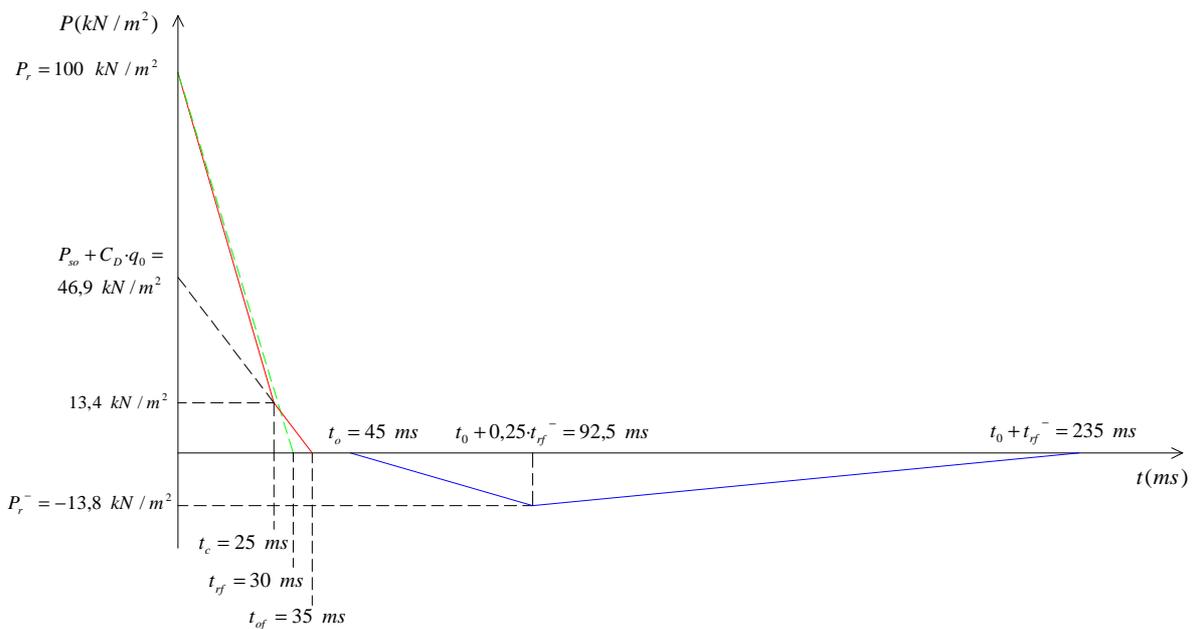


Fig. 2.23. Evolución en el tiempo de la presión (en  $\text{kN}/\text{m}^2$ ) sobre fachada frontal.

Y conociendo la separación entre pórticos en la nave, en este caso  $S_p = 4 \text{ m}$ , se obtiene la fuerza uniformemente repartida en el pilar frontal (en  $\text{kN}/\text{m}$ ) en función del tiempo:

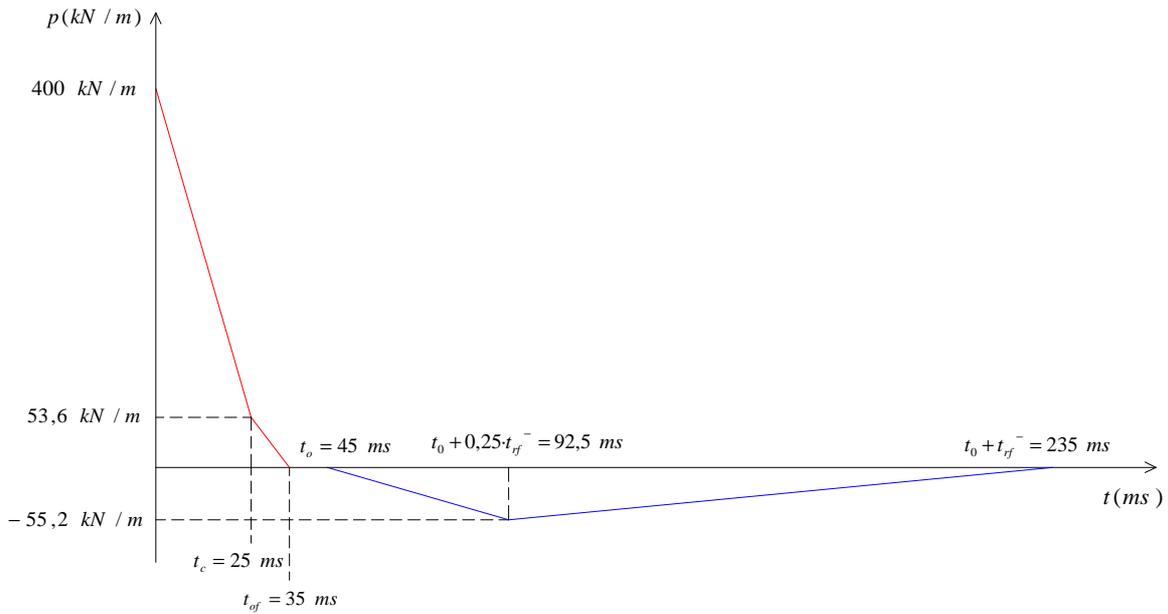


Fig. 2.24. Evolución en el tiempo de la carga debida a presión sobre pilar frontal en  $\text{kN/m}$ .

#### 2.5.4.2. Cubierta.

Para simplificar cálculos, se considera una presión equivalente uniformemente distribuida variable en el tiempo (fig. 2.17), que se expresa en función de los parámetros de la onda correspondientes al extremo frontal del elemento (punto 1 o f).

A partir de la fig. 2.8, en el apartado anterior se ha obtenido la presión incidente en el punto f,  $P_{sof} = 6 \text{ psi} = 41,4 \text{ kN/m}^2$ , y la longitud de onda  $L_{wf} = 44,1 \text{ ft} = 13,4 \text{ m}$ . En este caso,  $L = 8 \text{ m} = 26,2 \text{ ft}$ , y por tanto:

$$L_{wf} / L = 1,7$$

El factor de carga equivalente  $C_E$ , el tiempo de crecimiento de la presión  $t_d$  y la duración  $t_{of}$  de la presión equivalente uniforme se obtienen de las fig. 2.18, 2.19 y 2.20, respectivamente, en función de  $L_{wf}/L$ :

$$C_E = 0,62$$

$$\frac{t_d}{W^{1/3}} = 1,6 \text{ ms/lb}^{1/3} \rightarrow t_d = 1,6 \cdot (3900)^{1/3} = 25 \text{ ms}$$

$$\frac{t_{of}}{W^{1/3}} = 4,1 \text{ ms/lb}^{1/3} \rightarrow t_{of} = 4,1 \cdot (3900)^{1/3} = 65 \text{ ms}$$

El coeficiente de arrastre  $C_D$  para cubierta se obtiene en función de  $q_{of}$ , que es la presión dinámica correspondiente a  $C_E \cdot P_{sof}$ :

$$C_E \cdot P_{sof} = 0,62 \cdot 6 = 3,72 \text{ psi} = 25,6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{of} = 0,35 \text{ psi} = 2,4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$C_D = -0,4; \text{ ya que } 0 < q_{of} < 25 \text{ psi}.$$

$P_R$  es la suma de la contribución de la presión equivalente uniforme más la presión de arrastre:

$$P_R = C_E \cdot P_{sof} + C_D \cdot q_{of} = 0,62 \cdot 6 + (-0,4) \cdot 0,35 = 3,58 \text{ psi} \cong 25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

En lo referente a la fase negativa de presiones, el factor de carga equivalente  $C_E^-$  para el pico de presiones uniformes equivalentes negativas se obtiene también de la fig. 2.18 en función de  $L_{wf}/L$ :

$$C_E^- = 0,27$$

El valor de la presión negativa en cubierta  $P_R^-$  es:

$$P_R^- = C_E^- \cdot P_{sof} = 0,27 \cdot 6 = 1,62 \text{ psi} \cong 11,2 \text{ kN} / \text{m}^2$$

La duración de la fase negativa  $t_{of}^-$  se obtiene de la fig. 2.20 en función de  $L_{wf}/L$ :

$$\frac{t_{of}^-}{W^{1/3}} = 12 \text{ ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow t_{of}^- = 12 \cdot (3900)^{1/3} = 190 \text{ ms}$$

Finalmente, se obtiene la evolución de la presión uniforme (en  $\text{kN}/\text{m}^2$ ) en función del tiempo sobre la cubierta:

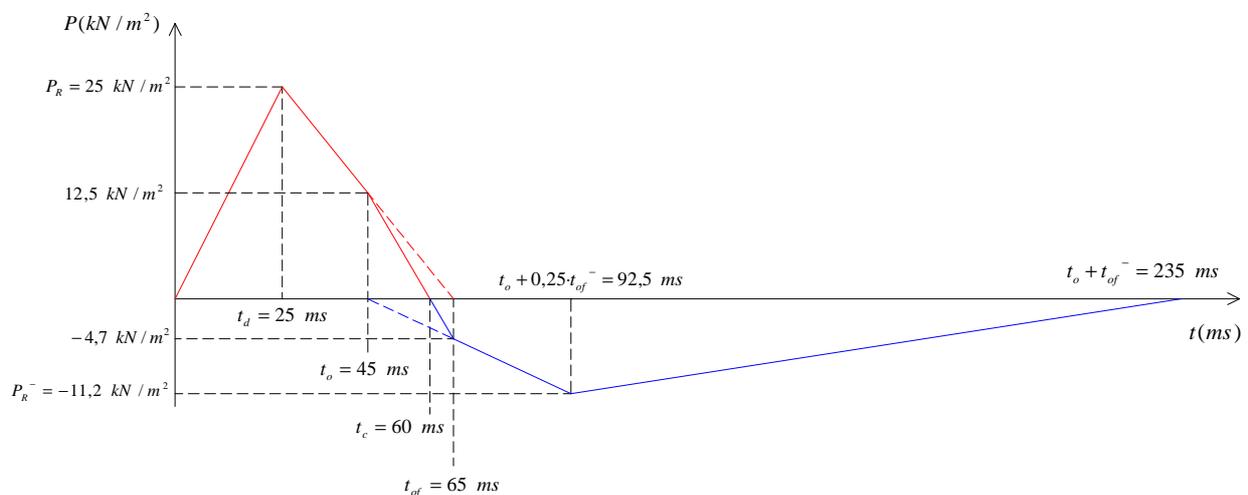


Fig. 2.25. Evolución en el tiempo de la presión (en  $\text{kN}/\text{m}^2$ ) sobre cubierta.

Y conociendo la separación entre pórticos de la nave,  $S_p = 4m$ , se obtiene la fuerza uniformemente repartida en el dintel del pórtico tipo (en kN/m) en función del tiempo:

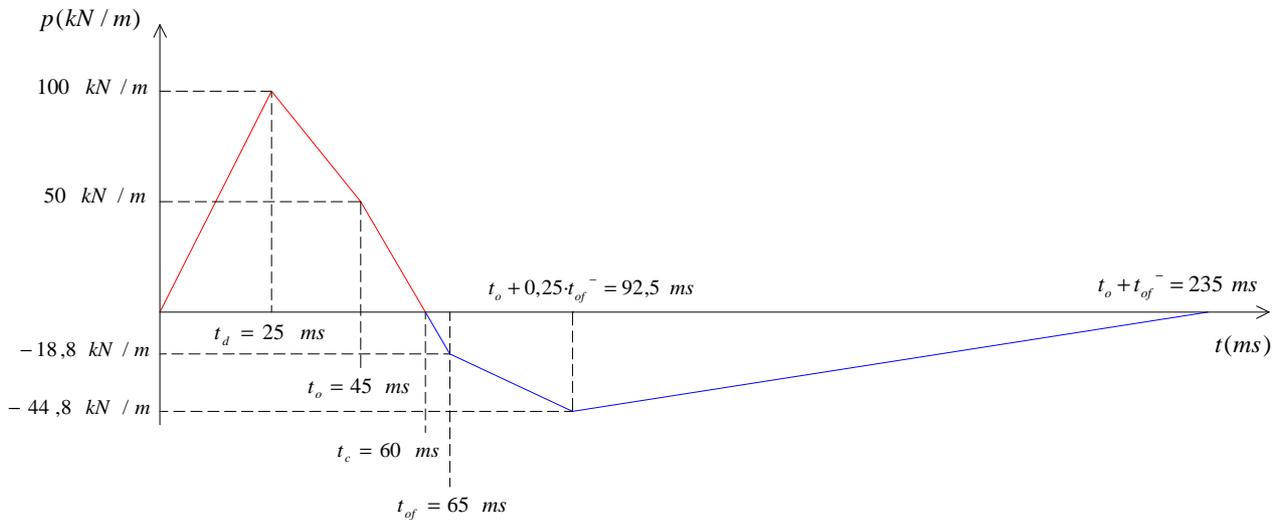


Fig. 2.26. Evolución en el tiempo de la carga debida a presión sobre dintel en kN/m.

### 2.5.4.3. Fachadas laterales.

Se calcula la carga en la mitad trasera de la fachada lateral (del punto 2 al 3). A partir de la fig. 2.8, se obtiene la presión incidente en el punto 2,  $P_{so2} = 5 \text{ psi} = 34,5 \text{ kN/m}^2$ , así como la longitud de onda  $L_{w2} = 47,2 \text{ ft} = 14,4 \text{ m}$ . En este caso, L es la distancia entre los puntos 2 y 3,  $L = 4 \text{ m} = 13,1 \text{ ft}$ , y se obtiene  $L_{w2} / L = 3,6$ .

$$\frac{t_{o2}}{W^{1/3}} = 3 \text{ ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow t_{o2} = 3 \cdot (3900)^{1/3} = 47 \text{ ms}$$

El factor de carga equivalente  $C_E$ , el tiempo de crecimiento de la presión  $t_d$  y la duración  $t_{of}$  de la presión equivalente uniforme se obtienen de las fig. 2.18, 2.19 y 2.20, respectivamente:

$$C_E = 0,82$$

$$\frac{t_d}{W^{1/3}} = 0,65 \text{ ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow t_d = 0,65 \cdot (3900)^{1/3} = 10 \text{ ms}$$

$$\frac{t_{of}}{W^{1/3}} = 3,2 \text{ ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow t_{of} = 3,2 \cdot (3900)^{1/3} = 50 \text{ ms} \cong t_{o2}$$

El coeficiente de arrastre  $C_D$  para fachadas laterales se obtiene en función de  $q_{o2}$ , que es la presión dinámica correspondiente a  $C_E \cdot P_{so2}$ :

$$C_E \cdot P_{so2} = 0,82 \cdot 6 = 3,72 \text{ psi} = 25,6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{o2} = 0,4 \text{ psi} = 2,8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$C_D = -0,4; \text{ ya que } 0 < q_{o2} < 25 \text{ psi}.$$

$P_R$  es la suma de la contribución de la presión equivalente uniforme más la presión de arrastre:

$$P_R = C_E \cdot P_{so2} + C_D \cdot q_{o2} = 0,82 \cdot 5 + (-0,4) \cdot 0,6 = 3,9 \text{ psi} \cong 27 \text{ kN} / \text{m}^2$$

En lo referente a la fase negativa de presiones, el factor de carga equivalente  $C_E^-$  para el pico de presiones negativas se obtiene de la fig. 2.18:

$$C_E^- = 0,28$$

El valor de la presión negativa en cubierta  $P_R^-$  es:

$$P_R^- = C_E^- \cdot P_{so2} = 0,28 \cdot 5 = 1,4 \text{ psi} \cong 9,7 \text{ kN} / \text{m}^2$$

La duración de la fase negativa  $t_{of}^-$  se obtiene de la fig. 2.20:

$$\frac{t_{of}^-}{W^{1/3}} = 10 \text{ ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow t_{of}^- = 10 \cdot (3900)^{1/3} \cong 160 \text{ ms}$$

Finalmente, se obtiene la evolución de la presión uniforme (en  $\text{kN}/\text{m}^2$ ) en función del tiempo sobre las fachadas laterales:

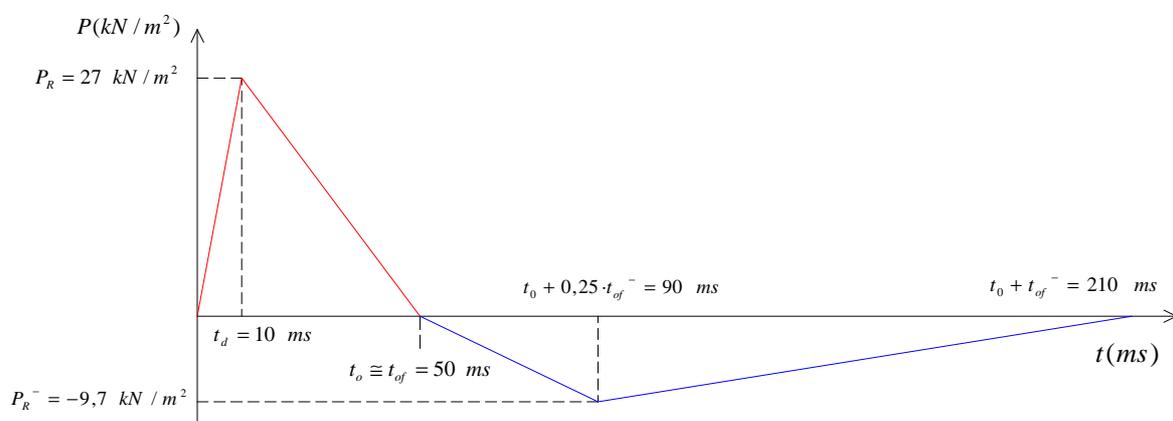


Fig. 2.27. Evolución en el tiempo de la presión (en  $\text{kN}/\text{m}^2$ ) sobre fachadas laterales.

#### 2.5.4.4. Fachada trasera.

El cálculo se lleva a cabo imaginando que la fachada trasera se encuentra rotada en una posición horizontal, y se aplica el método entre los puntos 3 (o punto b) y 4:

Se calcula la carga en la mitad trasera de la fachada lateral (del punto 2 al 3). A partir de la fig. 2.8, se obtiene  $P_{sob} = 4 \text{ psi} = 27,6 \text{ kN} / \text{m}^2$ , así como la longitud de onda  $L_{wb} = 48,8 \text{ ft} = 14,9 \text{ m}$ . En este caso, L es la distancia entre los puntos 3 y 4,  $L = H = 4 \text{ m} = 13,1 \text{ ft}$ , y se obtiene  $L_{wb} / L = 3,7$ .

$$\frac{t_{ob}}{W^{1/3}} = 3,1 \text{ ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow t_{ob} = 3,1 \cdot (3900)^{1/3} = 49 \text{ ms}$$

El factor de carga equivalente  $C_E$ , el tiempo de crecimiento de la presión  $t_d$  y la duración  $t_{of}$  de la presión equivalente uniforme se obtienen de las fig. 2.18, 2.19 y 2.20, respectivamente:

$$C_E = 0,83$$

$$\frac{t_d}{W^{1/3}} = 0,64 \text{ ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow t_d = 0,64 \cdot (3900)^{1/3} = 10 \text{ ms}$$

$$\frac{t_{of}}{W^{1/3}} = 3,1 \text{ ms} / \text{lb}^{1/3} \rightarrow t_{of} = 3,1 \cdot (3900)^{1/3} = 50 \text{ ms} \cong t_{ob}$$

El coeficiente de arrastre  $C_D$  para fachadas laterales se obtiene en función de  $q_{o2}$ , que es la presión dinámica correspondiente a  $C_E \cdot P_{sob}$ :

$$C_E \cdot P_{sob} = 0,83 \cdot 4 = 3,3 \text{ psi} = 22,7 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{ob} = 0,3 \text{ psi} = 2,1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$C_D = -0,4; \text{ ya que } 0 < q_{ob} < 25 \text{ psi} .$$

$P_R$  es la suma de la contribución de la presión equivalente uniforme más la presión de arrastre:

$$P_R = C_E \cdot P_{sob} + C_D \cdot q_{ob} = 0,83 \cdot 4 + (-0,4) \cdot 0,3 = 3,2 \text{ psi} \cong 22 \text{ kN} / \text{m}^2$$

En lo referente a la fase negativa de presiones, el factor de carga equivalente  $C_E^-$  para el pico de presiones negativas se obtiene de la fig. 2.18:

$$C_E^- = 0,28$$

El valor de la presión negativa en cubierta  $P_R^-$  es:

$$P_R^- = C_E^- \cdot P_{sob} = 0,28 \cdot 4 = 1,1 \text{ psi} \cong 7,6 \text{ kN/m}^2$$

La duración de la fase negativa  $t_{of}^-$  se obtiene de la fig. 2.20:

$$\frac{t_{of}^-}{W^{1/3}} = 9,9 \text{ ms/lb}^{1/3} \rightarrow t_{of}^- = 9,9 \cdot (3900)^{1/3} \cong 155 \text{ ms}$$

Finalmente, se obtiene la evolución de la presión uniforme (en  $\text{kN/m}^2$ ) en función del tiempo sobre la fachada trasera:

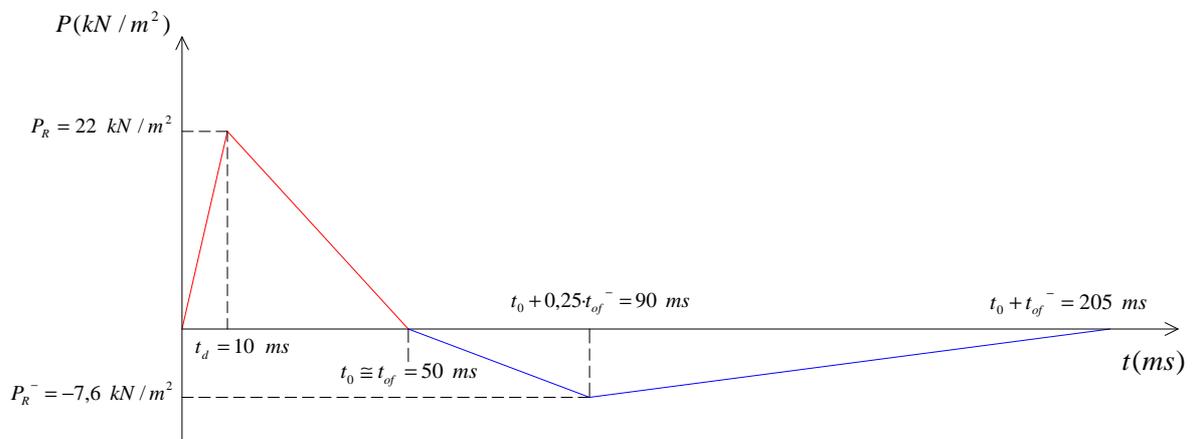


Fig. 2.28. Evolución en el tiempo de la presión (en  $\text{kN/m}^2$ ) sobre fachada trasera.

Y al ser  $S_p = 4 \text{ m}$  la separación entre pórticos, se obtiene la fuerza uniformemente (en  $\text{kN/m}$ ) en función del tiempo:

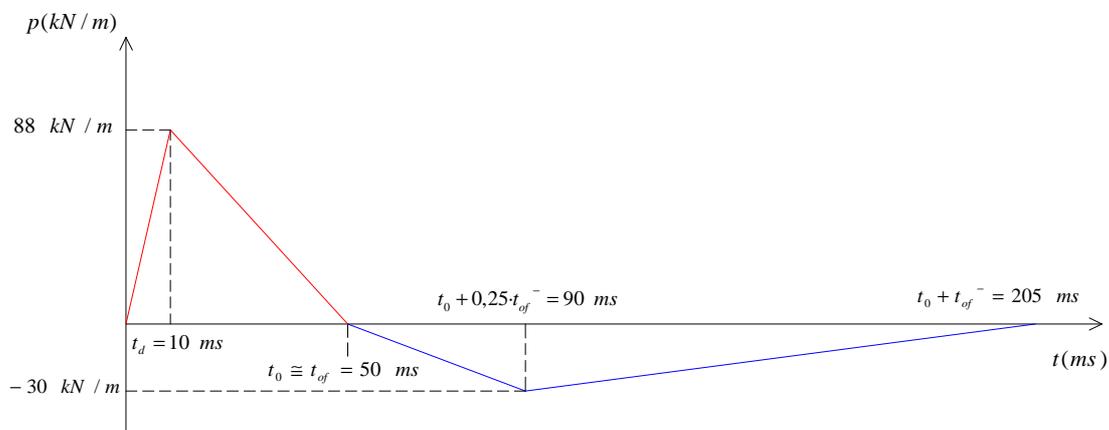


Fig. 2.29. Evolución en el tiempo de la carga debida a presión sobre pilar trasero en  $\text{kN/m}$ .

### **3. ESTADO DEL ARTE DE LA PROTECCIÓN PASIVA EN DISEÑO ANTI-EXPLOSIONES.**

#### **3.1. Tolerancia humana ante explosión.**

##### **3.1.1. Tolerancia ante presiones.**

La gravedad y el tipo de heridas causadas por una explosión suelen estar relacionadas con el nivel de daño en la estructura. La tolerancia humana a la presión es relativamente elevada, aunque los daños causados dependen de la orientación de la persona respecto a la explosión (sentado, de pie, de lado, etc.) y de la forma de la curva presión-tiempo (velocidad de aumento de la presión, valor pico y duración de la carga, etc.).

La tolerancia a la presión para cargas de corta duración es significativamente mayor que para cargas de larga duración. Asimismo, el daño por presión también depende de la masa de la persona (fig. 3.1).

Los tejidos pulmonares son una parte crítica en el cuerpo humano en cuanto a daños por presión en una explosión. Muchas muertes se deben a la liberación de burbujas de aire desde los alvéolos hacia el sistema circulatorio. En cuanto a cargas con aumento rápido de la presión y de corta duración (3-5ms), según la tabla 3.1 el nivel de presiones umbral para daño pulmonar se sitúa en los 30-40 psi (200-280 KPa), mientras que existe daño pulmonar severo con un 50% de probabilidad a partir de 80 psi (550 KPa). Asimismo, el umbral de muerte por daño pulmonar se sitúa en los 100-120 psi (690-730 KPa). Sin embargo, para cargas de larga duración el nivel de presiones umbral para daño pulmonar se reduce a un tercio (10-15 psi o 100 KPa).

También existe una relación directa entre el porcentaje de roturas de tímpano y la presión máxima. Según la tabla 3.1 o fig. 3.2, el nivel de presiones umbral para rotura de tímpano se sitúa en los 5 psi (35 KPa), mientras que existe rotura con un 50% de probabilidad a partir de 15 psi (100 KPa). Asimismo, se puede dar una pérdida temporal de audición a presiones inferiores a las del umbral de rotura de tímpano.

Las presiones a las que nos estamos refiriendo son las máximas efectivas, esto es, la mayor de las siguientes: la presión incidente, la presión incidente más las presiones dinámicas, o la presión reflejada. Que sea máxima una u otra dependerá de la posición del individuo relativa a la explosión, de la reflexión por proximidad de superficies y de la ocurrencia de efectos de amplificación de la presión al pasar la onda por aberturas en un edificio (efecto jetting).

Además, los valores de presión mencionados suponen al individuo sujeto, de modo que no sea posible que pierda el equilibrio e impacte sobre una superficie rígida. Si no fuera sí, las presiones soportadas serían muy inferiores a las dadas anteriormente, y en este caso se recomienda considerar un nivel de presiones tolerable por las personas no mayor a 2,3 psi (16 KPa).

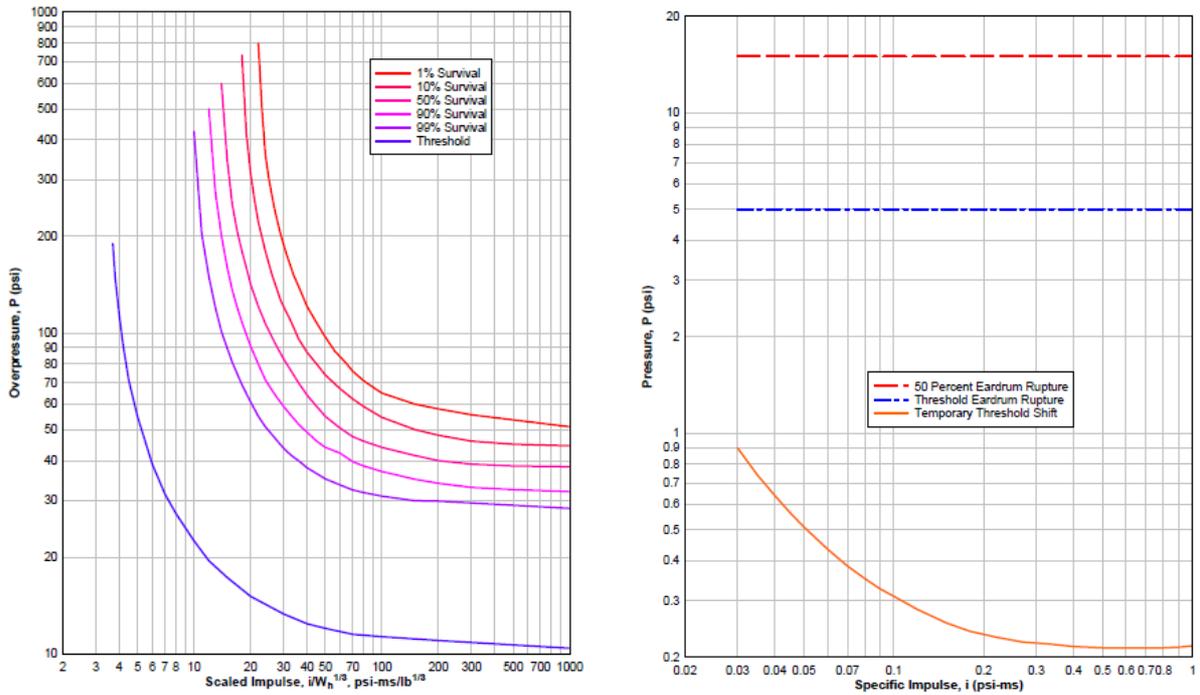


Fig. 3.1 y 3.2. Curvas de supervivencia para daño pulmonar, siendo  $Wh$  el peso de la persona (izq.) y daño en oídos frente a presiones de explosión (der.). Fuente: Ref. [5].

Tabla 3.1. Efectos sobre el cuerpo humano debidos a explosión de corta duración: rotura de tímpano, daño pulmonar y muerte.

Critical Organ or Event	Maximum Effective Pressure (psi)*
Eardrum Rupture	
Threshold	5
50 percent	15
Lung Damage	
Threshold	30-40
50 percent	80 and above
Lethality	
Threshold	100-120
50 percent	130-180
Near 100 percent	200-250

\* Maximum effective pressure is the highest of incident pressure, incident pressure plus dynamic pressure, or reflected pressure.

Fuente: Ref. [5].

### 3.1.2. Movimientos de la estructura.

En un evento de explosión, el cuerpo humano puede sufrir impactos causando su aceleración o deceleración. Si una persona no se encuentra sujeta de algún modo a la estructura, puede perder el equilibrio debido al movimiento horizontal de la misma, siendo lanzada contra otras personas,

equipos, paredes u otras superficies duras. Asimismo, el individuo también puede impactar contra el suelo debido a movimientos o rebotes de la estructura en dirección vertical.

Una posible velocidad de impacto segura contra una superficie rígida es 10 ft/sec (3 m/s). A 18 ft/sec (5,5 m/s) hay un 50% de probabilidades de fractura de cráneo, mientras que a 23 ft/sec (7 m/s) la probabilidad es del 100%. Sin embargo, impactos de cabeza o con esquinas o bordes resultan críticos aún a velocidades menores a 3 m/s.

Las aceleraciones horizontales tolerables, sin que las personas pierdan el equilibrio, son de hasta 0,5-g. Si la aceleración vertical de la estructura es mayor que 1-g, se puede dar movimiento vertical relativo entre persona y edificio, pudiendo sufrir la persona impactos.

Debido a una explosión un cuerpo puede sufrir también vibración debido a movimientos vibratorios de la estructura. La tolerancia aceptable ante vibración para personas sujetas a la estructura es de 2-g para menos de 10 Hz.

### 3.1.3. Fragmentos.

La tolerancia humana al impacto de fragmentos es muy baja. Sin embargo, las estructuras pueden dar cierto grado de protección. Los fragmentos se clasifican según sean:

- **Fragmentos primarios:** Son de pequeño tamaño, viajan a altas velocidades y normalmente están constituidos por el recubrimiento y/o partes de equipos situados inmediatamente adyacentes a la explosión.
- **Fragmentos secundarios:** Tienen mayor masa y menor velocidad. Se generan por la rotura de partes del edificio en el que se produce la explosión si existe (edificio donante), por equipos contenidos en la estructura donante y/o por partes de edificios aceptores de la explosión severamente dañados por la misma.

En cuanto a fragmentos primarios, como se observa en la tabla 3.2, si el ratio área entre peso del fragmento aumenta, la velocidad correspondiente al 50% de probabilidades de penetración en la piel aumenta. Es decir, a mayor área o menor peso, se requiere que el fragmento viaje a mayor velocidad para penetrar en la piel. Los fragmentos secundarios, al tener más masa, causan heridas más serias (normalmente traumatismos) a velocidades significativamente menores (tabla 3.3).

Tabla 3.2. Características del fragmento para penetrar en piel humana con un 50% de probabilidad.

Ratio of Fragment area/weight (ft <sup>2</sup> /lb)	Fragment Area Based on 0.033 lb. fragment weight (ft <sup>2</sup> )	Velocity (fps)	Threshold Energy (ft-lb)
0.03	0.00099	100	5
0.10	0.00330	165	14
0.20	0.00660	250	32
0.30	0.00990	335	58
0.40	0.01320	425	93

Fuente: Ref. [5].

Tabla 3.3. Umbral de serias lesiones a personas debido al impacto de fragmentos.

Critical Organ	Weight (lbs)	Fragment Velocity (fps)	Energy (ft-lb)
Thorax	>2.5	10	4
	0.1	80	10
	0.001	400	2.5
Abdomen and limbs	>6.0	10	9
	0.1	75	9
	0.001	550	5
Head	>8.0	10	12
	0.1	100	16
	0.001	450	3

Fuente: Ref. [5].

## 3.2. Tolerancia de equipos ante explosión.

### 3.2.1. Tolerancia ante presiones.

Los equipos que necesiten protección ante presiones debidas a explosión deberán instalarse en edificios con requisitos similares a los establecidos para la protección de personas. Si se limitan las presiones internas, considerando su posible amplificación al paso de la onda por las aberturas del edificio (efecto jetting), a unos niveles similares a los requeridos para la protección del personal, entonces los equipos quedan también protegidos ante presión en la mayoría de casos. Sin embargo, en algunos casos se pueden producir daños en el soporte de los equipos, dañando éstos a su vez. En general, los equipos se deberán colocar alejados de aberturas y apoyados de forma segura.

### 3.2.2. Movimientos de la estructura y choque.

La capacidad de un equipo de soportar choque o vibración se suele expresar en función del valor de la aceleración que el equipo puede tolerar permaneciendo operativo. Esta aceleración depende

tanto de la resistencia del equipo como de la naturaleza de la excitación al que esta sujeto. Un determinado equipo podría resistir un cierto pico de aceleración debido a una carga transitoria, pero podría fallar bajo una vibración con una amplitud de la misma aceleración pico.

Las tolerancias máximas de choque varían considerablemente dependiendo del equipo en cuestión. La mayor parte de equipos mecánicos o eléctricos comerciales soportan como mínimo aceleraciones de 3-g, mientras que equipos frágiles (como componentes electrónicos) pueden soportar aproximadamente 1,5-g. Dichos valores de tolerancia son valores seguros, por tanto en algunos casos las tolerancias reales son mayores (ver tabla 3.4).

*Tabla 3.4. Ejemplos de tolerancia de equipos ante aceleraciones.*

Equipment	Peak Accelerations
Fluorescent light fixtures (with lamps)	20 to 30g
Heavy machinery (motor, generators, transformers, etc. > 4,000 lbs.)	10 to 30g
Medium-weight machinery (pumps, condensers, AC equipment, 1,000 to 4,000 lbs.)	15 to 45g
Light machinery (small motors <1,000 lbs.)	30 to 70g

Fuente: *Ref. [5].*

### 3.2.3. Fragmentos.

La susceptibilidad de un equipo ante daño debido a impacto de fragmentos depende de la sensibilidad de sus componentes, de su cobertura si existe, y del tamaño y velocidad de los fragmentos al impactar.

Algunos equipos pesados (motores, generadores, etc.) pueden sufrir fallos de funcionamiento debido a cortes en conexiones eléctricas o mecánicas, pero rara vez quedan destruidos debido al impacto de fragmentos primarios (de pequeño tamaño aunque con elevadas velocidades). Sin embargo, los equipos pesados mencionados sí que pueden quedar inutilizables por el impacto de fragmentos secundarios (de mayor masa pero con velocidades menores). Los equipos frágiles, como los equipos electrónicos, quedan generalmente no operativos después de un impacto tanto de fragmentos primarios como secundarios.

Aunque los daños a equipos puedan ser elevados debido al impacto de fragmentos, el incremento de coste en sistemas de refuerzo y protección para la estructura no suele estar justificado a no ser que sea necesario para proteger también a las personas que se encuentren en el edificio o bien porque el coste de la pérdida de los equipos exceda el incremento del coste de construcción. Aún en éste último caso, se debería realizar un estudio probabilístico de la ocurrencia de este tipo de incidentes, antes de incurrir en un aumento del coste de construcción.

### 3.3. Distancia de seguridad.

Mantener una distancia de seguridad tan grande como se pueda entre el edificio a diseñar y una posible explosión es la medida de protección más efectiva y deseable, sin embargo no siempre es una medida factible. La distancia necesaria para un nivel de protección requerido varía en función del tipo de explosión y del tipo de construcción.

En la práctica, un camión bomba de grandes dimensiones puede contener más de 10.000 lb (4.540 kg) de carga de TNT equivalente. Por su parte, bombas colocadas en furgonetas o turismos pueden contener entre 4.000 y 500 lb (1.820 a 230 kg). Una carga adosada a una persona o en forma de maletín puede rondar las 50 lb (23kg) de carga de TNT equivalente, mientras que una bomba colocada en tuberías equivale en general a 5 lb (2,3kg).

La fig. 3.3 muestra los efectos que puede producir una bomba a partir del peso de TNT equivalente del material explosivo y la distancia entre detonación y zona a proteger. Esto permite conocer el nivel de daños y el nivel de protección alcanzado conociendo la situación y características del edificio.

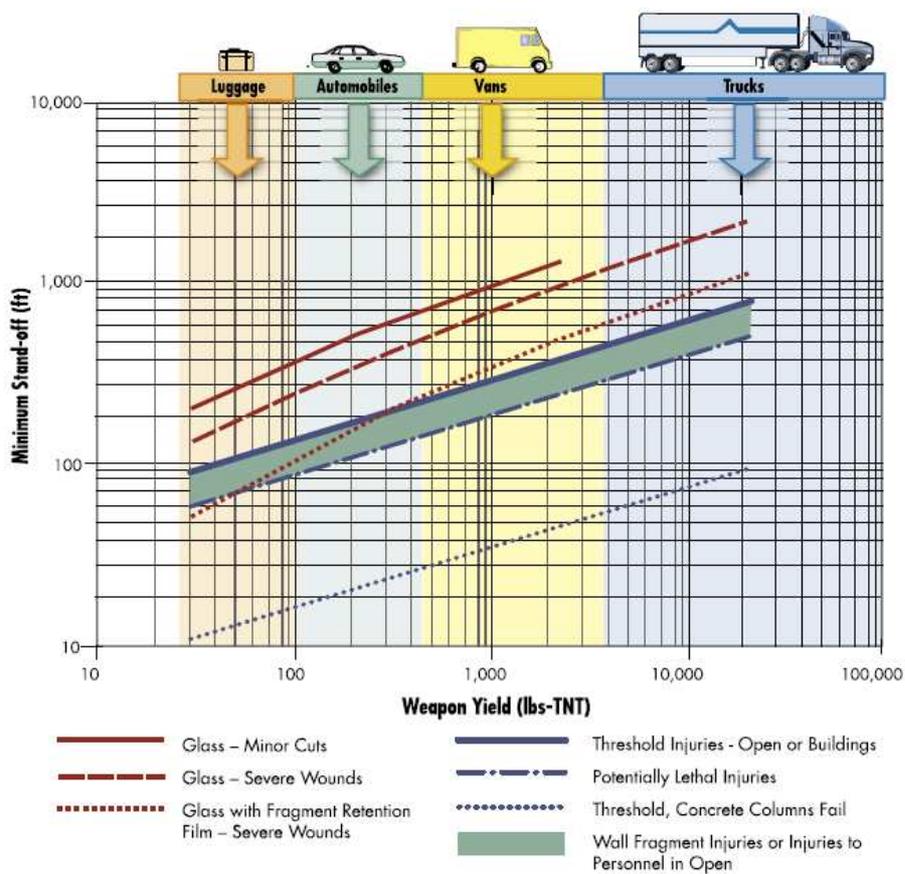


Fig. 3.3. Efecto producido por una explosión según el peso del material explosivo y la distancia entre detonación y estructura. Fuente: Ref. [7].

### **3.4. Barreras de protección.**

Muchas medidas de protección se pueden establecer en las primeras etapas de diseño, y éstas suelen ser las menos costosas y más fácilmente aplicables. Con el fin de mitigar las cargas a las que un edificio se puede ver sometido en un evento de explosión, se pueden tener en cuenta en fase de diseño la situación del edificio, su orientación, la distribución interior de sus distintas actividades, el acceso de vehículos y personas, etc.

Diversos elementos utilizados en diseño urbano pueden emplearse para aumentar el nivel de seguridad cerca del edificio a proteger, ayudando a mantener, por ejemplo, una cierta distancia de seguridad entre vehículos y edificio.

Las vallas y muros que rodean el edificio a proteger deben estar reforzados para resistir el impacto de vehículos. No obstante, mobiliario urbano como jardineras, bolardos, buzones, marquesinas de paradas de autobús, farolas, árboles, bancos, fuentes u otros elementos decorativos pueden prestar el mismo servicio de forma más estética, y permitiendo el paso de viandantes a su través.

También hay que considerar elementos de barrera naturales como ríos, lagos, terrenos en pendiente, plantas, etc.

### **3.5. Puertas.**

Las puertas de acero anti-explosión deben ser diseñadas a modo de placa, junto con el marco y el anclaje al resto del edificio. Se diseñan para contener una explosión accidental producida en el interior de la estructura, y evitar así la salida de presiones, fuego y fragmentos. Se diseñan también para proteger a personas y/o equipos ante explosiones externas al edificio, controlando la presión interna en el área protegida.

Las puertas exteriores del edificio deben abrirse hacia fuera del mismo en zonas donde existan personas para facilitar la salida. Además deben apoyarse sobre su marco para evitar ser lanzadas hacia el interior.

En el diseño de las puertas se debe considerar su función durante y después del accidente: si la puerta debe admitir deformaciones permanentes, si se requiere protección ante fragmentos o mecanismos para controlar el rebote (inversión de esfuerzos), y los valores de presión interna admisibles. Las deformaciones de la puerta como placa se deben limitar, sobretodo si se requiere que el mecanismo de apertura siga funcionando después de la explosión. Si además la puerta tiene juntas de neopreno alrededor de su borde para mayor contención de la presión y el fuego debidos a explosión, las deformaciones se limitarán para asegurar el correcto funcionamiento de las juntas.

Bajo rangos de presiones elevadas (más de  $350 \text{ kN/m}^2$ ) y en puertas de relativamente pequeñas dimensiones, se suelen utilizar puertas constituidas por una placa maciza de acero. Este tipo suele ser conveniente para resistir el impacto de fragmentos. Para rangos de presiones menores o para puertas de grandes dimensiones se utilizan puertas armadas, constituidas por un marco a base de perfiles abiertos tipo C, con perfiles del mismo tipo colocados horizontalmente que sirven de soporte para las chapas de acero exterior y/o interior. Entre chapas se puede verter hormigón u otro material que confiera peso a la puerta o aumente su resistencia a la penetración de fragmentos.

Véanse en fig. 3.4 y 3.5 los detalles de una puerta formada por una placa de acero maciza y una puerta armada, respectivamente (atadas a una estructura de hormigón). La fig 3.6 muestra una puerta con placa maciza de acero de una sola hoja instalada en una estructura metálica.

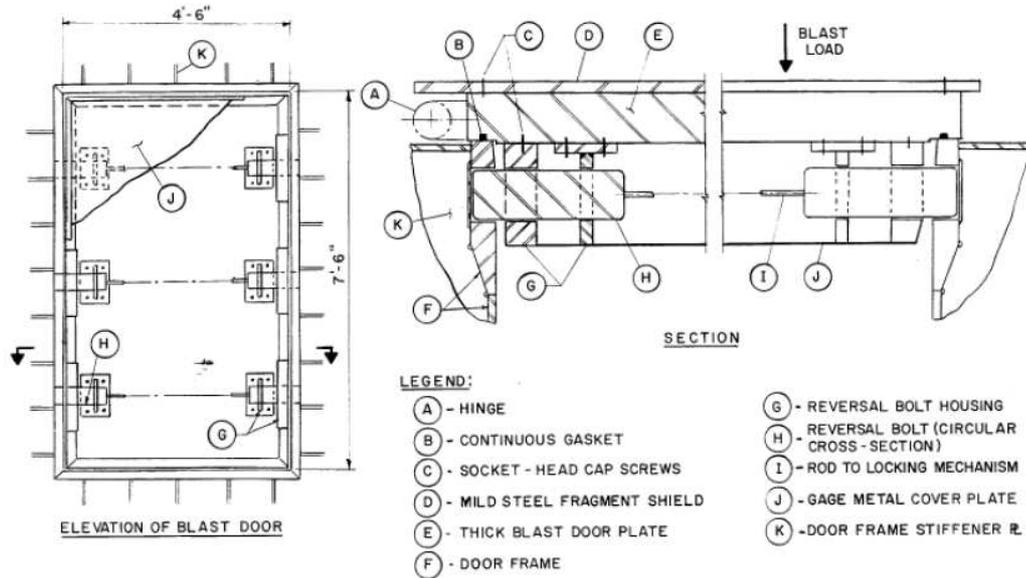


Fig. 3.4. Puerta de acero maciza y de una sola hoja. Fuente: Ref. [5].

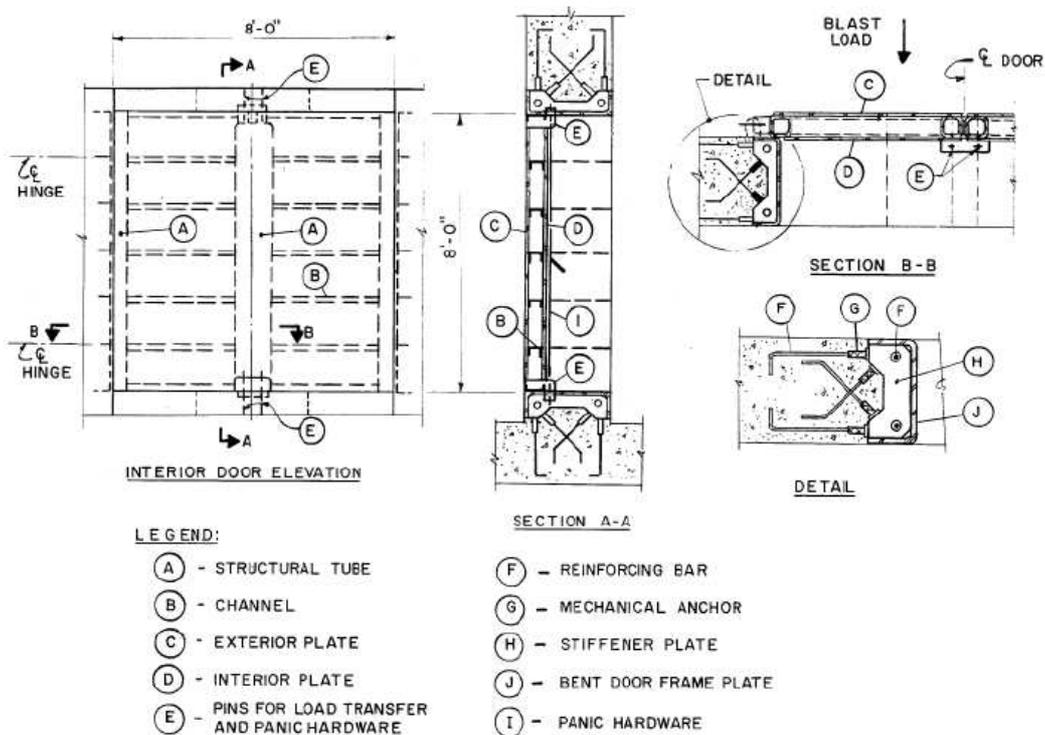


Fig. 3.5. Puerta armada de doble hoja, con atado a una estructura de hormigón. Fuente: Ref. [5].

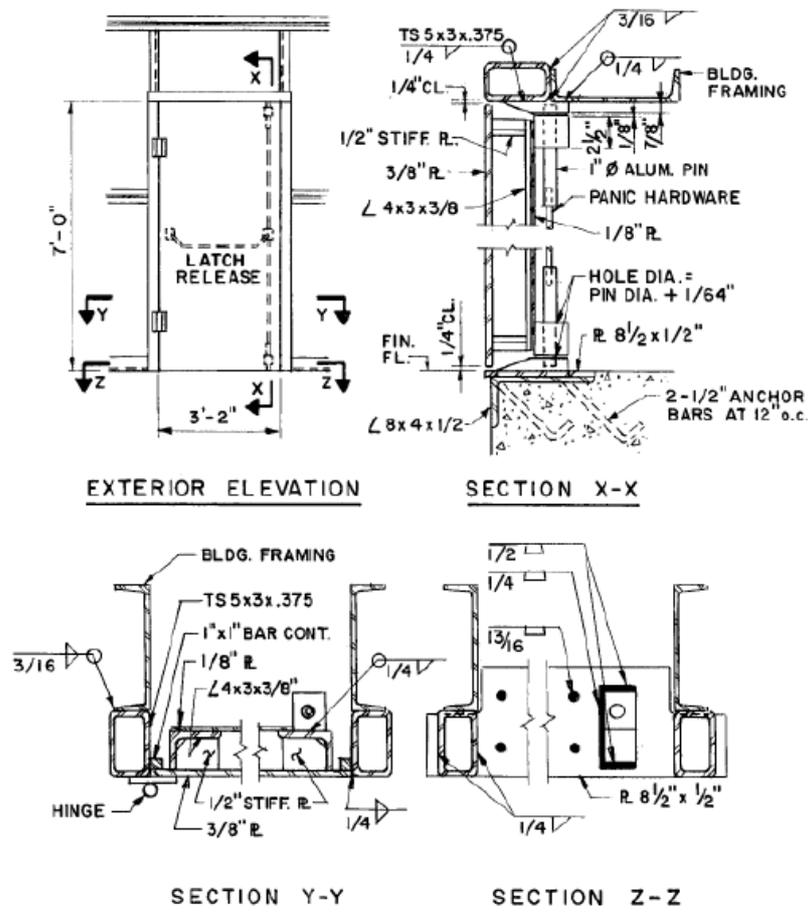


Fig. 3.6. Puerta maciza de acero instalada en una estructura de acero. Fuente: Ref. [5].

### 3.6. Diseño de ventanas.

Las ventanas exteriores de un edificio se diseñan con el objetivo de mitigar el peligro que suponen los fragmentos de vidrio que pueden desprenderse en una explosión, según el nivel de protección requerido. Hay que tener en cuenta tanto las características del vidrio, como la conexión entre vidrio y marco y el anclaje del marco a la estructura. La resistencia de una ventana y su marco debe ser como máximo igual a la resistencia del muro que la soporta.

Distintos tipos de vidrio se utilizan en construcción:

- **Vidrio flotado:** Muy utilizado en construcción comercial. Se fabrica haciendo flotar el vidrio fundido sobre una capa de estaño fundido. Su resistencia es baja y se rompe en forma de fragmentos afilados (ver fig. 3.6).
- **Vidrio templado térmicamente:** Consiste en vidrio flotado calentado gradualmente para después enfriarlo muy rápidamente con aire, quedando tensiones de compresión en su

superficie y de tracción en su interior. Resulta ser 4 o 5 veces más resistente que el flotado (100MPa), y al romperse lo hace en pequeños fragmentos de forma cúbica, menos peligrosos para las personas. Sin embargo, una explosión puede lanzar estos fragmentos a gran velocidad y causar serias heridas.

- **Vidrio armado:** Vidrio flotado con una malla metálica en su interior. Se desaconseja su uso en diseño anti-explosiones debido a que tiene la resistencia del flotado, y aunque la malla retiene algunos fragmentos, se desprenden afilados trozos de vidrio y metal.
- **Vidrio laminado:** Consiste en la unión de varias láminas de vidrio mediante películas intermedias de material flexible (normalmente butiral de polivinilo). Tiene buen comportamiento ante explosión y disparos, mayor resistencia que los vidrios monolíticos y retiene en gran medida los fragmentos.
- **Policarbonato:** Tiene elevada resistencia y es adecuado en diseño anti-explosiones, pero es caro y esta sujeto a degradación ambiental.

En resumen, los vidrios adecuados en diseño antiexplosión son el vidrio templado térmicamente, el vidrio laminado, y el policarbonato, desaconsejándose el uso del vidrio armado y flotado.

También se puede colocar una **lámina de poliéster** adherida a la cara interior del vidrio, que retiene los fragmentos y/o reduce la velocidad de los mismos.

El marco de la ventana, normalmente de aluminio aunque en ocasiones puede ser de acero, debe retener el vidrio. Para ello se debe colocar un sellador en el perímetro interior de la ventana y debe existir una mínima profundidad de vidrio apresada por el marco.

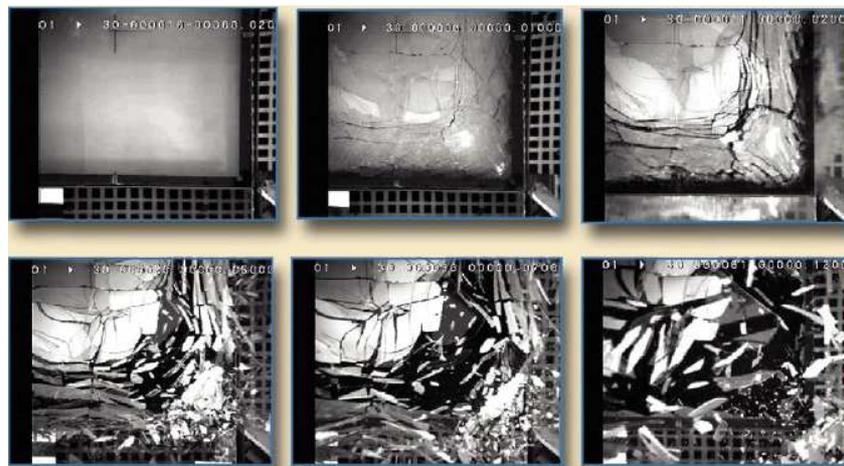


Fig. 3.7. Rotura de ventana con vidrio inadecuado ante una explosión. Fuente: Ref. [7].

## 4. ASPECTOS GENERALES A CONSIDERAR EN ESTRUCTURAS DE ACERO SOMETIDAS A EXPLOSIÓN.

### 4.1. Diferencias entre estructuras de acero y de hormigón en el diseño de estructuras de protección ante acciones de explosión.

Las principales diferencias cualitativas entre las estructuras de acero y las de hormigón en cuanto al diseño ante acciones de explosión son las siguientes:

- En acero estructural, tanto la propia estructura como los elementos que conforman la sección transversal son considerablemente más esbeltos que en estructuras de hormigón. Por tanto, es necesario considerar el efecto de la posible **inestabilidad** tanto a nivel global como local sobre la resistencia última de la estructura. Además, en general, las estructuras de acero pueden soportar mayores deformaciones en comparación con las de hormigón, constituidas por elementos más rígidos.
- En acero estructural se debe tener en cuenta la **interacción de esfuerzos**, puesto que cada elemento de la sección transversal se considera sujeto a un estado combinado de tensiones. En hormigón armado, la existencia de un armado diferenciado a flexión, a cortante y a torsión permite considerar en diseño estos esfuerzos como resistidos por sistemas independientes.
- El **efecto rebote** en estructuras de hormigón se ve considerablemente reducido gracias al amortiguamiento interno (fisuración). Sin embargo, en el caso del acero estructural puede existir una respuesta mucho mayor en rebote, al aplicar una carga de corta duración sobre un elemento relativamente flexible. Por tanto, se requiere considerar la posible inversión de esfuerzos, cuya magnitud puede ser similar en ambas direcciones.
- En acero estructural se debe garantizar la **integridad de las uniones** por encima de la resistencia última de la estructura.

### 4.2. Principios básicos del análisis dinámico. Sistema equivalente dinámico.

Los principios basados tanto en el equilibrio de fuerzas como en la conservación de la energía empleados en el análisis de estructuras bajo cargas estáticas son aplicables también en el análisis y diseño bajo cargas dinámicas. Sin embargo, una carga dinámica varía rápidamente en el tiempo, y la **aceleración**, y por tanto también las fuerzas de inercia y la energía cinética del sistema, alcanzan magnitudes que deberán ser ahora consideradas.

Así pues, la diferencia entre estructuras bajo cargas estáticas o dinámicas es la presencia de **fuerzas de inercia** ( $M \cdot a$ ) en la ecuación del equilibrio dinámico, y la inclusión de la **energía cinética** en la ecuación de conservación de la energía. Ambos términos están relacionados con la masa de la estructura, y por ello ésta resulta crucial en análisis dinámico.

La ecuación del equilibrio, incluyendo las fuerzas de inercia, toma la forma de la ecuación del movimiento de Newton:

$$F - R = M \cdot a$$

donde:

F = Fuerzas externas en función del tiempo.

R = Esfuerzos internos en función del tiempo.

M = Masa total.

a = Aceleración de la masa.

En lo referente al principio de conservación de la energía, el trabajo realizado por las fuerzas externas (WD) debe ser igual a la suma de la energía cinética (KE) más la energía de deformación (SE), donde la energía de deformación incluye tanto la energía de deformación elástica reversible como la energía de deformación plástica irreversible:

$$WD = KE + SE$$

En la práctica, la evaluación del trabajo realizado por las cargas, de la energía de deformación o de la energía cinética sería muy compleja. En cambio, en algunos casos, la estructura se puede reemplazar por un **sistema dinámicamente equivalente**, que se comporte en el tiempo de modo similar a la estructura real. Para ello, la masa distribuida de la estructura inicial se agrupa en una o diversas masas concentradas. Se asume que la energía de deformación se almacena en uno o varios resortes de peso propio despreciable, que unen las masas y que no necesariamente deben de comportarse elásticamente. Asimismo, la carga distribuida se sustituye por una serie de cargas concentradas variables en el tiempo actuando sobre las masas concentradas.

### **4.3. Diseño de estructuras resistentes a explosión en rango plástico.**

En general, por razones económicas es necesario que el diseño de estructuras resistentes a cargas accidentales de explosión se realice en el rango de comportamiento plástico. Bajo las presiones generadas por una explosión, sería antieconómico diseñar una estructura que permaneciera en rango elástico, ya que no se aprovecharía la capacidad real de absorber la energía de la explosión por parte de la estructura a modo de energía de deformación.

El diseño en plasticidad se basa en el supuesto de que la resistencia de la estructura o del elemento se desarrolla completamente gracias a la formación de secciones totalmente plastificadas en las posiciones sometidas a mayor tensión. El comportamiento dúctil se debe garantizar para alcanzar la capacidad última de la pieza, es decir, para que la estructura u elemento estructural desarrolle por completo su capacidad plástica, se debe evitar el fallo prematuro tanto por rotura frágil como por inestabilidad global o local.

El cálculo de la respuesta dinámica de la estructura implica un análisis de la misma mediante el método simplificado desarrollado en el apartado 6, asimilándola a un sistema de un único grado de

libertad, o bien se puede realizar un análisis dinámico no-lineal de la estructura como un sistema de varios grados de libertad mediante programas de elementos finitos, como CASTEM (véase apartado 7).

Al aplicar el método simplificado del apartado 6, la estructura u elemento estructural se caracteriza por una función resistencia-desplazamiento idealizada y bilineal (ver 6.1.1). Por su parte, la carga se trata como un pulso triangular cuyo valor pico de presiones se da prácticamente en el instante inicial y disminuye hasta anularse al cabo, generalmente, de pocas decenas de milisegundos (ver apartado 2.5). De este modo, y mediante los gráficos del apartado 6.3, se determina la respuesta dinámica máxima de la estructura, que en este caso se tratará del desplazamiento lateral de un pórtico típico de estructura metálica.

Al realizar el análisis dinámico para el cálculo de la respuesta estructural, las deformaciones debidas a la carga de explosión prevista se deben limitar a valores máximos preescritos de acuerdo con los requisitos de seguridad para personas y equipos y para mantener la integridad estructural dentro del rango plástico de deformaciones de la estructura. Se establecen límites de diseño en cuanto a desplazamientos y rotaciones en rango plástico antes de llegar al colapso en el apartado de criterios deformacionales, 4.5.

#### **4.4. Propiedades mecánicas del acero estructural bajo cargas dinámicas.**

El acero estructural es un material resistente y dúctil. Su resistencia se caracteriza por el límite elástico ( $f_y$ ) y su resistencia última a tracción ( $f_u$ ). En esta sección se listan los aceros admisibles en diseño plástico según el U.S Department of the Army, the Navy and the Air Force, y se comparan las propiedades mecánicas del acero estructural sujeto a cargas estáticas y dinámicas. Asimismo, se establecen recomendaciones en cuanto al límite elástico dinámico de diseño a emplear tanto a flexión como a cortante.

##### **4.4.1. Aceros adecuados ante acciones dinámicas.**

En algunos aceros de alta resistencia no se presenta escalón de cedencia. Aunque estos aceros tienen límites elásticos superiores a los aceros que exhiben un límite elástico definido, su elongación en rotura es generalmente menor. Por tanto, deben ser utilizados con prudencia en casos en que se requiera elevada ductilidad.

Los aceros que deben ser empleados en diseño plástico y sus correspondientes límites elásticos mínimos y resistencias últimas a tracción mínimas son los listados en la tabla 4.1, según ASTM (American Society for Testing Materials), a excepción del acero A514 (equivalente a un S690), por ser el que menor ductilidad presenta. Sin embargo, un diseño dinámico elástico puede requerir el empleo de éste último tipo de acero.

Tabla 4.1. Límites elásticos mínimos y resistencias últimas a tracción mínimas de distintos aceros, según ASTM. El acero A36 equivale a un S275, mientras que A514 equivale a un S690.

Material (ASTM)	$f_y$ min (ksi)	$f_u$ min (ksi)
A36	36	58
A529	42	60
A441	40	60
	42	63
	46	67
	50	70
A572	42	60
	50	65
	60	75
	65	80
A242	42	63
	46	67
	50	70
A588	42	63
	46	67
	50	70
A514	90	100
	100	110

Fuente: Referencias [5].

En aceros estructurales con un límite elástico mínimo especificado de 50 ksi (345MPa) o menor, se recomienda que el valor mínimo de diseño para el límite elástico se incremente en un 10%, según las especificaciones de AISC. Esto se debe a que la media del límite elástico es generalmente mayor que el mínimo establecido. Por tanto, el límite elástico medio a emplear en el diseño ante explosión debe ser 1,1 veces el límite elástico mínimo para estos aceros. Este incremento, denominado **factor de mayoración  $a$** , no debe aplicarse en aceros de alta resistencia, cuyo incremento medio puede ser menor al 5%.

#### 4.4.2. Factores de mayoración dinámicos (Dynamic increase factors, DIF).

Los efectos de la aplicación rápida de cargas en el comportamiento mecánico del acero han sido estudiados a través de ensayos de tracción. Ante carga rápidamente aplicada la velocidad de deformación aumenta, y esto tiene un marcado efecto en las propiedades mecánicas del acero. Considerando como base las propiedades mecánicas del acero bajo carga estática, los efectos del incremento en la velocidad de deformación son los siguientes (ver fig. 4.1):

1. El límite elástico aumenta sustancialmente hasta el límite elástico dinámico ( $f_{dy}$ ). Se define el factor de mayoración dinámico para el límite elástico como:

$$c_y = \frac{f_{dy}}{f_y}$$

2. El módulo de elasticidad en general permanece insensible a la velocidad de aplicación de la carga.
3. La resistencia última aumenta ligeramente ( $f_{du}$ ). Sin embargo, el porcentaje de aumento es menor que en el caso del límite elástico. Se define el factor de mayoración dinámico para la resistencia última como:

$$c_u = c = \frac{f_{du}}{f_u}$$

4. La deformación de rotura no se ve modificada o se reduce ligeramente debido al aumento de la velocidad de deformación.

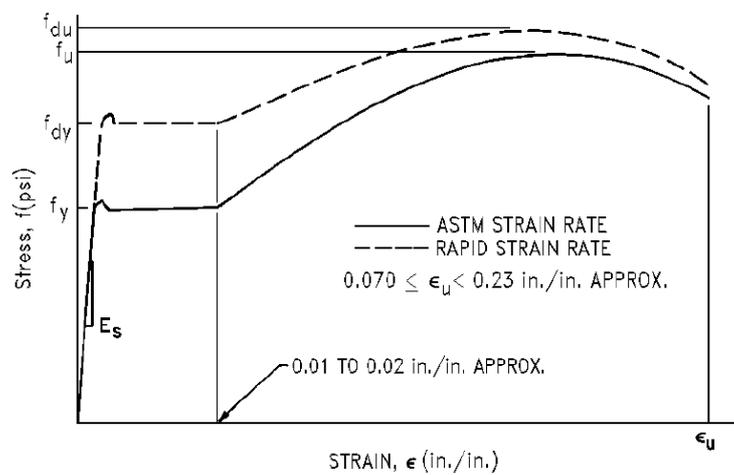


Fig. 4.1. Curva tensión-deformación típica para acero ante acciones estáticas (línea continua) y dinámicas (línea punteada). Fuente: Referencias [5].

En la tabla 4.2 se muestran factores de mayoración dinámicos para el límite elástico en distintos rangos de presión en cuanto a flexión (bending) y en cuanto a tracción o compresión.

Tabla 4.2. Factores de mayoración dinámicos para el límite elástico en flexión (bending) y en tracción o compresión para distintos tipos de acero en distintos rangos de presión.

Material	Bending		Tension or Compression	
	Low Pressure ( $\dot{\epsilon} = 0.10$ in/in/sec)	High Pressure ( $\dot{\epsilon} = 0.30$ )	Low Pressure ( $\dot{\epsilon} = 0.02$ )	High Pressure ( $\dot{\epsilon} = 0.05$ )
A36	1.29	1.36	1.19	1.24
A588	1.19*	1.24*	1.12*	1.15*
A514	1.09	1.12	1.05	1.07

\*Estimated

Fuente: Referencias [5].

En diseño, se recomienda partir de estos factores de mayoración dinámica para el límite elástico (tabla 4.2). Sin embargo, una vez la velocidad de deformación se ha determinado, se puede obtener un valor más ajustado de estos factores a partir de la figura 4.2. En esta figura, se dan las curvas de diseño en cuanto al coeficiente de mayoración dinámica para el límite elástico en aceros ASTM A36 (S 275) y A514 (S 690). Aunque el A514 no se recomienda para diseño plástico, la curva dada se puede emplear en diseño dinámico elástico.

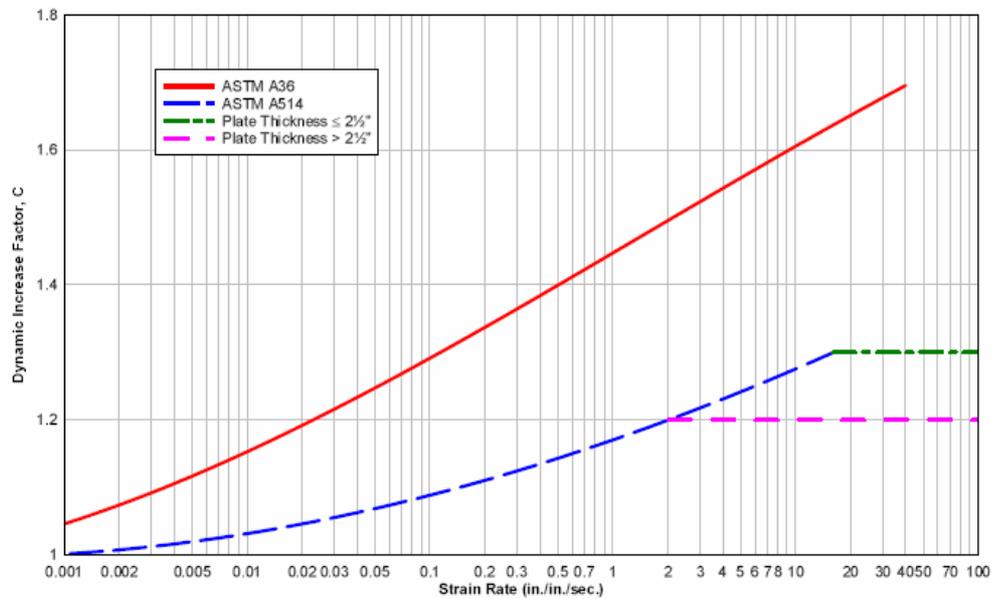


Fig. 4.2. Factores de mayoración dinámicos para el límite elástico en aceros ASTM A36 (S 275) y A514 (S 690). Fuente: Referencias [5].

La velocidad de deformación, asumiendo que es constante desde el punto de deformación nula hasta la deformación correspondiente al límite elástico, se puede determinar según:

$$\dot{\epsilon} = \frac{f_{ds}}{E_s \cdot t_E}$$

donde:

$\dot{\epsilon}$  = Velocidad de deformación (in/in/sec).

$f_{ds}$  = Tensión dinámica de diseño (ksi).

$t_E$  = Tiempo hasta alcanzar la deformación correspondiente al límite elástico (sec).

$t_E$  se obtiene de las fig. 4.3(a) y 4.3(b) para una estructura asimilable a un sistema de un único grado de libertad.

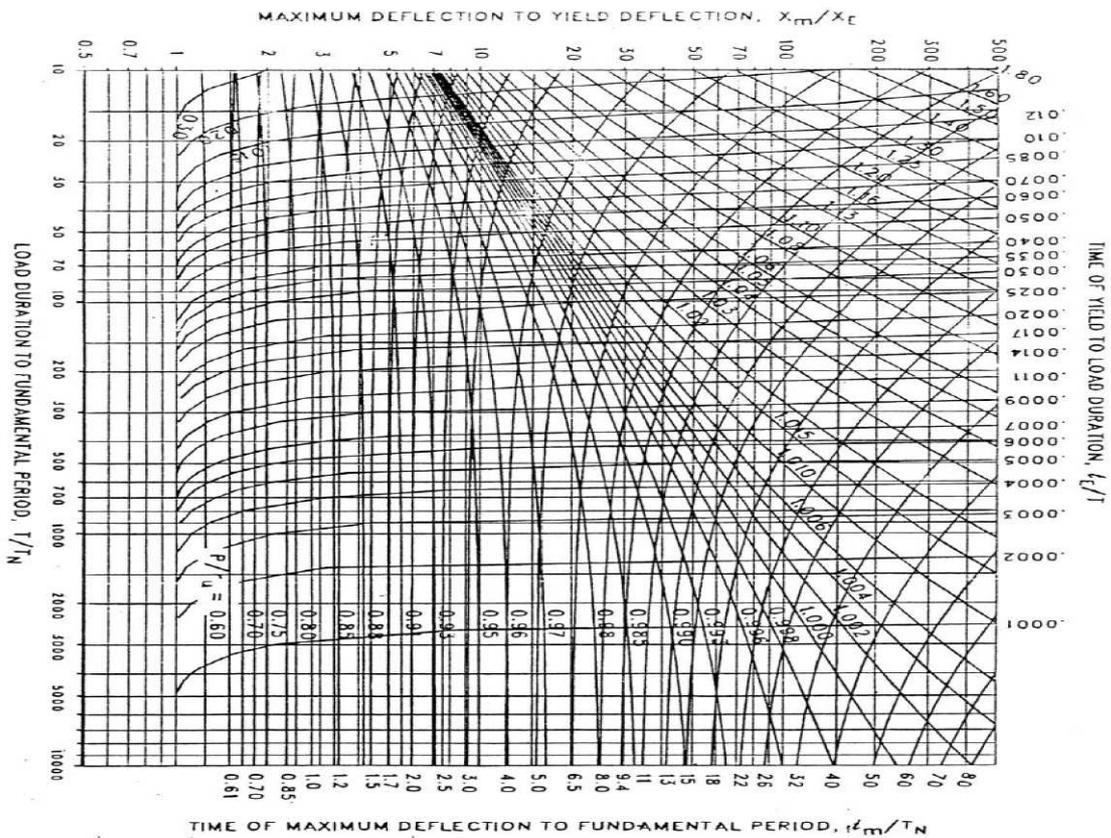
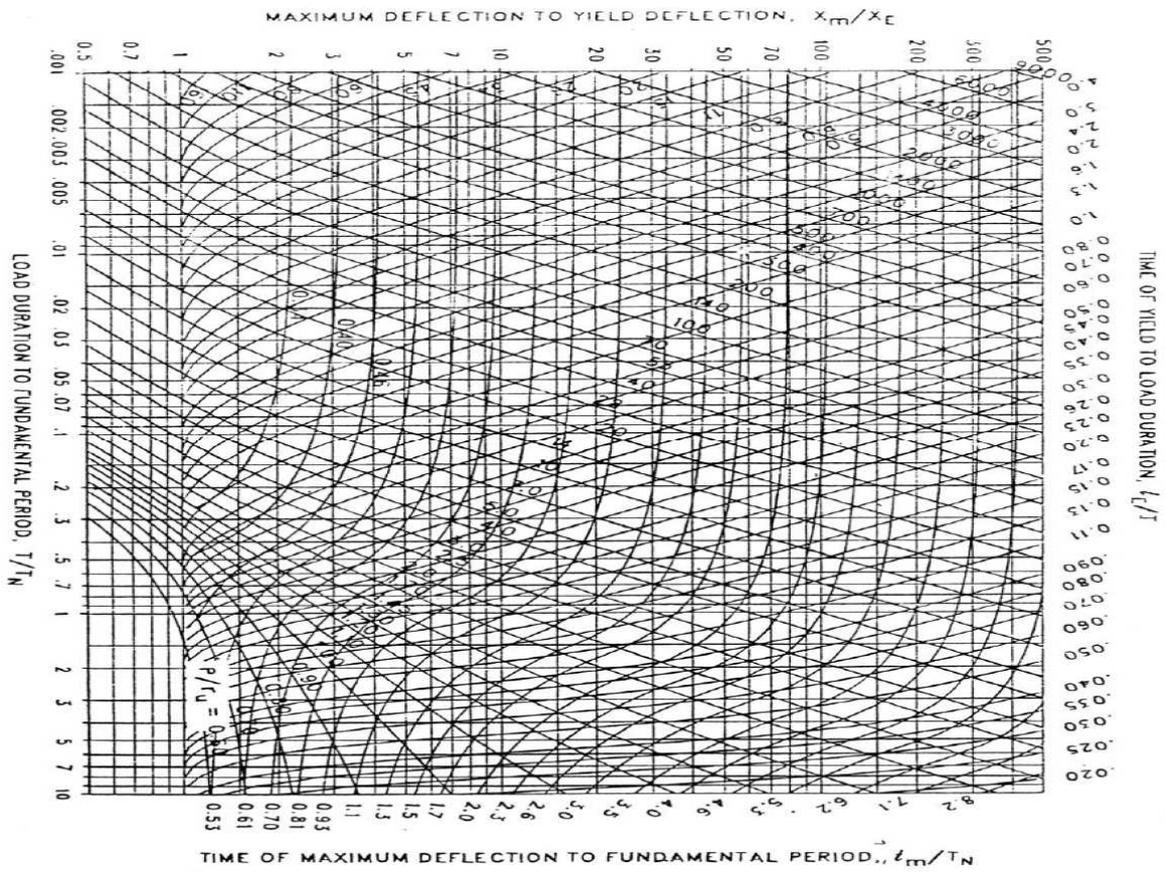


Fig. 4.3(a) y 4.3(b). Máxima respuesta elasto-plástica de un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) ante una carga triangular. Fuente: Referencias [5].

En resumen, al llevar a cabo el cálculo del desplazamiento máximo  $X_m$  de la estructura asimilada a un sistema de un único grado de libertad mediante el método simplificado (apartado 6), se parte de un valor de  $c$  obtenido de la tabla 4.2, a partir del cual se obtiene el límite elástico dinámico de diseño (ver 4.4.3.). Luego se obtiene la función resistencia-desplazamiento idealizada y bilineal de la estructura (ver 6.1.1), y la carga se aproxima a un pulso triangular (ver apartado 2.5). Mediante los gráficos del apartado 6.3. se determina  $X_m$ . Conocido  $X_m$ , se puede obtener  $t_E$  a partir de las fig. 4.3(a) y 4.3(b), y con ello calcular la velocidad de deformación  $\dot{\epsilon}$  y conocer un valor de  $c$  más ajustado mediante fig. 4.2. Si el  $c$  así obtenido no se ajusta al  $c$  supuesto inicialmente, se obtiene un nuevo límite elástico dinámico de diseño y se recalcula  $X_m$ .

En el caso de realizar un análisis dinámico no-lineal con un programa de elementos finitos,  $t_E$  (siendo el instante en que se alcanza la primera plastificación en la estructura) se extrae directamente como un output del programa, por ejemplo al graficar la evolución del momento en ciertos puntos de interés de la estructura en función del tiempo (ver apartado 7). Dicho  $t_E$  permite calcular  $\dot{\epsilon}$  y entrando en la fig. 4.2 se extrae  $c$ . Si dicho valor de  $c$  no se ajusta al  $c$  supuesto inicialmente, se obtiene un nuevo límite elástico dinámico de diseño y se recalcula  $X_m$ .

En las situaciones en que se debe permitir grandes deformaciones en elementos de acero sin llegar al colapso, hasta el punto en que  $\mu > 10$ , se debe considerar la resistencia última a tracción del acero y los factores dinámicos de mayoración correspondientes para la obtención del límite elástico dinámico de diseño (ver 4.4.3.2). La tabla 4.3 ofrece los factores dinámicos de mayoración para la resistencia última de distintos aceros. A diferencia de los factores de mayoración dinámica para el límite elástico, éstos son independientes de los rangos de presión.

*Tabla 4.3. Factores de mayoración dinámicos para la resistencia última a tracción en distintos tipos de acero.*

Material	c
A36	1.10
A588	1.05*
A514	1.00

\*Estimated

Fuente: Referencias [5].

#### **4.4.3. Límite elástico dinámico de diseño recomendado (fds).**

##### **4.4.3.1. Límite elástico dinámico de diseño recomendado para ductilidad $\mu \leq 10$ .**

Para una ductilidad  $\mu \leq 10$ , la tensión dinámica de diseño  $f_{ds}$  para los casos de flexión, tracción y compresión es igual al límite elástico dinámico,  $f_{dy}$ . Éste, a su vez, es igual al producto del factor

de mayoración dinámico  $c$ , del factor de mayoración de la media del límite elástico  $a$ , y del límite elástico mínimo especificado del acero:

$$f_{ds} = f_{dy} = c \cdot a \cdot f_y$$

El factor  $a$  es igual a 1,1 para aceros con un límite elástico mínimo especificado de 50 ksi o menor. En caso contrario,  $a = 1,0$ .

#### 4.4.3.2. Límite elástico dinámico de diseño recomendado para ductilidad $\mu > 10$ .

En los casos donde grandes desplazamientos o ductilidades importantes deben ser tolerados, el límite elástico dinámico puede ser incrementado al tener en cuenta las deformaciones en la región de endurecimiento del acero en el diagrama tensión-deformación:

$$f_{ds} = f_{dy} + (f_{du} - f_{dy})/4$$

donde  $f_{dy}$  es el límite elástico dinámico obtenido en 4.4.3.1, y  $f_{du}$  es la tensión última dinámica (tabla 4.3).

#### 4.4.3.3. Límite elástico dinámico de diseño recomendado para cortante.

El límite elástico dinámico de diseño recomendado para cortante se obtiene según:

$$f_{dv} = 0,55 \cdot f_{ds}$$

donde  $f_{ds}$  es el límite elástico dinámico de diseño recomendado para flexión, tracción y compresión dado por los apartados 4.4.3.1 y 4.4.3.2.

### 4.5. Criterios deformacionales aplicados a pórticos de acero.

Los criterios deformacionales expuestos a continuación se refieren al diseño de una estructura ante un único accidente de explosión. Si se desea que la estructura soporte dos o tres sucesos de este tipo a lo largo de su vida útil, se pueden limitar las deformaciones en diseño de modo que la estructura pueda ser reparada y reutilizada después del accidente.

En estructuras aporricadas, los límites deformacionales se imponen a la respuesta en cuanto al máximo desplazamiento lateral del pórtico ( $\delta$  ó  $X_m$ ) y a la rotación en extremos de cada elemento que constituye dicho pórtico con referencia a una cuerda uniendo los extremos del mismo ( $\theta$ ) (fig. 4.4). De este modo se restringe la cantidad de deformación plástica admisible en el pórtico.

Según la tabla 4.4, el desplazamiento lateral máximo en cabeza del pórtico se limita a 1/25 de la altura de la planta, mientras que la máxima rotación en el extremo de un elemento que conforma el pórtico debe ser de 12 grados sexagesimales.

Tanto el desplazamiento lateral del pórtico como la rotación en los extremos de cada elemento son resultados obtenidos gracias a programas que llevan a cabo un análisis dinámico inelástico considerando la estructura como un sistema de múltiples grados de libertad. Así se puede comparar la respuesta calculada con los valores máximos establecidos en la tabla 4.4.

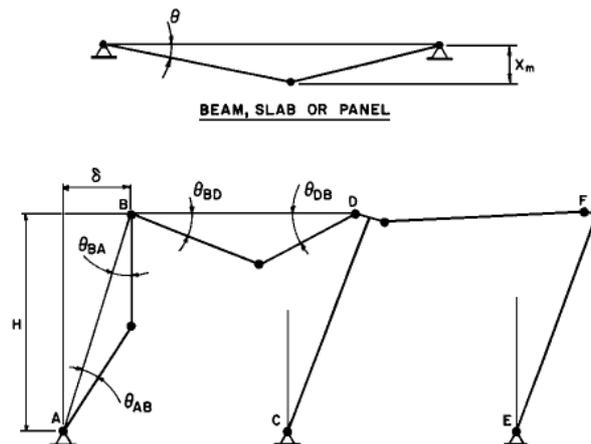


Fig. 4.4. Desplazamiento y rotación en extremos de elementos tipo viga y pórtico.  
Fuente: Referencia [5].

Tabla 4.4. Criterios Deformacionales.

Element	Highest level of Protection (Category No.)*	Deformation Type**	Maximum Deformation
Beams, purlins, spandrels or girts	1	$\theta$ $\mu$	2° 10
	2	$\theta$ $\mu$	12° 20
Frame structures	1	$\delta$ $\theta \dagger$	H/25 2°

$\theta$  = maximum member end rotation (degrees) measured from the chord joining the member ends

$\delta$  = relative sidesway deflection between stories

H = story height

$\mu$  = ductility ratio ( $X_m/X_E$ )

\* As defined in Chapter 1.

\*\* Whichever governs.

† Individual frame member.

Fuente: Referencia [5].

#### 4.6. Rebote.

Los elementos estructurales se deben diseñar para resistir el **rebote (inversión de esfuerzos)** que se puede producir después de alcanzarse el máximo desplazamiento positivo (en el sentido de la carga de explosión aplicada).

El ratio entre la resistencia requerida al rebote y la resistencia última,  $R^- / R_u$ , de modo que el elemento permanezca en rango elástico durante el rebote se presenta en la fig. 4.5, para un sistema SDOF sujeto a carga triangular. Entrando en el gráfico con los valores de  $X_m/X_E$  y de  $T/T_N$  determinados previamente en diseño, se obtiene la resistencia requerida al rebote  $R^-$ .

Cuando la carga aplicada es de corta duración comparada con el periodo natural de vibración ( $T/T_N$  pequeño), la resistencia requerida en rebote puede ser igual a la resistencia en la dirección inicial de diseño ( $R^- / R_u \rightarrow -1$ ). Sin embargo, cuando la carga se aplica durante un tiempo relativamente largo, el desplazamiento máximo se alcanza cuando la carga aún se esta aplicando, y la resistencia requerida en rebote se reduce.

Las estructuras de acero, ante cargas de explosión, se ven sometidas a una considerable inversión de esfuerzos, de modo que requieren **arriostramiento lateral de las alas comprimidas** que previamente se hallaban a tracción. El rebote es más crítico en elementos que soporten cargas muertas ligeras y sujetos a cargas de explosión de corta duración.

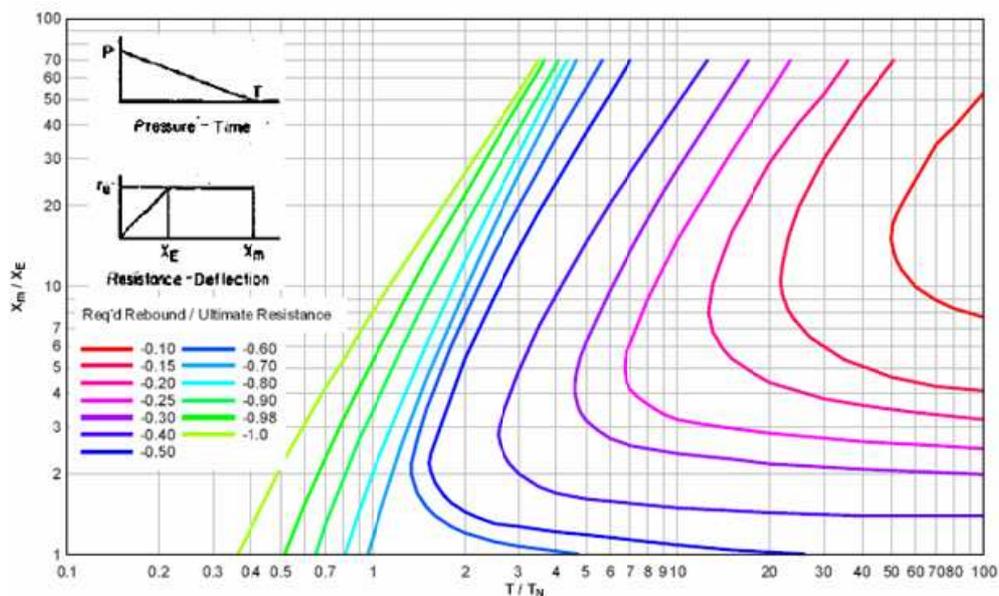


Fig. 4.5. Rebote elástico de un sistema SDOF ante carga triangular. Fuente: Referencia [5].

#### 4.7. Uniones.

Las uniones en una estructura de acero diseñada en rango plástico deben cumplir su función más allá de la capacidad última de la estructura. Para permitir a los elementos que conforman la estructura alcanzar sus momentos plásticos, las uniones deben ser capaces de transmitir momentos flectores, cortantes y axiles, con una resistencia, rigidez y capacidad de rotación adecuadas. Asimismo, las uniones se deben diseñar considerando facilidad de montaje y criterios económicos.

En la fig. 4.6 se observa una unión dintel-pilar con el alma sin rigidizar. Si el espesor del alma es insuficiente, el comportamiento de la unión sigue la curva 1, que muestra plastificación por cortante del alma en la unión a una carga relativamente baja. En este caso, aunque la capacidad de rotación de la unión sea adecuada, ésta falla sin permitir que la pieza alcance el momento plástico.

La unión representada por la curva 2 es también inadecuada, ya que pese a tener una rigidez elástica satisfactoria y una capacidad máxima por encima de la capacidad última de las piezas que une, la unión rompe debido a su poca capacidad de rotación.

Es esencial que exista una reserva adecuada de ductilidad después de alcanzarse el momento plástico. La capacidad de rotación en las rótulas plásticas es necesaria para el desarrollo de la capacidad última de la estructura.

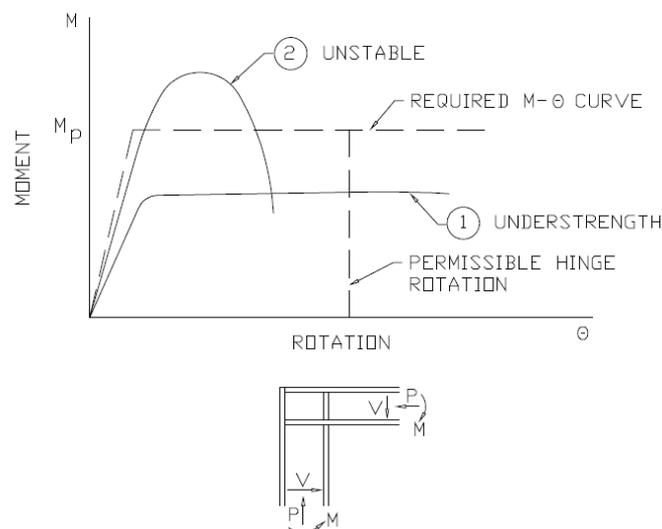


Fig. 4.6. Comportamiento de unión dintel-pilar en codo de pórtico de acero. Fuente: Referencias [5].

Una vez realizado el análisis dinámico de la estructura, los momentos flectores, cortantes y axiles son conocidos en las uniones. Con ello se puede llevar entonces a cabo el diseño de las uniones. Se debe tener en cuenta el posible efecto rebote (inversión de esfuerzos). Se debe estudiar cada nudo con tal de conocer los esfuerzos a los que se ve sometido, e idear una unión que pueda ser homogénea en todas las uniones de un mismo tipo.

El límite elástico dinámico máximo en uniones se calcula como:

$$f_d = 1,7 \cdot c \cdot f_s$$

Siendo  $c$  el *dynamic increase factor* para el límite elástico del acero (tabla 4.2 o fig.4.2) y  $f_s$  el límite elástico estático del tornillo o soldadura.

En las uniones dintel-pilar, el área del alma entre los límites de la unión se debe comprobar a cortante (ver 4.4.3.3. y 5.7). Si el espesor de alma es insuficiente, se deben colocar rigidizadores diagonales o bien colocar un refuerzo de chapas soldadas paralelas al alma.

Asimismo, se debe comprobar abolladura del alma en los puntos de aplicación de carga, como en una entrega correa-dintel.

Las uniones entre paneles de cubierta o fachada y las uniones de dichos paneles a elementos estructurales del edificio se suelen realizar mediante atornillado. Bajo cargas de explosión y por el efecto rebote, este tipo de uniones son vulnerables a rotura por desgarro de la chapa del panel. Deben utilizarse diámetros de tornillo grandes y arandelas sobredimensionadas, y/o aumentar el espesor de chapa del panel en la unión.

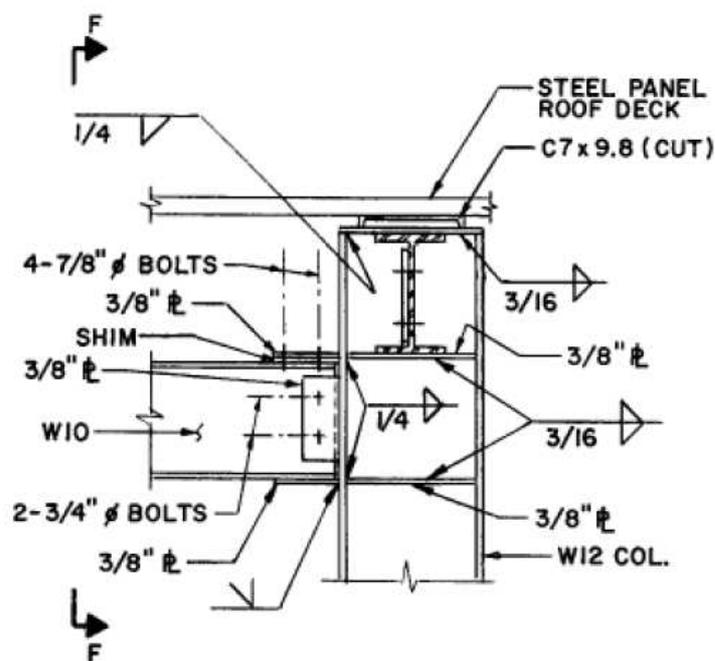


Fig. 4.7. Detalle de unión dintel-pilar en pórtico típico de acero. Fuente: Referencias [5].

## 5. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE PÓRTICOS TÍPICOS DE ESTRUCTURA METÁLICA MEDIANTE ANÁLISIS PUSH OVER. CASO PRÁCTICO.

Mediante el **análisis Push-over** se pretende obtener la **función resistencia-desplazamiento real** del pórtico. Además, permite asegurar el comportamiento dúctil de la estructura en distintas etapas de carga, al desarrollarse una sucesión de rótulas plásticas hasta llegar al colapso.

Se tendrá en cuenta el efecto del cortante, a fin de detectar una posible **interacción flector-cortante** que pudiera reducir el momento plástico real que puede desarrollar cada una de las piezas metálicas que constituyen el pórtico estudiado. Asimismo, se considerará resuelto el problema de la **inestabilidad** en el plano perpendicular al pórtico mediante un adecuado arriostramiento en este sentido.

Esto va a permitir obtener más adelante la función resistencia-desplazamiento elasto-plástica bilineal de diseño y la rigidez del sistema, necesarias para aplicar los métodos de cálculo dinámico simplificados (véase apartado 6).

### 5.1. Características del pórtico tipo y de la carga.

Sea el pórtico de la figura 5.1, en acero S275 (A36) y articulado en sus bases:

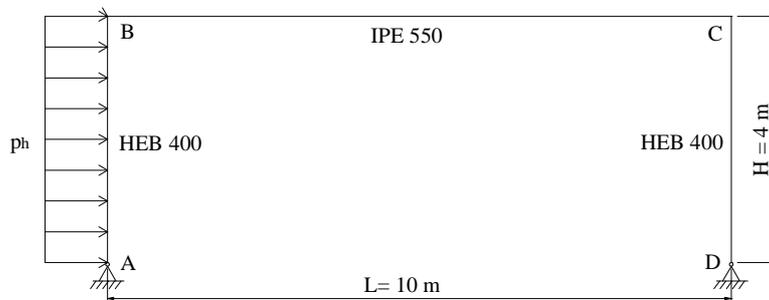


Fig. 5.1. Esquema del pórtico de estudio y de la carga de explosión a que se ve sometido.

#### Pilares HEB 400:

$$A = 197,8\text{cm}^2$$

$$I_y = 57.684\text{cm}^4$$

$$W_{pl,pil} = 3.231,9\text{cm}^3$$

$$P = 1,553\text{kN} / \text{m}$$

$$M = 155,3\text{kg} / \text{m}$$

#### Dintel IPE 550:

$$A = 134,4\text{cm}^2$$

$$I_y = 67.123\text{cm}^4$$

$$W_{pl,din} = 2.787,2\text{cm}^3$$

$$P = 1,055\text{kN} / \text{m}$$

$$M = 105,5\text{kg} / \text{m}$$

Se observa **que la estructura a estudiar es una vez hiperestática**, esto es, necesitaría la formación de dos rótulas en un análisis estático para colapsar.

Obsérvese que en diseño se ha fijado que  $W_{pl,pil} = 3.231,9cm^3 > W_{pl,din} = 2.787,2cm^3$ . Por tanto, al considerarse el mismo tipo de acero tanto en pilares como en dintel (y por tanto, el mismo límite elástico  $f_y$ ), se tiene:

$$M_{pl,pil} = W_{pl,pil} \cdot f_y > M_{pl,din} = W_{pl,din} \cdot f_y$$

(la resistencia plástica a flexión en pilares es superior a la resistencia plástica a flexión en el dintel).

Esto se debe a que en el diseño de un pórtico como el estudiado frente a explosiones u otro tipo de cargas horizontales, el máximo esfuerzo flector se produce en pilares (véase fig. 5.5).

Esto, sin embargo, no suele aplicarse en el diseño de edificios corrientes de estructura metálica aporticada, donde el diseño se realiza principalmente teniendo en cuenta cargas verticales (peso propio y sobrecargas).

Asimismo, obsérvese que la carga debida a explosión considerada aquí se toma **únicamente como una carga uniformemente repartida en fachada frontal  $p_h$  (sobre pilar A-B)**.

Esto es debido a que, para posteriormente aplicar el método simplificado de cálculo del apartado 6, en el que la estructura del pórtico se va a asimilar a un sistema de un solo grado de libertad, únicamente se pueden introducir cargas en ese sentido (el método no da buenos resultados si considerásemos una carga vertical dinámica uniformemente repartida en cubierta, por ejemplo).

Se ha omitido la carga en fachada trasera (sobre pilar C-D) por ejercer ésta un efecto favorable para la estructura si se toma en consideración: mientras la carga en la fachada frontal produce un momento negativo en el codo C, la carga sobre fachada trasera produciría un momento en sentido contrario. También ejercería un efecto favorable en cuanto al nudo B.

## 5.2. Límite elástico de diseño del acero ante acciones dinámicas.

A modo de ejemplo, se considera el coeficiente de mayoración dinámico  $c = 1,00$ :

$$f_{ds} = f_{dy} = c \cdot a \cdot f_y = 1,00 \cdot 1,10 \cdot 36ksi = 39,6ksi \approx 275MPa$$

Se trata del  $f_{ds}$  para el caso en que la carga de explosión no llegue a producir plastificación en el pórtico, es decir, cuando la respuesta de la estructura es en régimen elástico. Véase en 6.5 que en el caso en que la carga de explosión llegue a plastificar el pórtico, es posible aumentar el límite elástico de diseño del acero multiplicándolo por el coeficiente de mayoración dinámico  $c$  (o Dynamic Increase Factor, DIF), mayor que la unidad (ver apartado 4.4.3.1).

### 5.3. Esfuerzos debidos al peso propio de la estructura.

Las cargas repartidas de peso propio tanto de perfiles como de cubierta y fachadas pesadas ( $500\text{kg/m}^2$ ) son:

$$pp_1 = 1,00 \cdot (pp_{din} + pp_{cub,pes}) = 1,00 \cdot (1,055 + 20) = 21,055\text{ kN/m}$$

$$pp_2 = 1,00 \cdot (pp_{pil} + pp_{fach,pes}) = 1,00 \cdot (1,553 + 20) = 21,553\text{ kN/m}$$

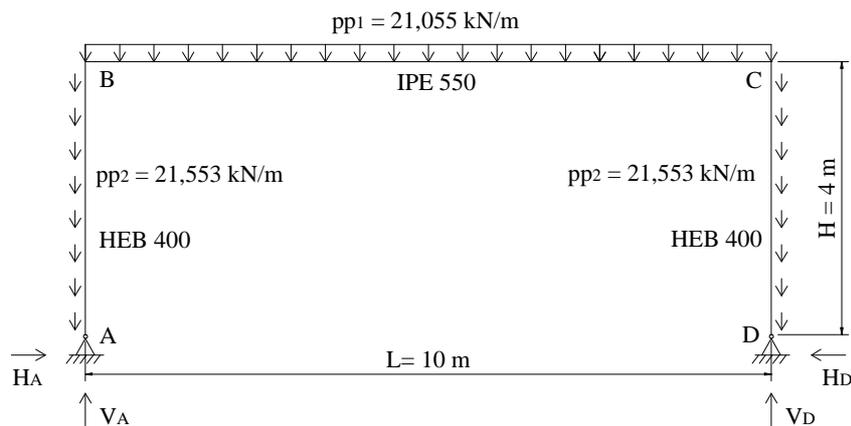


Fig. 5.2. Esquema de cargas de peso propio en el pórtico.

Mediante prontuarios se obtienen las reacciones y esfuerzos en el pórtico debidos a peso propio:

$$k = \frac{I_{din}}{I_{pil}} \cdot \frac{H}{L} = \frac{67.123}{57.684} \cdot \frac{4}{10} = 0,465$$

$$N = 3 + 2k = 3,931$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow V_A + V_D = pp_1 \cdot L + 2 \cdot pp_2 \cdot H$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow V_D \cdot L - pp_1 \cdot L \cdot \frac{L}{2} - pp_2 \cdot H \cdot L = 0$$

$$V_D = \frac{1}{L} \left( pp_1 \cdot \frac{L^2}{2} + pp_2 \cdot H \cdot L \right) = \frac{1}{10} \left( 21,055 \cdot \frac{10^2}{2} + 21,553 \cdot 4 \cdot 10 \right) = 191,5\text{ kN}$$

$$H_A = H_D = \frac{pp_1 \cdot L^2}{4HN} = \frac{21,055 \cdot 10^2}{4 \cdot 4 \cdot 3,931} = 33,5\text{ kN}$$

$$M_B = M_C = -\frac{pp_1 \cdot L^2}{4N} = -\frac{21,055 \cdot 10^2}{4 \cdot 3,931} = -133,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{max}, \text{din}} = M_{x=L/2} = \frac{pp_1 \cdot x \cdot (L-x)}{2} - \frac{pp_1 \cdot L^2}{4 \cdot N} = 129,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

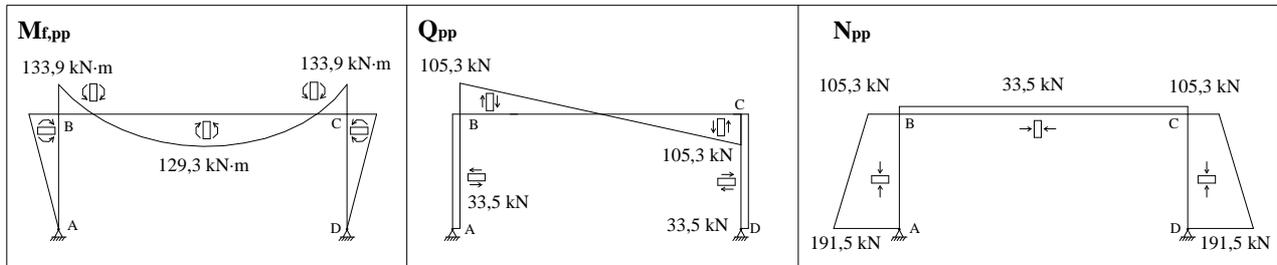


Fig. 5.3. Esfuerzos generados por peso propio.

#### 5.4. Cálculo de momentos plásticos.

$$M_{pl, \text{din}} = W_{pl, \text{din}} \cdot f_y = 2.787,2 \cdot 275 \cdot 10^{-3} = 766,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl, \text{pil}} = W_{pl, \text{pil}} \cdot f_y = 3.231,9 \cdot 275 \cdot 10^{-3} = 888,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### 5.5. Formación de la primera rótula plástica.

Mediante prontuarios se obtienen las reacciones y esfuerzos en el pórtico debidos a las fuerzas de presión de explosión:

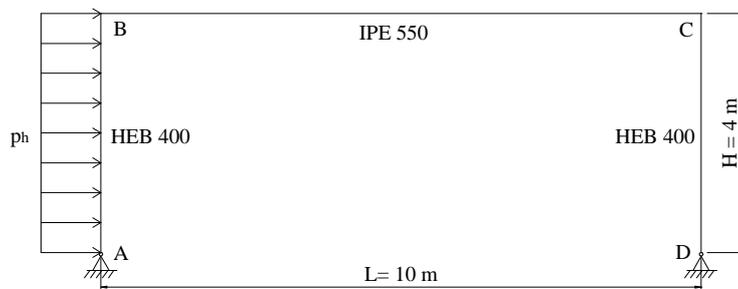


Fig. 5.4. Esquema de cargas debidas a explosión en el pórtico.

$$M_B = -\frac{p_h \cdot H^2}{8N} (2N - k) = 3,763 \cdot p_h$$

$$M_C = -\frac{p_h \cdot H^2}{8N} (2N + k) = -4,237 \cdot p_h$$

Se obtiene la carga de presión en el instante en que se forma la **primera rótula**, en este caso en el **punto C del dintel**, del siguiente modo:

$$M_C = -4,237 \cdot p_h = -(M_{pl,din} - M_{C,pp}) = -(766,5 - 133,9) = -632,6 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow$$

$$\rightarrow p_h = 149,3 \text{ kN} / \text{m}$$

$$M_B = 3,763 \cdot p_h = 3,763 \cdot 149,3 = 561,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Y los esfuerzos debidos a dicha carga son:

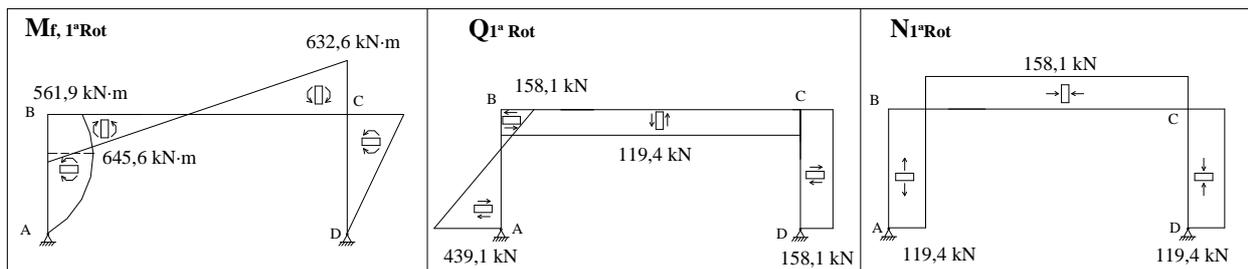


Fig. 5.5. Esfuerzos debidos a la carga de explosión en el pórtico al formarse la primera rótula en el punto C del dintel.

El desplazamiento lateral del pórtico debido a las cargas  $p_h$  y  $p_v$ , medido en el punto B, es:

$$\chi_e = 61,5 \text{ mm}$$

De cara a aplicar en posteriores apartados el método simplificado de cálculo dinámico para la obtención del desplazamiento lateral del pórtico sometido a carga de explosión, interesa asimilar la carga repartida  $p_h$  a una carga puntual horizontal  $P_e$  aplicada en el punto B del pórtico. El valor de  $P_e$  es aquel que produzca el mismo desplazamiento lateral en B que la carga original:

$$P_e = 334,3 \text{ kN}$$

## 5.6. Formación de la segunda rótula plástica.

Al formarse la primera rótula en el punto C del dintel, la estructura pasa a ser isostática:

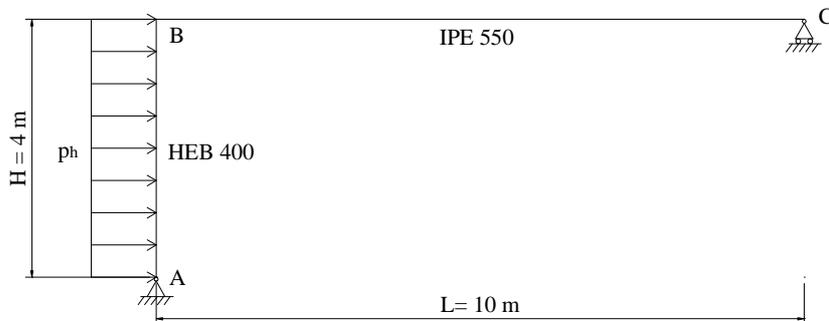


Fig. 5.6. Esquema del pórtico una vez se ha formado la primera rótula en el punto C del dintel.

Imponiendo equilibrio de fuerzas se obtienen las reacciones:

$$H_A = p_h \cdot H = 4 \cdot p_h$$

$$V_A = -0,8 \cdot p_h$$

$$V_C = 0,8 \cdot p_h$$

Calculando los esfuerzos flectores, se tiene:

$$M_{f_A}^B(x) = 4 \cdot p_h \cdot x - \frac{p_h \cdot x^2}{2}$$

$$M_{f_B}^C(x) = 0,8 \cdot p_h \cdot (10 - x)$$

$$M_{\max, \text{din}} = M_B = 8 \cdot p_h$$

Se obtiene ahora el valor de la carga uniformemente repartida que produce la formación de la **segunda y última rótula plástica** en el **punto B del dintel** (que en realidad resulta ser un incremento de carga respecto a la obtenida para el esquema estático original):

$$M_{\max, \text{din}} = M_B = 8 \cdot p_h = M_{pl, \text{din}} - M_{B, pp} - M_{1^{\circ} Rot} = 766,5 - 133,9 - 561,9 = 338,5 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow$$

$$\rightarrow p_h = 42,3 \text{ kN} / \text{m}$$

Los esfuerzos debidos a dicho incremento de carga son:

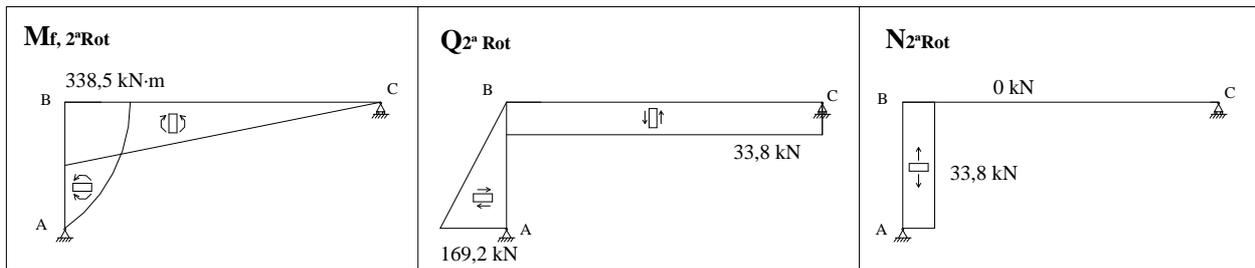


Fig. 5.7. Esfuerzos en el pórtico debidos al aumento de carga debida a explosión.

El aumento de desplazamiento lateral del pórtico debido al incremento de carga obtenido, medido en el punto B, es:

$$\Delta\chi = 50,6\text{mm}$$

Y asimilando el incremento de carga repartida horizontal obtenido a un incremento de la carga puntual horizontal  $\Delta P$  aplicada en el punto B del pórtico, de modo que se produzca el mismo desplazamiento lateral, se obtiene:

$$\Delta P = 47,4\text{kN}$$

### 5.7. Comprobación de la resistencia seccional a cortante e interacción flexor-cortante.

Según la normativa americana sobre estructuras sometidas a acciones de explosión, en concreto de la referencia [5]: *Structures to resist the effects of accidental explosions* (2008), del Department of Defense of the United States of America, y como se ha dicho en el apartado 4.4.3.3, el límite elástico dinámico de diseño recomendado para cortante se obtiene según:

$$f_{dv} = 0,55 \cdot f_{ds}$$

donde  $f_{ds}$  es el límite elástico dinámico de diseño recomendado para flexión, tracción y compresión dado por los apartados 4.4.3.1 y 4.4.3.2.

Esta normativa admite calcular la capacidad plástica a cortante de una sección en I como el producto de dicho límite elástico a cortante por el área del alma de la viga:

$$V_{pl,Rd} = A_w \cdot f_{dv}$$

Hasta este punto, la normativa americana es similar a la EAE española (basada en el Eurocódigo 3), puesto en esta última se obtiene  $V_{pl,Rd}$  como:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Donde  $A_v$  es el área a cortante y se puede tomar igual al área del alma en una pieza tipo I, y  $\gamma_{M0}$  toma un valor 1,0. Si se observa que el factor  $1/\sqrt{3} \approx 0,577$ , se deduce la similitud de resultados para el valor de  $V_{pl,Rd}$  que ofrecen ambas normas.

Para satisfacer la resistencia seccional a cortante se debe cumplir para toda sección:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

En el pórtico estudiado, se tiene:

$$f_{dv} = 0,55 \cdot f_{ds} = 0,55 \cdot 275 \text{MPa} = 151,25 \text{MPa}$$

$$A_{w,HEB400} = h_w \cdot t_w = 352,0 \cdot 13,5 = 4.752,0 \text{mm}^2$$

$$A_{w,IPE550} = h_w \cdot t_w = 515,6 \cdot 11,1 = 5.723,2 \text{mm}^2$$

$$V_{pl,Rd,HEB400} = A_{w,HEB400} \cdot f_{dv} = 718,7 \text{kN}$$

$$V_{pl,Rd,IPE550} = A_{w,IPE550} \cdot f_{dv} = 865,6 \text{kN}$$

$$V_{Ed,A} = -33,5 + 439,1 + 169,2 = 574,8 \text{kN} \leq V_{pl,Rd,HEB400} = 718,7 \text{kN}$$

$$V_{Ed,C,din} = 105,3 + 119,4 + 33,8 = 258,5 \text{kN} \leq V_{pl,Rd,IPE550} = 865,6 \text{kN}$$

Por tanto, **se cumple la resistencia seccional a cortante.**

Por otro lado, al calcular la interacción flector-cortante, la normativa española admite que no existe reducción de la capacidad plástica de una pieza a flexión si el cortante de cálculo  $V_{Ed}$  no supera  $0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ .

Obsérvese que en el caso que nos ocupa, el cortante máximo se da en el punto A del pilar, y sí que superaría el valor de  $0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ . Sin embargo, este punto no coincide con los puntos donde se forman las rótulas plásticas (por tanto, con los puntos de mayor momento flector), y por ello **no existen problemas de interacción flector-cortante.**

Hay que tener en cuenta que en el caso de empotrar las bases de los pilares sí que se podría tener reducción de la capacidad plástica a flexión por interacción flector-cortante en estos puntos.

Se ha observado que la normativa americana difiere ligeramente de la EAE española en la reducción de  $M_{pl,Rd}$  por interacción cortante-flector:

Por un lado, se asume que en piezas tipo I todo el flector es absorbido por las alas y el cortante por el alma. La contribución del alma a resistir flector se supone despreciable, de modo que no se contempla la reducción por cortante-flector. Sin embargo, en secciones de vigas armadas o en cajón, donde se asume que el alma contribuye de forma notable a la capacidad plástica a flexión, se debe aplicar una reducción del momento resistente plástico para cualquier valor del cortante de cálculo, según:

$$\frac{M_{pl, reducido}}{M_{pl, Rd}} = 1 - \left( \frac{V_{Ed}}{V_{pl, Rd}} \right)^4$$

A partir de esta relación, se comprueba que para un cortante  $V_{Ed} = 0,5 \cdot V_{pl, Rd}$ , el momento plástico se reduce ya a un valor de  $0,94 \cdot M_{pl, Rd}$ . Esto difiere de la norma española, en que la reducción de  $M_{pl, Rd}$  se inicia a partir de valores del cortante de cálculo superiores a  $0,5 \cdot V_{pl, Rd}$ .

### 5.8. Funciones Resistencia – Desplazamiento.

La función resistencia – desplazamiento en términos de carga uniformemente repartida sobre el pilar A-B resulta ser:

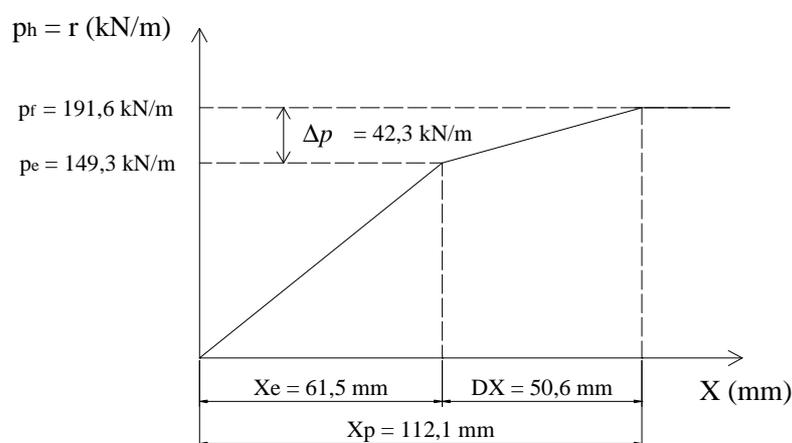


Fig. 5.8. Función resistencia-desplazamiento en términos de fuerza repartida por unidad de longitud para  $f_{ds}=275$  MPa.

Y la función resistencia – desplazamiento tomando una carga puntual horizontal P sobre el punto B del pórtico, necesaria para la aplicación del método simplificado del apartado 6, resulta ser:

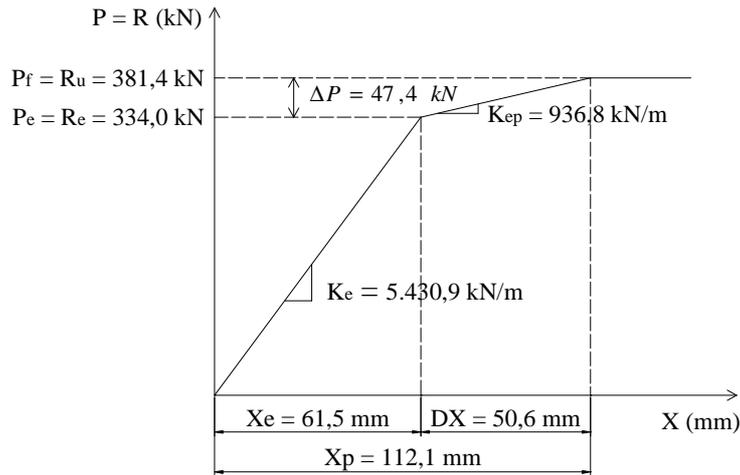


Fig. 5.9. Función resistencia-desplazamiento en términos de fuerza puntual sobre el codo B del pórtico para  $f_{ds}=275$  MPa.

Por tratarse de un pórtico tan sencillo, una vez hiperestático, obviamente la ductilidad esperada es relativamente pequeña (de  $\mu = 112,1/61,5 = 1,8$ , en este caso).

Obsérvese que el hecho de colocar una cobertura pesada ha hecho crecer la ductilidad de esta estructura: el peso de la cubierta sobre el dintel hace aumentar el momento flector negativo en el punto C, que se suma al momento negativo inducido por la carga horizontal sobre el pilar A-B. Por otro lado, a su vez, el peso de la cubierta contrarresta el momento flector positivo generado en el punto B por efecto de la carga horizontal, ya que dicho peso añade un momento negativo en ese punto. Con ello, la rótula plástica en C se forma para una carga horizontal aplicada menor, y la rama elasto plástica de la estructura se alarga hasta formarse la segunda y última rótula en B.

En cambio, si se coloca una cobertura ligera, la rama elasto-plástica de la estructura se acorta. Este sería un diseño menos adecuado en cuanto a carga horizontal de explosión, por tratarse de un esquema con menor ductilidad.

## 6. CÁLCULO DE LA RESPUESTA DINÁMICA POR ASIMILACIÓN A SDOF Y USO DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS.

### 6.1. El sistema de un solo grado de libertad (SDOF).

Aunque las estructuras poseen muchos grados de libertad, en algunas de ellas solo un modo predomina en la respuesta ante cargas de corta duración. En la práctica, dicho modo se considera que define el comportamiento de la estructura y el problema se simplifica considerando un **sistema de un solo grado de libertad o SDOF**, cuyas propiedades son aquellas del modo fundamental de la estructura. Esto es posible en vigas, pórticos y placas, entre otros elementos.

El SDOF consiste en un sistema constituido por una masa concentrada ligada a un resorte de peso despreciable, y sujeta a una carga concentrada de explosión (fig.6.1). En él únicamente una coordenada ( $X$ ) es requerida para definir su movimiento. En el caso de analizar la respuesta de un pórtico, **el SDOF se selecciona de modo que el desplazamiento de éste coincida con el desplazamiento lateral del dintel del pórtico, en concreto, con el movimiento del codo B** (ver apartado 5).

En los apartados 6.1.1 y 6.1.2 se definen los distintos parámetros de diseño empleados para caracterizar el SDOF: la rigidez equivalente  $K_E$ , la masa equivalente  $M_E$  y la fuerza externa equivalente  $P_E$ .

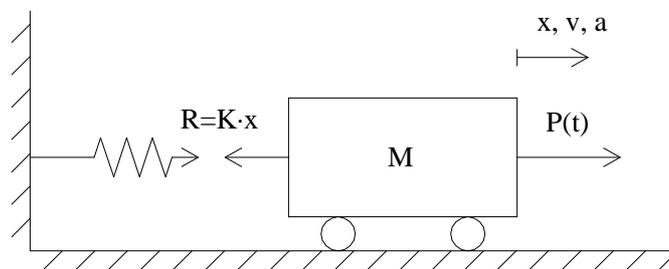


Fig. 6.1. Típico sistema de un grado de libertad.

Al aplicar éste método simplificado, la estructura se caracteriza por una función resistencia-desplazamiento elasto-plástica y bilineal, de rigidez  $K_E$  (ver 6.1.1). Por su parte, la carga se trata como un pulso triangular cuyo valor pico de presiones se da prácticamente en el instante inicial y disminuye hasta anularse al cabo, generalmente, de pocas decenas de milisegundos (apartado 2.5). Esta carga repartida se transforma en una carga concentrada  $P_E$  aplicada sobre  $M_E$ , a partir de la función resistencia-desplazamiento elasto-plástica bilineal.

A continuación, mediante los gráficos del apartado 6.3, se determina la respuesta dinámica máxima de la estructura,  $X_m$ . Dichos gráficos fueron obtenidos por Biggs en los años 60, a base de resolver la ecuación diferencial del movimiento para un sistema SDOF sin amortiguamiento. En este caso  $X_m$  es el desplazamiento lateral del dintel de un pórtico típico de estructura metálica.

Finalmente, los desplazamientos y rotaciones en rango plástico se deben limitar a los valores máximos del apartado 4.5, de acuerdo con requisitos de seguridad para personas y equipos, así como para asegurar la integridad estructural en rango plástico.

### 6.1.1. Funciones resistencia-desplazamiento de diseño. Caso práctico.

Bajo la acción de cargas externas, los elementos estructurales se deforman y aparecen esfuerzos internos. La suma de estos esfuerzos internos, que tienden a reestablecer la posición descargada del elemento, se define como **resistencia**. Se trata de una fuerza reactiva opuesta en dirección a la carga aplicada. Véanse en fig. 6.2 unos ejemplos de **funciones resistencia-desplazamiento**.

Se denota por  $r$  la resistencia ante carga repartida en kN/m y por  $R$  la resistencia frente a carga concentrada en kN.

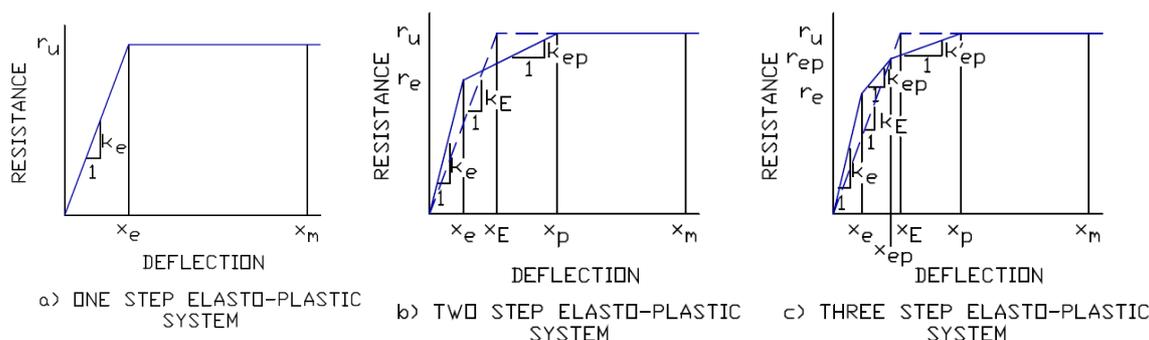


Fig. 6.2. Funciones resistencia-desplazamiento reales (líneas continuas) y de cálculo (líneas punteadas). Fuente: Referencia [5].

Las primeras fases de los diagramas resistencia-desplazamiento se componen generalmente de un rango elástico y de uno o varios rangos elasto-plásticos, cada uno con su rigidez correspondiente, de modo que la transición de un rango al otro se da a través de la formación de rótulas plásticas en las secciones de la estructura sometidas a mayores tensiones. El número de rangos elasto-plásticos necesarios previos a alcanzar la resistencia última ( $r_u$  ó  $R_u$ ) de un elemento depende del tipo y número de apoyos del mismo.

Por su parte, la resistencia última ( $r_u$  ó  $R_u$ ) de un elemento depende de la distribución de la carga aplicada, de la geometría de la estructura, del número y tipo de apoyos, y la distribución de la capacidad a flexión en la estructura.

La resistencia elástica  $r_e$  ó  $R_e$  es aquella en la que se forma la primera rótula plástica. Del mismo modo, la resistencia elasto-plástica  $r_{ep}$  ó  $R_{ep}$  es aquella en la que se forman las siguientes rótulas, si se da el caso. En el caso de formarse una única rótula o bien todas las rótulas a la vez en un elemento,  $r_e=r_u$  y  $R_e=R_u$ ). Si se forman 2 o más rótulas no simultáneas, el  $r_{ep}$  ó  $R_{ep}$  mayor coincide con  $r_u$  ó  $R_u$ .

La rigidez del rango elástico se denota como  $K_e$ , la del elasto-plástico es  $K_{ep}$ , y en el plástico la rigidez es cero.

La rigidez del rango elástico se define como:

$$K_e = \frac{R_e}{X_e}$$

La rigidez elasto-plástica para un sistema de dos pasos (formación de dos rótulas plásticas) es:

$$K_{ep} = \frac{R_u - R_e}{X_p - X_e}$$

Y las rigideces elasto-plásticas para un sistema de tres pasos (formación de tres rótulas plásticas):

$$K_{ep} = \frac{R_{ep} - R_e}{X_{ep} - X_e} \quad \text{y} \quad K_{ep}' = \frac{R_u - R_{ep}}{X_p - X_{ep}}$$

Como ya se ha comentado, los diagramas de diseño del apartado 6.3 se establecieron para un sistema con función resistencia-desplazamiento de un solo paso. Sin embargo, se pueden aplicar a sistemas con formación de más de una rótula plástica antes de llegar a la resistencia última. Esto se hace reemplazando la función resistencia-desplazamiento real por una función equivalente definida por una rigidez elástica equivalente  $K_E$  y un desplazamiento elástico máximo equivalente  $X_E$  (ver fig. 6.2).  **$K_E$  y  $X_E$  se calculan imponiendo que el área bajo la función equivalente sea igual al área bajo la función original**, de modo que cada sistema se produzca la misma energía potencial.

El  $X_E$  para sistemas con función resistencia-desplazamiento de 2 pasos se obtiene según:

$$X_E = X_e + X_p \cdot \left(1 - \frac{R_e}{R_u}\right)$$

Y para 3 pasos:

$$X_E = X_e \cdot \left(\frac{R_{ep}}{R_u}\right) + X_{ep} \cdot \left(1 - \frac{R_e}{R_u}\right) + X_p \cdot \left(1 - \frac{R_{ep}}{R_u}\right)$$

Y la rigidez elástica equivalente  $K_E$  es:

$$K_E = \frac{R_u}{X_E}$$

La función resistencia-desplazamiento elasto-plástica bilineal obtenida de este modo permite transformar la carga repartida debida a explosión en una carga concentrada  $P_E$  aplicada sobre  $M_E$ .

A continuación, a partir de la función resistencia desplazamiento real obtenida para el pórtico estudiado en el apartado 5, se calcula la rigidez equivalente  $K_E$  para  $f_{ds}=275\text{MPa}$  y se obtiene la función resistencia-desplazamiento de diseño:

$$K_e = \frac{R_e}{X_e} = \frac{334,0}{61,5} \cdot 10^3 = 5.430,9 \text{ kN/m}$$

$$K_{ep} = \frac{R_u - R_e}{X_p - X_e} = \frac{47,4}{50,6} \cdot 10^3 = 936,8 \text{ kN/m}$$

$$X_E = X_e + X_p \cdot \left(1 - \frac{R_e}{R_u}\right) = 61,5 + 112,1 \cdot \left(1 - \frac{334,0}{381,4}\right) = 75,4 \text{ mm}$$

$$K_E = \frac{R_u}{X_E} = \frac{381,4}{75,4} \cdot 10^3 = 5.056,2 \text{ kN/m}$$

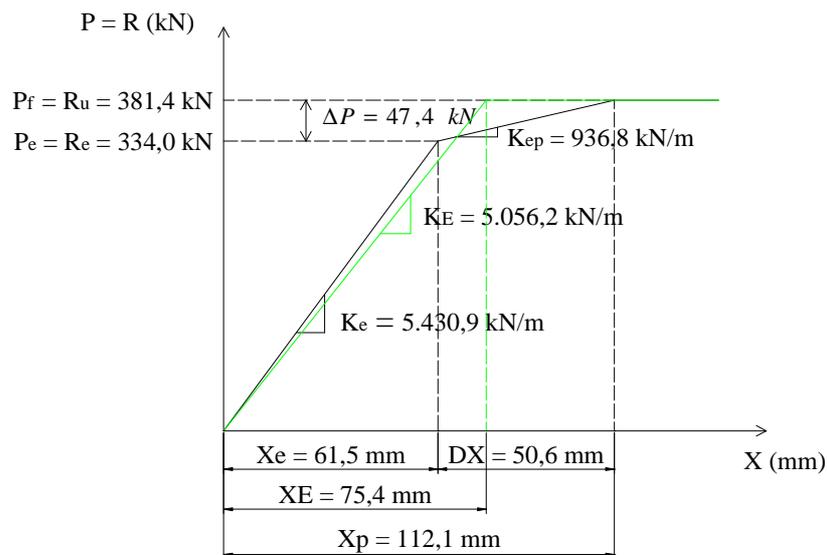


Fig. 6.3. Función resistencia-desplazamiento en términos de fuerza puntual sobre el codo B del pórtico estudiado (ver apartado 5) para  $f_{ds}=275 \text{ MPa}$ .

### 6.1.2. Periodo natural de vibración y masa equivalente.

El periodo natural de vibración se obtiene como:

$$T_N = 2 \cdot \pi \cdot (M_E / K_E)^{1/2}$$

donde:

$M_E$  = Masa efectiva.

$K_E$  = Rigidez equivalente del sistema.

La masa efectiva a utilizar en el cálculo de  $T_N$  para un pórtico consiste en la **masa total de la cubierta más un tercio de la masa de los pilares y fachadas laterales**.

Si se diseña en rango elástico, se utiliza la rigidez elástica  $K_e$  para obtener  $T_N$ . En el resto de casos se utiliza la rigidez elasto-plástica equivalente  $K_E$ .

A partir de  $T_N$  y conociendo la carga de explosión y la resistencia del elemento estudiado, se obtiene el desplazamiento lateral máximo del pórtico,  $X_m$ , mediante los diagramas de 6.3.

## 6.2. Amortiguamiento.

Los efectos del amortiguamiento casi nunca son considerados en diseño ante explosiones debido a las siguientes razones:

- El amortiguamiento tiene poca influencia en el primer pico de respuesta, que es normalmente el único ciclo de respuesta de interés.
- La energía disipada a través de la deformación plástica es mucho mayor que la disipada por un amortiguamiento estructural corriente.
- Despreciar el amortiguamiento da una respuesta aproximada del lado de la seguridad.

## 6.3. Gráficos de diseño para cargas idealizadas.

La respuesta de sistemas SDOF sometidos a cargas de explosión idealizadas se presenta en forma de gráficos adimensionales (fig. 6.4, 6.5 y 6.6). Con el objetivo de utilizar estos diagramas, la evolución de la carga de explosión en el tiempo debe asimilarse a una carga triangular con presión pico en el instante inicial (apartado 2.5), y la curva resistencia-desplazamiento de la estructura se debe idealizar como una función elasto-plástica bilineal (apartado 6.1.1).

La respuesta de una estructura sometida a carga explosiva se define a través del máximo desplazamiento  $X_m$  (que en el caso de un pórtico se trata del máximo desplazamiento lateral), y del instante de tiempo en que éste es alcanzado,  $t_m$ .

Por una lado, la carga dinámica queda definida por su valor pico  $P_E$  y su duración  $T$ . Por otro lado, el sistema SDOF queda definido mediante su resistencia última  $R_u$ , su desplazamiento elástico máximo equivalente  $X_E$ , y su periodo natural  $T_N$ .

Los diagramas de respuesta relacionan las propiedades dinámicas de la carga explosiva ( $P_E$  y  $T$ ) con las del elemento estructural ( $R$ ,  $X$  y  $T_N$ ): los valores de  $X_m/X_E$  y  $t_m/T$  se representan en función de  $R_u/P_E$  y  $T/T_N$ .

### 6.3.1. Respuesta máxima de sistemas lineales elásticos.

Para obtener la respuesta de un sistema lineal elástico conviene introducir el concepto de **factor dinámico de carga DLF (Dynamic Load Factor)**, que es el cociente entre el desplazamiento dinámico máximo ( $X_m$ ) y el desplazamiento que existiría si la carga pico  $P_E$  se aplicara estáticamente ( $X_s$ ):

$$DLF = \frac{X_m}{X_s}$$

Debido a que los desplazamientos, fuerzas de resorte y tensiones son proporcionales en un sistema elástico, el DLF puede ser aplicado a cualquiera de éstas magnitudes para determinar el ratio entre efectos dinámicos y estáticos. Por tanto, el DLF puede ser considerado como el cociente entre la máxima resistencia dinámica alcanzada en la estructura ( $R$ ) y la carga pico ( $P_E$ ):

$$DLF = \frac{R}{P_E}$$

En un sistema lineal elástico sometido a una carga dinámica simplificada, la respuesta dinámica máxima se define mediante el DLF y el tiempo de máxima respuesta  $t_m$ . Tanto DLF como  $t_m/T$  se representan en función de  $T/T_N$  para carga triangular en la fig. 6.4.

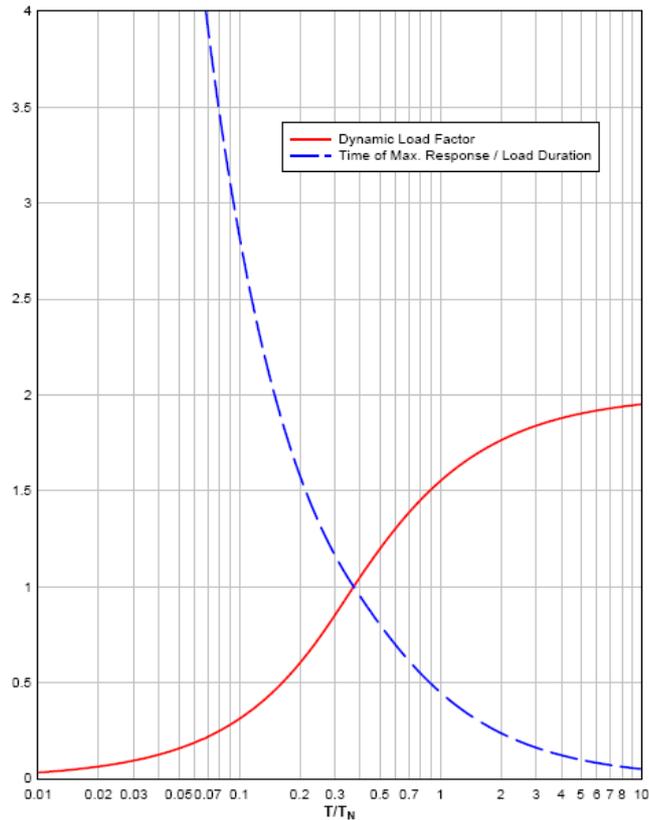


Fig. 6.4. Máxima respuesta elástica de un sistema SDOF para carga triangular.  
Fuente: Referencia[5].

En general, el interés en estructuras se centra en el máximo valor para DLF. En el caso de carga triangular, **el valor máximo de DLF es 2**. Esto implica que los desplazamientos, esfuerzos y tensiones máximas debidos a una carga dinámica tienen una magnitud como máximo igual al doble de lo que se obtendría en un análisis de la estructura aplicando la carga máxima  $P_E$  de forma estática.

El diagrama de la fig. 6.4 se aplica a sistemas elásticos. Sin embargo, puede utilizarse en rango elasto-plástico si la curva real de resistencia-desplazamiento se sustituye por la de un sistema con rigidez equivalente  $K_E$  y desplazamiento equivalente  $X_E$  (según 6.1.1).

En un típico caso de diseño, éste es el procedimiento a seguir para obtener la respuesta máxima de la estructura:

- a) La evolución de la carga de explosión con el tiempo se idealiza como una carga triangular simplificada definida por la carga pico  $P_E$  y su duración  $T$  (apartado 2.5).
- b) Se calculan las propiedades dinámicas del elemento estructural estudiado según 6.1. En el caso de una respuesta completamente elástica se calculan  $R_e$  y  $T_N$  (calculado con  $K_e$ ), mientras que en el caso de respuesta en rango elasto-plástico se obtienen  $R_u$ ,  $X_E$  y  $T_N$  (calculado con  $K_E$ ).

- c) Conociendo el ratio  $T/T_N$ , se determina DLF y  $t_m/T$  a partir de la fig 6.4.
- d) La resistencia máxima  $R$  alcanzada por el elemento se obtiene a partir de  $DLF=R/P_E$ , y el tiempo  $t_m$  a partir del ratio  $t_m/T$ . En un caso de respuesta puramente elástica se debe cumplir  $R \leq R_e$ . En el caso de respuesta en rango elasto-plástico se debe cumplir  $R \leq R_u$ . En caso de no cumplirse, el análisis no es válido y se debe repetir el procedimiento.
- e) Se obtiene el desplazamiento máximo:  $X_m=R/K$  (siendo  $K$  la rigidez  $K_e$  o  $K_E$  según el caso).

Véase el caso práctico del apartado 6.4.

### 6.3.2. Respuesta plástica máxima de sistemas elasto-plásticos.

Un sistema elasto-plástico puede tener una respuesta elástica o plástica, dependiendo de la magnitud de la carga de explosión. Si la respuesta es elástica, es decir, si el elemento alcanza una resistencia  $R$  inferior a la resistencia última  $R_u$ , entonces el diagrama a emplear es el del apartado 6.3.1. Los diagramas de respuesta que se presentan en el presente apartado (fig 6.5 y 6.6), sin embargo, únicamente son de aplicación en respuesta plástica, es decir, en elementos donde se alcanza la resistencia última  $R_u$ .

La máxima respuesta plástica de un sistema elasto-plástico sometido a una carga de explosión se define a partir del desplazamiento máximo alcanzado  $X_m$  y del tiempo en el que éste se da,  $t_m$ .

Por un lado, la carga dinámica se define por su valor pico  $P_E$  y su duración  $T$ . Por otro lado, el sistema SDOF queda definido mediante su resistencia última  $R_u$ , su desplazamiento elástico máximo equivalente  $X_E$ , y su periodo natural  $T_N$ .

En las fig. 6.5 y 6.6 se muestran diagramas adimensionales de respuesta, representando la ductilidad  $\mu = X_m/X_E$  y el ratio  $t_m/T$  en función de  $R_u/P_E$  y  $T/T_N$  para carga triangular.

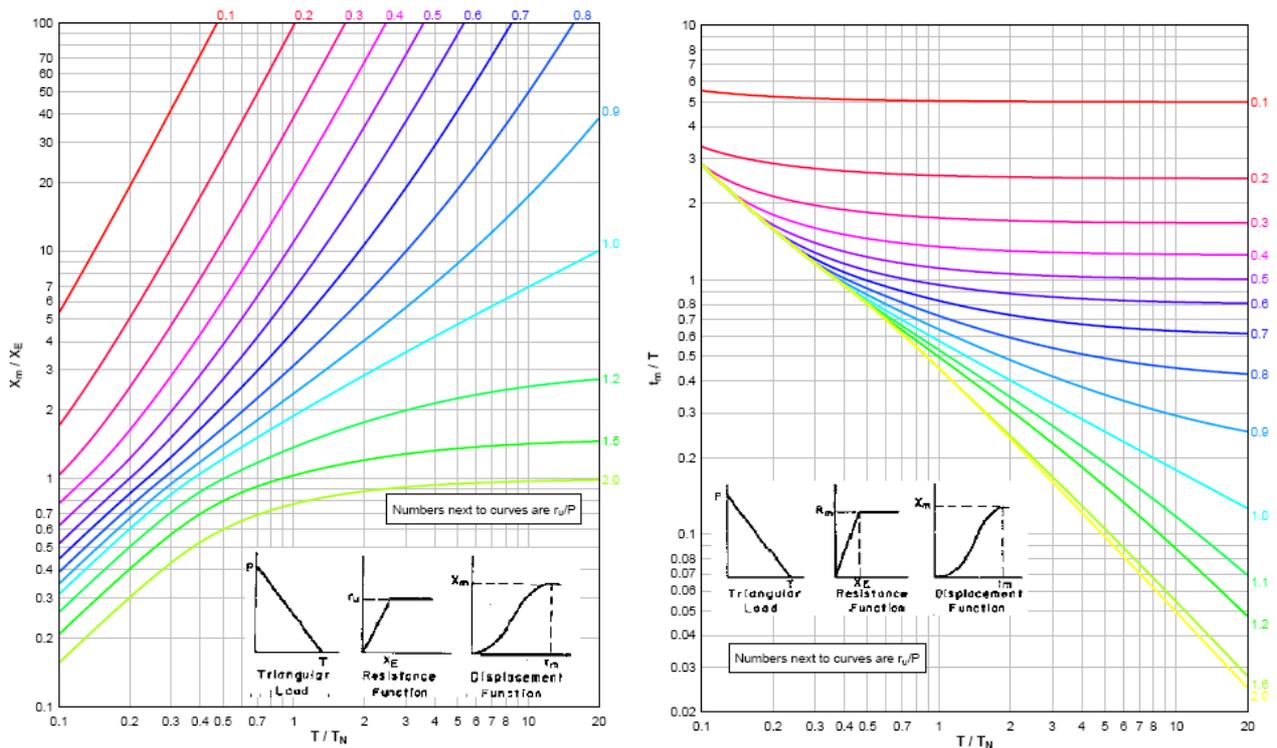


Fig. 6.5. y 6.6. Diagramas adimensionales de respuesta elasto-plástica, representando la ductilidad  $\mu = X_m/X_E$  (izq.) y el ratio  $t_m/T$  (der.) en función de  $R_u/P_E$  y  $T/T_N$  para carga triangular. Fuente: Referencia[5].

En un caso típico de diseño, el procedimiento a seguir para obtener la respuesta máxima de la estructura es el siguiente:

- La evolución de la carga de explosión con el tiempo se idealiza como una carga triangular simplificada definida por la carga pico  $P_E$  y su duración  $T$  (apartado 2.5).
- Se calculan las propiedades dinámicas del elemento estructural estudiado ( $R_u$ ,  $X_E$  y  $T_N$ ), según 6.1.
- Conociendo  $R_u/P_E$  y  $T/T_N$ , se determina la ductilidad  $\mu = X_m/X_E$  y el ratio  $t_m/T$  a partir de los diagramas de fig.6.5 y 6.6.
- Se obtienen el desplazamiento máximo  $X_m$  y el tiempo de respuesta  $t_m$  de las relaciones  $X_m/X_E$  y  $t_m/T$ . Si el desplazamiento máximo no cumple los requisitos deformacionales de 4.5, así como las limitaciones dadas por el análisis push-over, se repite el procedimiento.

Véase el caso práctico del apartado 6.5.

#### 6.4. Caso práctico 1. Cálculo de la respuesta dinámica de un pórtico típico de acero en rango elástico.

Sea el pórtico de la fig. 6.7, en acero S275 (A36) y articulado en sus bases, éste se somete a la carga uniformemente repartida de la fig. 6.8, obtenida según lo dispuesto en 2.5 y teniendo en cuenta únicamente la fase positiva de presiones sobre el pilar frontal A-B:

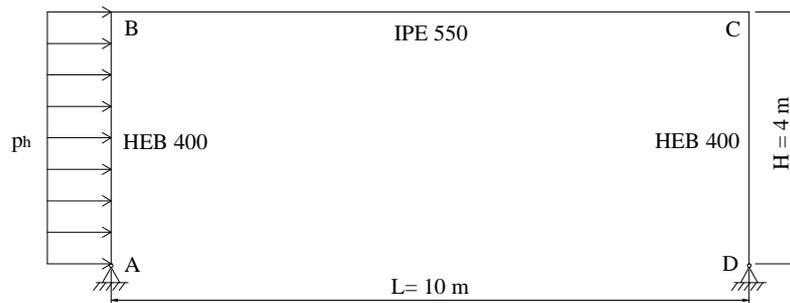


Fig. 6.7. Esquema del pórtico de estudio y de la carga de explosión a que se ve sometido.

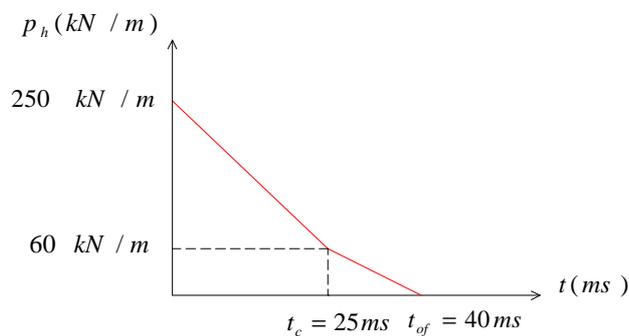


Fig. 6.8. Evolución en el tiempo de la carga de explosión uniformemente repartida sobre pilar frontal A-B

Con esta carga se obtendrá una respuesta en el rango puramente elástico, que se calcula a continuación.

Primero se calcula el valor de la carga de explosión concentrada, considerando comportamiento elástico del pórtico:

$$\alpha = \frac{334,0}{149,3} = 2,237$$

$$p_{expl} = 250 \text{ kN/m} \rightarrow P_E = 2,237 \cdot 250 = 559,3 \text{ kN}$$

Se obtiene asimismo la rigidez elástica:

$$K_e = \frac{334,0}{61,5} \cdot 10^{-3} = 5.430,9 \text{ kN} / \text{m}$$

Obsérvese que en rango elástico la masa equivalente del SDOF es algo mayor que para el caso plástico ( $T_N$  siendo el periodo natural del primer modo propio del pórtico en régimen elástico):

$$T_N = 2\pi \sqrt{\frac{M_E}{5.430,9 \text{ kN} / \text{m} \cdot 10^3}} = 0,452 \text{ s} \rightarrow M_E = 28.043 \text{ kg}$$

Conociendo el ratio  $T/T_N$ , se determina DLF a partir de la fig. 6.4:

$$\frac{T}{T_N} = \frac{0,04 \text{ s}}{0,452} = 0,09$$

$$DLF = 0,25 = \frac{X_m}{X_s} = \frac{R}{P_E} = \frac{R}{559,3} \rightarrow R = 139,8 \text{ kN} \leq R_e = 334,0 \text{ kN}$$

Y se obtiene el desplazamiento máximo:

$$X_m = \frac{R}{K_e} = \frac{139,8 \text{ kN}}{5.430,9 \text{ kN} / \text{m}} \cdot 10^3 = 25,7 \text{ mm} = 2,6 \text{ cm}$$

### 6.5. Caso práctico 2. Cálculo de la respuesta dinámica de un pórtico típico de acero en rango plástico.

A continuación se llevará a cabo el cálculo de la respuesta de un pórtico metálico tipo ante un evento de explosión mediante el **método simplificado** expuesto en 6.3.2. En particular, se pretende calcular el desplazamiento lateral máximo del pórtico,  $X_m$ .

Se establecerá una equivalencia entre el pórtico a analizar y un sistema de un solo grado de libertad formado por una masa equivalente ( $M_E$ ) y un resorte de rigidez equivalente ( $K_E$ ). Para obtener la rigidez del sistema equivalente será necesario un **análisis Push-over** del pórtico, a partir del cual se asegura el comportamiento dúctil de la estructura en sus distintas etapas de carga, analizando la formación de sucesivas rótulas plásticas. Se tendrá en cuenta el efecto del cortante a fin de detectar una posible **interacción flexor – cortante** que pudiera reducir el momento plástico real que puede desarrollar cada uno de los perfiles metálicos que constituyen el pórtico.

### 6.5.1. Características del pórtico tipo y de la carga.

Sea el pórtico de la fig. 6.7, en acero S275 (A36) y articulado en base de pilares, se observa **que la estructura a estudiar es una vez hiperestática**, esto es, necesitaría la formación de dos rótulas en un análisis estático para colapsar.

Obsérvese que en diseño se ha fijado que  $W_{pl,pil} = 3.231,9cm^3 > W_{pl,din} = 2.787,2cm^3$ . Por tanto, al considerarse el mismo tipo de acero tanto en pilares como en dintel (y por tanto, el mismo límite elástico  $f_y$ ), se tiene:

$$M_{pl,pil} = W_{pl,pil} \cdot f_y > M_{pl,din} = W_{pl,din} \cdot f_y$$

Esto se debe a que en el diseño de un pórtico como el estudiado frente a explosiones u otro tipo de cargas horizontales, el máximo esfuerzo flector se produce en pilares.

El pórtico se ve sometido a la siguiente carga, siendo  $p_h$  la carga horizontal uniforme en el pilar A-B (obtenida según lo dispuesto en el apartado 2.5.4, y considerando únicamente la fase positiva de presiones):

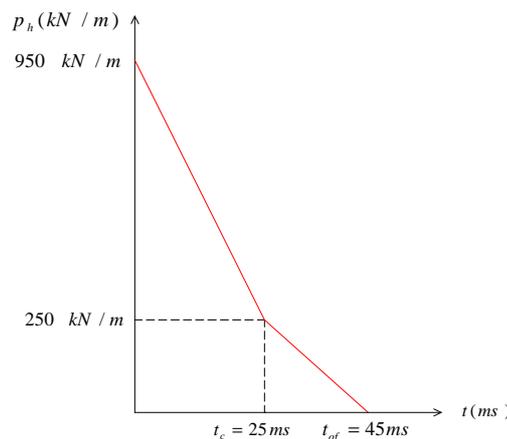


Fig. 6.9. Evolución en el tiempo de la carga de explosión uniformemente repartida sobre pilar frontal A-B

### 6.5.2. Límite elástico de diseño del acero sometido a acciones dinámicas.

Debido a que la media del límite elástico en aceros estructurales con un límite elástico mínimo especificado de 50 ksi (345MPa) o menor es generalmente mayor que el mínimo establecido, se recomienda que el valor mínimo de diseño para el límite elástico se incremente en un 10%, según las especificaciones de AISC. Por tanto, el factor de mayoración  $a$  para acero S275 (A36) es 1,10.

Suponiendo que la ductilidad es  $\mu \leq 10$ , se toma como hipótesis que el factor de mayoración dinámico  $c$  (Dynamic Increase Factor, DIF) para el límite elástico del acero es 1,29, que

corresponde a una velocidad de deformación  $\dot{\epsilon} = 0,10s^{-1}$  para elementos sometidos a flexión en rango de bajas presiones (tabla 4.2). Con ello se tiene:

$$f_{ds} = f_{dy} = c \cdot a \cdot f_y = 1,29 \cdot 1,10 \cdot 36ksi = 51,1ksi = 352MPa \approx 350MPa$$

Una vez calculadas las características del sistema equivalente de un solo grado de libertad para el pórtico mediante el método simplificado, se comprobará si la velocidad real de deformación se corresponde aproximadamente con esta suposición inicial obteniendo el tiempo  $t_E$  hasta alcanzar la deformación correspondiente al límite elástico a partir de las fig. 4.3(a), 4.3(b), y calculando posteriormente  $\dot{\epsilon}$  como:

$$\dot{\epsilon} = \frac{f_{ds}}{E \cdot t_E}$$

Finalmente se comprueba el valor del coeficiente  $c$  para la  $\dot{\epsilon}$  obtenida, a partir de la fig.4.2. Si éste no coincide con lo supuesto, se repetirá el análisis con el límite elástico dinámico resultante con el nuevo coeficiente  $c$ .

### 6.5.3. Esfuerzos debidos al peso propio de la estructura.

Los esfuerzos debidos a peso propio considerando el peso del pórtico más el peso de cubierta y fachadas ligeras se han calculado en 5.3:

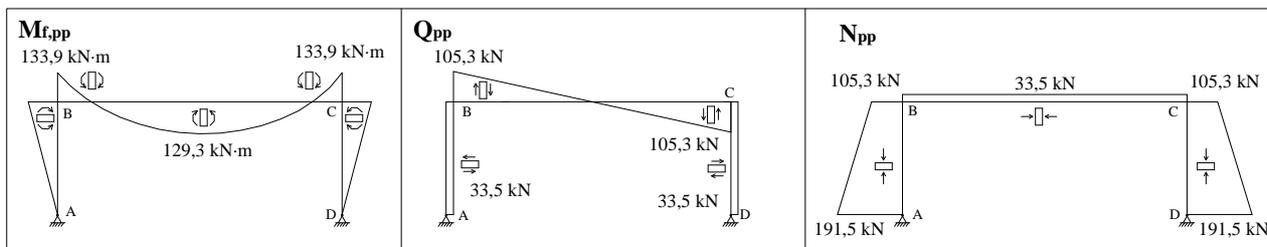


Fig. 6.10. Esfuerzos debidos al peso propio de la estructura.

### 6.5.4. Cálculo de momentos plásticos.

$$M_{pl,din} = W_{pl,din} \cdot f_y = 2.787,2 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 975,5kN \cdot m$$

$$M_{pl,pil} = W_{pl,pil} \cdot f_y = 3.231,9 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 1.131,2kN \cdot m$$

### 6.5.5. Formación de la primera rótula plástica.

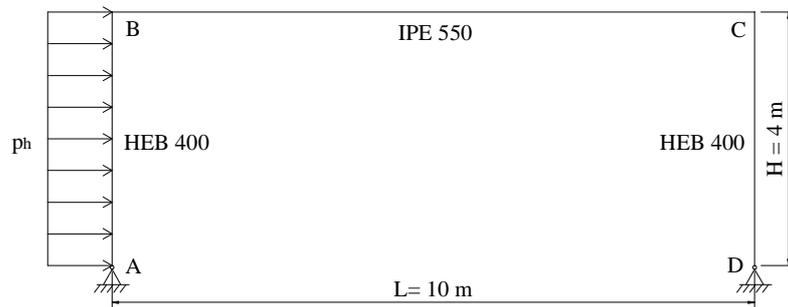


Fig. 6.11. Esquema del pórtico de estudio y de la carga de explosión a que se ve sometido.

Se obtiene la carga de presión en el instante en que se forma la primera rótula, en este caso en el punto C del dintel, del siguiente modo:

$$M_C = -4,237 \cdot p_h = -(M_{pl,din} - M_{C,pp}) = -(975,5 - 133,9) = -841,6 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow$$

$$\rightarrow p_h = 198,6 \text{ kN} / \text{m}$$

$$M_B = 3,763 \cdot p_h = 3,763 \cdot 198,6 = 747,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Y finalmente, los esfuerzos debidos a la carga obtenida son:

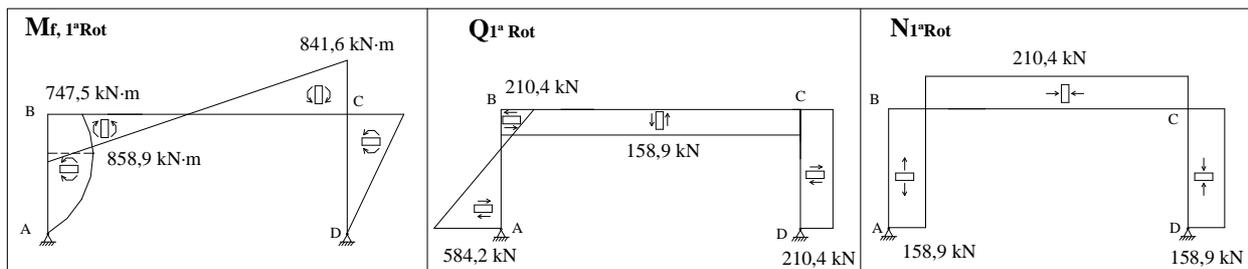


Fig. 6.12. Esfuerzos debidos a las cargas de explosión en el pórtico al formarse la primera rótula en el punto C del dintel.

El desplazamiento lateral del pórtico debido a la carga  $p_h$ , medido en el punto B, es:

$$\chi_e = 81,8 \text{ mm}$$

Para aplicar el método simplificado y obtener el desplazamiento lateral del pórtico, interesa asimilar la carga  $p_h$  a una carga puntual horizontal  $P$  aplicada en el punto B del pórtico. El valor de  $P$  es aquel que produce el mismo desplazamiento lateral en B que la carga original:

$$P_e = 444,8 \text{ kN}$$

### 6.5.6. Formación de la segunda rótula plástica.

Al formarse la primera rótula en el punto C del dintel, la estructura pasa a ser isostática:

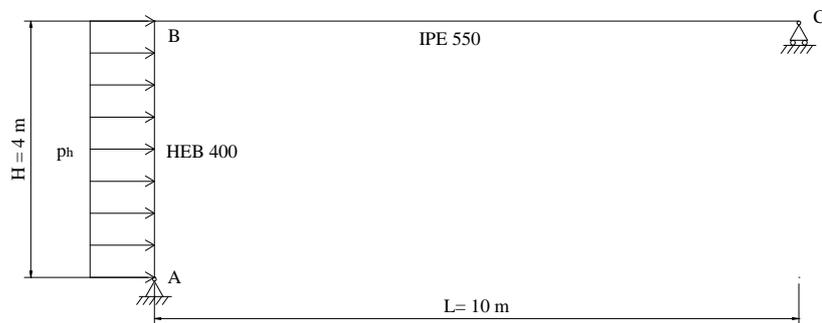


Fig. 6.13. Esquema del pórtico una vez se ha formado la primera rótula en el punto C del dintel.

Se obtiene el valor de la carga uniformemente repartida que produce la formación de la segunda y última rótula plástica en el punto B del dintel:

$$M_{\max, \text{din}} = M_B = 8 \cdot p_h = M_{\text{pl, din}} - M_{B, \text{pp}} - M_{1^{\text{a}} \text{Rot}} = 975,5 - 133,9 - 747,5 = 361,9 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow$$

$$\rightarrow p_h = 45,2 \text{ kN} / \text{m}$$

Los esfuerzos debidos a dicha carga son:

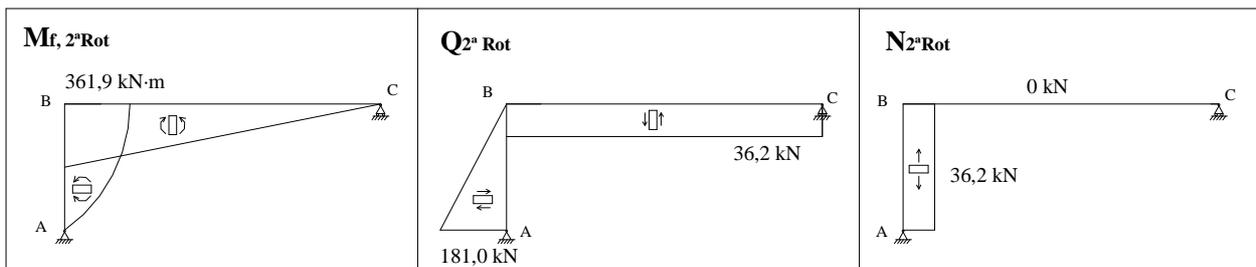


Fig. 6.14. Esfuerzos en el pórtico debidos al aumento de carga debida a explosión.

El aumento de desplazamiento lateral del pórtico debido al incremento de carga es:

$$\Delta\chi = 54,1mm$$

Y asimilando la carga  $p_h$  a una carga puntual horizontal  $P$  aplicada en el punto B del pórtico, de modo que produzca el mismo desplazamiento lateral que la carga original, se obtiene:

$$\Delta P = 53,8kN$$

### 6.5.7. Comprobación de la resistencia seccional a cortante e interacción flector-cortante.

El límite elástico dinámico de diseño recomendado para cortante se obtiene según:

$$f_{dv} = 0,55 \cdot f_{ds} = 0,55 \cdot 350 = 192,5MPa$$

La capacidad plástica a cortante de las secciones en I es:

$$V_{pl,Rd,HEB400} = A_{w,HEB400} \cdot f_{dv} = 914,8kN$$

$$V_{pl,Rd,IPE550} = A_{w,IPE550} \cdot f_{dv} = 1.101,7kN$$

Y se observa que **se cumple la resistencia seccional a cortante**:

$$V_{Ed,A} = -33,5 + 584,2 + 181,0 = 731,7kN \leq V_{pl,Rd,HEB400} = 914,8kN$$

$$V_{Ed,C,din} = 105,3 + 158,9 + 36,2 = 300,4kN \leq V_{pl,Rd,IPE550} = 1.101,7kN$$

Por otro lado, al calcular la interacción flector-cortante, la normativa española admite que no existe reducción de la capacidad plástica de una pieza a flexión si el cortante de cálculo  $V_{Ed}$  no supera  $0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ .

Obsérvese que en este caso, el cortante máximo se da en el punto A del pilar, y sí que superaría el valor de  $0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ . Sin embargo, este punto no coincide con los puntos donde se forman las rótulas plásticas (por tanto, con los puntos de mayor momento flector), y por ello **no existen problemas de interacción flector-cortante**.

### 6.5.8. Gráficos resistencia-desplazamiento y cálculo de la rigidez equivalente, $K_E$ .

$$K_e = \frac{R_e}{X_e} = \frac{444,4}{81,8} \cdot 10^3 = 5.432,8kN/m$$

$$K_{ep} = \frac{R_{ep}}{X_p - X_e} = \frac{53,6}{54,1} \cdot 10^3 = 990,8 \text{ kN/m}$$

$$X_E = X_e + X_p \cdot \left(1 - \frac{R_e}{R_u}\right) = 81,8 + 135,9 \cdot \left(1 - \frac{444,4}{498,0}\right) = 96,4 \text{ mm}$$

$$K_E = \frac{R_u}{X_E} = \frac{498,0}{96,4} \cdot 10^3 = 5.164,5 \text{ kN/m}$$

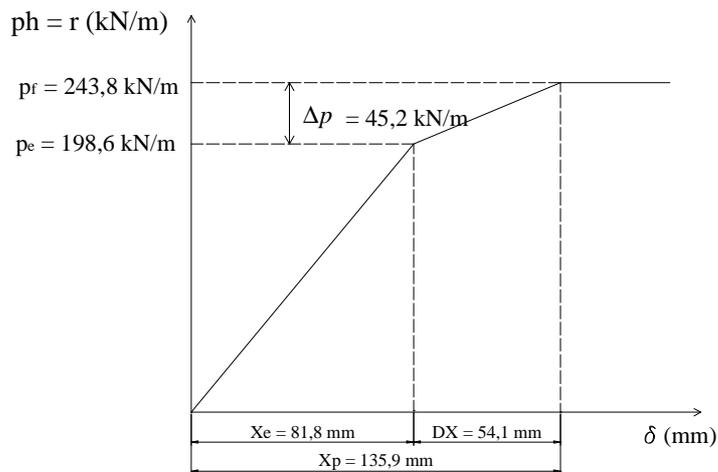


Fig. 6.15. Función resistencia-desplazamiento en términos de fuerza repartida por unidad de longitud para  $f_{ds}=350 \text{ MPa}$ .

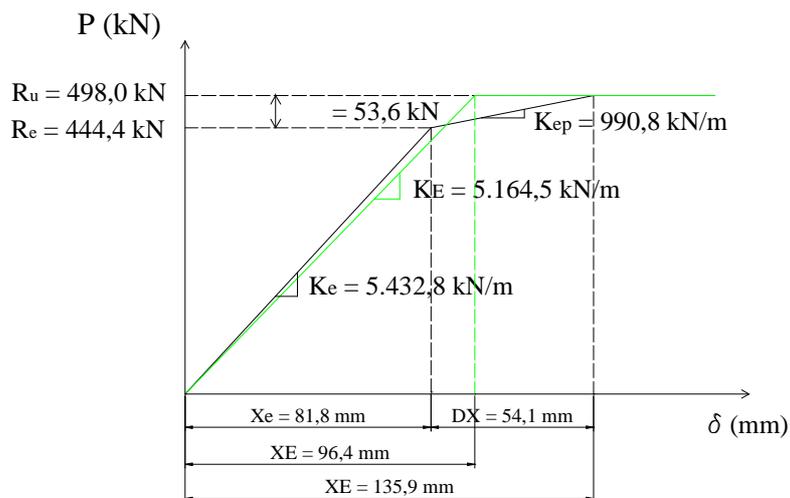


Fig. 6.16. Función resistencia-desplazamiento en términos de fuerza puntual sobre el codo B del pórtico para  $f_{ds}=350 \text{ MPa}$ .

### 6.5.9. Cálculo de la masa equivalente, $M_E$ .

$$M_E = 105,5 \text{ kg/m}^2 \cdot 10 \text{ m} + 500 \text{ kg/m}^2 \cdot 10 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} + 2 \cdot \left( \frac{1}{3} \cdot 155,3 \text{ kg/m} \cdot 4 \text{ m} \right) + 2 \cdot \left( \frac{1}{3} \cdot 500 \text{ kg/m}^2 \cdot 4 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \right) = 26.802,5 \text{ kg}$$

### 6.5.10. Cálculo del periodo natural, $T_N$ .

$$T_N = 2\pi \sqrt{\frac{M_E}{K_E}} = 2\pi \sqrt{\frac{26.802,5 \text{ kg}}{5.164,5 \text{ kN/m} \cdot 10^3}} = 0,453 \text{ s}$$

$$T / T_N = 0,045 \text{ s} / 0,253 \text{ s} \cong 0,10$$

### 6.5.11. Transformación de la carga uniformemente repartida de explosión a carga puntual en el punto B.

$$\alpha \cdot r_u = R_u$$

$$\alpha = \frac{R_u}{r_u} = \frac{498,0 \text{ kN}}{243,8 \text{ kN/m}} = 2,043 \text{ m}$$

$$\text{Si } p_{\text{expl}} = 950 \text{ kN/m} \rightarrow P_E = \alpha \cdot p_{\text{expl}} = 2,043 \text{ m} \cdot 950 \text{ kN/m} = 1.940,5 \text{ kN}$$

$$R_u / P_E = 498,0 \text{ kN} / 1.940,5 \text{ kN} = 0,257$$

### 6.5.12. Cálculo de la ductilidad y obtención del desplazamiento lateral máximo del pórtico.

$$\mu \approx 1,25 \text{ (fig. 6.5)}$$

$$X_m = \mu \cdot X_E = 1,2 \cdot 96,4 \text{ mm} = 125,3 \text{ mm} = 12,5 \text{ cm}$$

Se observa que en principio el pórtico resiste la carga, ya que:

$$X_m = 12,1 \text{ cm} \leq X_p = 13,6 \text{ cm}$$

Además, se cumple el criterio de deformabilidad fijado en 4.5:

$$X_m = 12,1cm \leq H / 25 = 16cm$$

### 6.5.13. Comprobación del valor del coeficiente c (Dynamic Increase Factor, DIF).

$$t_E / T = 1,7 \rightarrow t_E = 1,7 \cdot 0,045s = 0,0765s$$

$$\dot{\epsilon} = \frac{f_{ds}}{E \cdot t_E} = \frac{51,1ksi}{30 \cdot 10^3 ksi \cdot 0,0765s} = 0,022 \Rightarrow c = 1,20$$

### 6.5.14. Cálculo de nuevo límite elástico con el nuevo coeficiente c.

$$f_{ds} = f_{dy} = c \cdot a \cdot f_y = 1,20 \cdot 1,10 \cdot 36ksi = 47,5ksi = 327,7MPa \approx 325MPa$$

### 6.5.15. Cálculo de momentos plásticos.

$$M_{pl,din} = W_{pl,din} \cdot f_y = 2.787,2 \cdot 325 \cdot 10^{-3} = 905,8kN \cdot m$$

$$M_{pl,pil} = W_{pl,pil} \cdot f_y = 3.231,9 \cdot 325 \cdot 10^{-3} = 1.050,4kN \cdot m$$

### 6.5.16. Formación de la primera rótula plástica.

Se obtiene la carga de presión en el instante en que se forma la primera rótula, en este caso en el punto C del dintel, del siguiente modo:

$$M_C = -4,237 \cdot p_h = -(M_{pl,din} - M_{C,pp}) = -(905,8 - 133,9) = -771,9kN \cdot m \rightarrow \\ \rightarrow p_h = 182,2kN / m$$

$$M_B = 3,763 \cdot p_h = 3,763 \cdot 182,2 = 685,6kN \cdot m$$

Y finalmente, los esfuerzos debidos a la carga obtenida son:

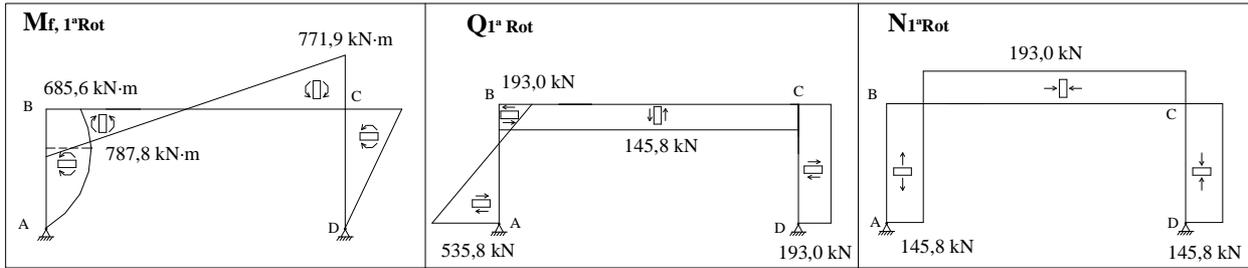


Fig. 6.12. Esfuerzos debidos a las cargas de explosión en el pórtico al formarse la primera rótula en el punto C del dintel.

El desplazamiento lateral del pórtico debido a la carga  $p_h$ , medido en el punto B, es:

$$\chi_e = 75,1mm$$

Para aplicar el método simplificado y obtener el desplazamiento lateral del pórtico, interesa asimilar la carga  $p_h$  a una carga puntual horizontal P aplicada en el punto B del pórtico. El valor de P es aquel que produce el mismo desplazamiento lateral en B que la carga original:

$$P_e = 407,9kN$$

### 6.5.17. Formación de la segunda rótula plástica.

Se obtiene el valor de la carga uniformemente repartida que produce la formación de la segunda y última rótula plástica en el punto B del dintel:

$$M_{\max, din} = M_B = 8 \cdot p_h = M_{pl, din} - M_{B, pp} - M_{1ª Rot} = 905,8 - 133,9 - 685,6 = 354,1kN \cdot m \rightarrow$$

$$\rightarrow p_h = 44,3kN / m$$

Los esfuerzos debidos a dicha carga son:

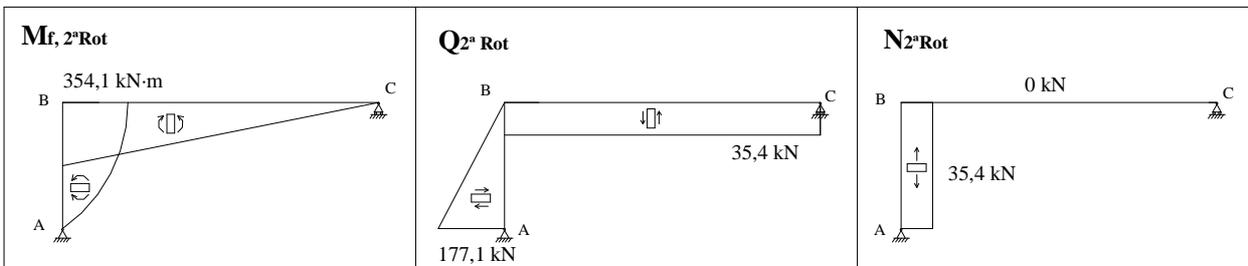


Fig. 6.18. Esfuerzos debidos al incremento de carga de explosión al formarse la segunda rótula en el punto B del dintel.

El aumento de desplazamiento lateral del pórtico debido al incremento de carga es:

$$\Delta\chi = 53,0\text{mm}$$

Y asimilando la carga  $p_h$  a una carga puntual horizontal  $P$  aplicada en el punto B del pórtico, de modo que produzca el mismo desplazamiento lateral que la carga original, se obtiene:

$$\Delta P = 51,6\text{kN}$$

### 6.5.18. Comprobación de la resistencia seccional a cortante e interacción flector-cortante.

$$f_{dv} = 0,55 \cdot f_{ds} = 0,55 \cdot 325 = 178,75\text{MPa}$$

$$V_{pl,Rd,HEB400} = A_{w,HEB400} \cdot f_{dv} = 849,4\text{kN}$$

$$V_{pl,Rd,IPE550} = A_{w,IPE550} \cdot f_{dv} = 1.023,0\text{kN}$$

**Y se cumple la resistencia seccional a cortante:**

$$V_{Ed,A} = -33,5 + 535,8 + 177,1 = 679,4\text{kN} \leq V_{pl,Rd,HEB400} = 849,4\text{kN}$$

$$V_{Ed,C,din} = 105,3 + 145,8 + 35,4 = 286,5\text{kN} \leq V_{pl,Rd,IPE550} = 1.023,0\text{kN}$$

En cuanto a la interacción, obsérvese que en este caso el cortante máximo se da en el punto A del pilar, y sí que superaría el valor de  $0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ . Sin embargo, este punto no coincide con los puntos donde se forman las rótulas plásticas (por tanto, con los puntos de mayor momento flector), y por ello **no existen problemas de interacción flector-cortante.**

### 6.5.19. Funciones resistencia – desplazamiento y cálculo de la rigidez equivalente, $K_E$ .

$$K_e = \frac{R_e}{X_e} = \frac{407,6}{75,0} \cdot 10^3 = 5.434,7\text{kN/m}$$

$$K_{ep} = \frac{R_{ep}}{X_p - X_e} = \frac{51,6}{53,0} \cdot 10^3 = 973,6\text{kN/m}$$

$$X_E = X_e + X_p \cdot \left(1 - \frac{R_e}{R_u}\right) = 75,0 + 128,0 \cdot \left(1 - \frac{407,6}{459,2}\right) = 89,4\text{mm}$$

$$K_E = \frac{R_u}{X_E} = \frac{459,2}{89,4} \cdot 10^3 = 5.137,4\text{kN/m}$$

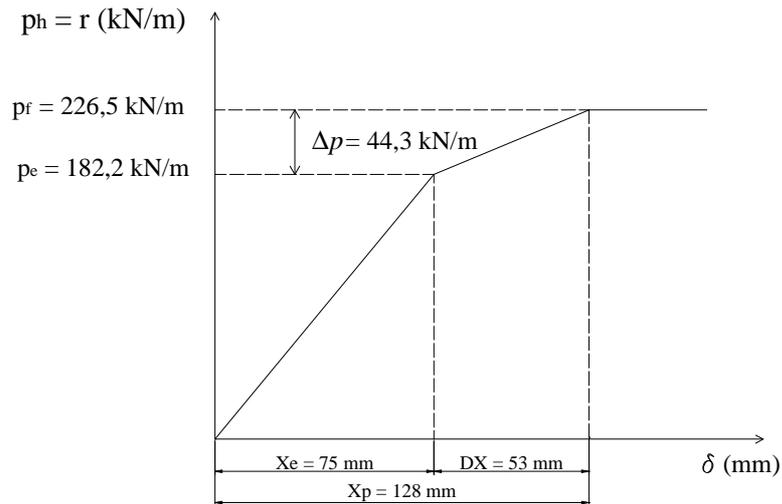


Fig. 6.19. Función resistencia-desplazamiento en términos de fuerza repartida por unidad de longitud para  $f_{ds}=325$  MPa.

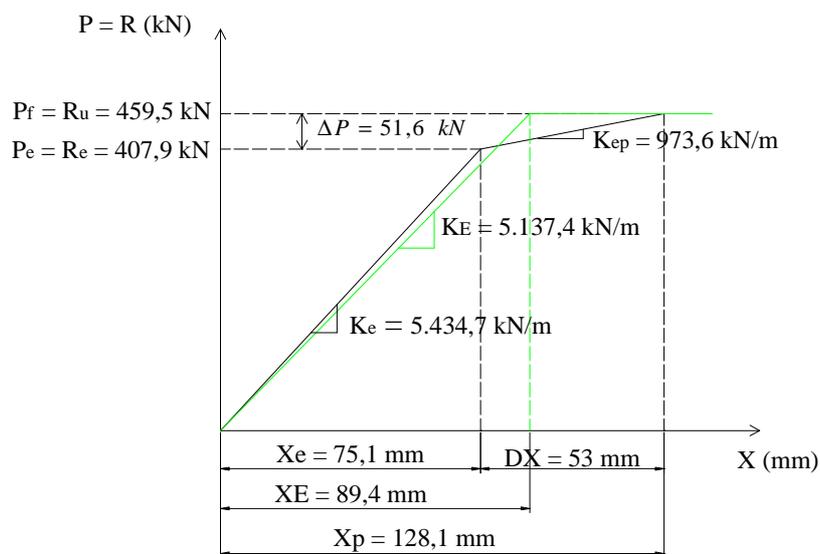


Fig. 6.20. Función resistencia-desplazamiento en términos de fuerza puntual sobre el codo B del pórtico para  $f_{ds}=325$  MPa.

### 6.5.20. Cálculo del periodo natural, $T_N$ .

$$T_N = 2\pi \sqrt{\frac{M_E}{K_E}} = 2\pi \sqrt{\frac{26.802,5 \text{ kg}}{5.137,4 \text{ kN} / \text{m} \cdot 10^3}} = 0,454 \text{ s}$$

$$T / T_N = 0,045s / 0,454s \cong 0,10$$

### 6.5.21. Transformación de la carga uniformemente repartida de explosión a carga puntual en el punto B.

$$\alpha \cdot r_u = R_u \rightarrow \alpha = \frac{R_u}{r_u} = \frac{459,2kN}{226,5kN / m} = 2,027m$$

$$\text{Si } p_{\text{expl}} = 950kN / m \rightarrow P_E = \alpha \cdot p_{\text{expl}} = 2,027m \cdot 950kN / m = 1.926,0kN$$

$$R_u / P_E = 459,2kN / 1.926,0kN = 0,238$$

### 6.5.22. Cálculo de la ductilidad y obtención del desplazamiento lateral máximo del pórtico.

$$\mu \approx 1,4$$

$$X_m = \mu \cdot X_E = 1,4 \cdot 84,9mm = 125,16mm = 12,5cm$$

### 6.5.23. Comprobación del valor del coeficiente c (Dynamic Increase Factor, DIF).

$$t_E / T = 1,65 \rightarrow t_E = 1,65 \cdot 0,045s = 0,07425s$$

$$\dot{\epsilon} = \frac{f_{ds}}{E \cdot t_E} = \frac{47,52ksi}{30 \cdot 10^3 ksi \cdot 0,07425s} = 0,021 \Rightarrow c = 1,20$$

Y el coeficiente c utilizado en esta iteración es por tanto el adecuado.

### 6.5.24. Comprobación criterios deformacionales.

Se observa que en principio el pórtico resiste la carga, ya que:

$$X_m = 12,5cm \leq X_p = 13,6cm$$

Además, se cumple el criterio de deformabilidad fijado en 4.5:

$$X_m = 12,5cm \leq H / 25 = 16cm$$

### **6.5.25. Observaciones.**

En el caso estudiado, a priori, la respuesta estructural dinámica obtenida mediante el método simplificado puede parecer satisfactoria. Sin embargo, se ha constatado gracias al estudio de la misma estructura mediante el programa de elementos finitos Castem, que el esquema estructural estudiado no puede asimilarse de forma adecuada a un sistema de un solo grado de libertad (SDOF). Véase apartado 7.

## 7. CÁLCULO DE LA RESPUESTA DINÁMICA MEDIANTE CÓDIGOS DE CÁLCULO NO LINEALES. CASO PRÁCTICO.

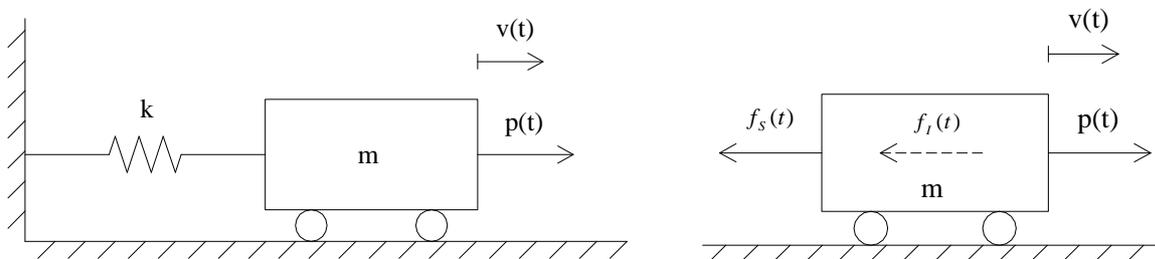
En este apartado se llevará a cabo el cálculo de la respuesta de un pórtico típico de estructura metálica realizando un **cálculo dinámico no-lineal** mediante el programa de elementos finitos **CASTEM** [véase [www-cast3m.cea.fr](http://www-cast3m.cea.fr)].

Para la integración temporal del sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias derivado de la discretización de la ecuación de la dinámica se utilizará el **método de integración paso a paso de Newmark** en formulación implícita e incondicionalmente estable (Ref. [1] y [2]).

### 7.1. Modelo no-lineal con un grado de libertad.

En el caso de estructuras sometidas a una carga de explosión que crea plastificación en la misma, un modelo lineal no representa adecuadamente las características dinámicas de la estructura. Es necesario un modelo en el que la fuerza en el resorte no sea proporcional al desplazamiento. La ecuación del movimiento resultante es no lineal, y en general requiere un procedimiento numérico para su integración.

Sea el sistema de un único grado de libertad siguiente:



*Fig.7.1. Modelo para un sistema con un solo grado de libertad. Diagrama de cuerpo libre.*

Y sean las funciones genéricas de carga aplicada y de resistencia-desplazamiento las mostradas a continuación:

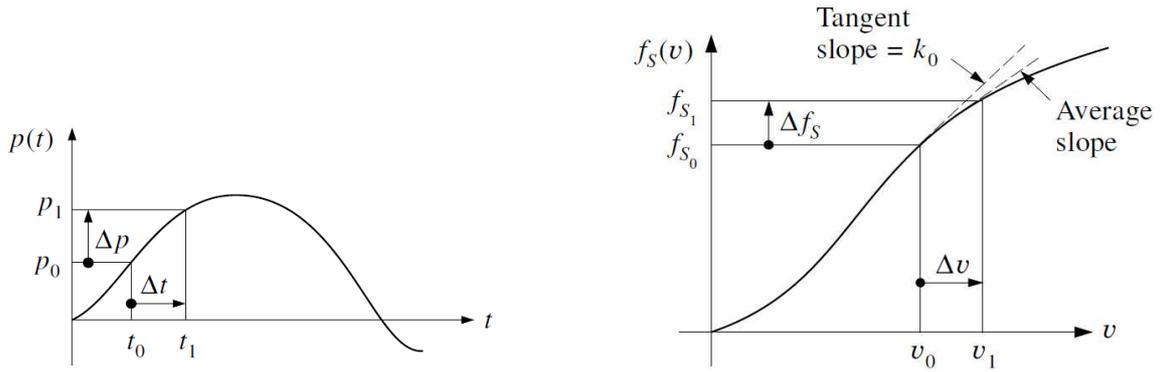


Fig.7.2. Discretización carga aplicada  $p(t)$ . Rigidez en análisis no-lineal. Fuente: Referencia [1].

El equilibrio dinámico en el sistema se establece igualando a cero la suma de la fuerza de inercia  $f_I(t)$ , la fuerza en el resorte  $f_S(t)$  y la fuerza exterior  $p(t)$ . Por ello, el equilibrio de fuerzas actuando en la masa  $m$  para un instante  $t = t_0$  es:

$$f_I(t_0) + f_S(t_0) = p(t_0) \quad (7.1)$$

Y pasado un intervalo corto de tiempo  $h = t_1 - t_0$ , el equilibrio de fuerzas se escribe como:

$$f_I(t_1) + f_S(t_1) = p(t_1) \quad (7.2)$$

Restando (7.2) – (7.1) se obtiene la siguiente ecuación diferencial:

$$\Delta f_I + \Delta f_S = \Delta p \quad (7.3)$$

Las fuerzas incrementales de esta ecuación se definen como:

$$\Delta f_I = f_I(t_1) - f_I(t_0) = m \cdot \Delta \ddot{v} \quad (7.4.1)$$

$$\Delta f_S = f_S(t_1) - f_S(t_0) = k(t) \cdot \Delta v \quad (7.4.2)$$

$$\Delta p = p(t_1) - p(t_0) = p_1 - p_0 \quad (7.4.3)$$

donde la aceleración incremental  $\Delta \ddot{v}$  y el desplazamiento incremental  $\Delta v$  son:

$$\Delta \ddot{v} = \ddot{v}_1 - \ddot{v}_0 \quad (7.5.1)$$

$$\Delta v = v_1 - v_0 \quad (7.5.2)$$

$k(t)$  es el valor medio de la rigidez en el paso. Únicamente puede ser calculada mediante iteración, ya que la velocidad y desplazamiento calculados al final de cada paso dependen de  $k(t)$ . En la práctica, se utiliza la rigidez al inicio del intervalo de tiempo, para evitar esta iteración:

$$k(t) = \left( \frac{df_s}{dv} \right)_0 \equiv k_0 \quad (7.6)$$

Sustituyendo las expresiones (7.4) en (7.3) se obtiene la ecuación de equilibrio incremental:

$$m \cdot \Delta \ddot{v} + k_0 \cdot \Delta v = \Delta p \quad (7.7)$$

$$m \cdot (\ddot{v}_1 - \ddot{v}_0) + k_0 \cdot (v_1 - v_0) = p_1 - p_0 \quad (7.8)$$

Al considerar  $k_0$  constante en el paso, la ecuación incremental obtenida es una ecuación aproximada.

## 7.2. Integración de la ecuación no lineal del movimiento. Método de integración paso a paso de Newmark.

Para la integración temporal del sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias derivado de la discretización de la ecuación de la dinámica se utilizará el método de integración paso a paso de Newmark.

Cabe decir que los métodos de superposición para hallar la respuesta de una estructura ante acciones dinámicas no pueden ser utilizados en el análisis no-lineal. Este tipo de métodos evalúan diversas contribuciones a la respuesta independientes, que se combinan para obtener la respuesta total de la estructura. Los procedimientos paso a paso, sin embargo, se adaptan bien al análisis no-lineal ya que evitan el uso de la superposición, y resultan igualmente válidos en el caso del análisis lineal.

En el método de integración paso a paso de Newmark, se lleva a cabo el cálculo de la respuesta del sistema dividiendo tanto la carga como el tiempo de respuesta en una sucesión de intervalos de tiempo denominados pasos, de duración  $h$  (constante por conveniencia de cálculo). La respuesta de la estructura durante cada paso se calcula a partir de las condiciones iniciales de equilibrio dinámico (desplazamiento y velocidad) existentes al principio de cada paso, así como de la evolución de la carga en el paso. El desplazamiento y la velocidad calculados al final de cada intervalo de tiempo se utilizan como condiciones iniciales del intervalo de tiempo siguiente.

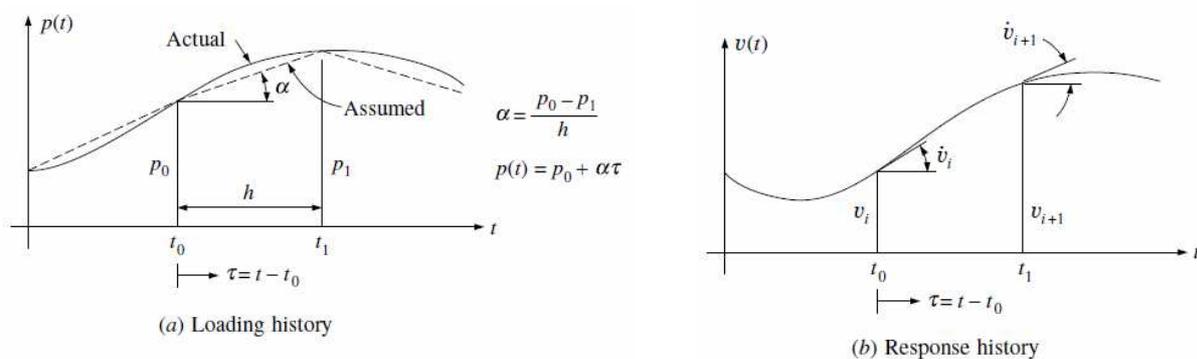


Fig.7.3. Notación funciones carga  $p(t)$  y desplazamiento  $v(t)$  y variables de discretización.  
Fuente: Referencia [1].

El comportamiento no-lineal de la estructura se puede considerar asumiendo que las propiedades estructurales permanecen constantes en cada paso, e imponiendo que varíen de un paso al siguiente según una determinada ley de comportamiento. De este modo, el comportamiento no lineal del sistema se aproxima por una secuencia de sucesivos sistemas lineales. En el presente caso, interesa considerar variaciones en la rigidez de la estructura (debido a la plastificación del acero), de modo que al inicio de cada intervalo de tiempo se calculará el valor del coeficiente de rigidez  $k$ , y este valor se considerará constante durante el intervalo  $h$ . Tomando los pasos de tiempo suficientemente pequeños es posible alcanzar el grado deseado de precisión en la respuesta.

Los métodos de integración paso a paso hacen uso de la integración para pasar de las condiciones iniciales a las condiciones finales dentro de un mismo paso:

$$\dot{v}_1 = \dot{v}_0 + \int_0^h \ddot{v}(\tau) d\tau$$

$$v_1 = v_0 + \int_0^h \dot{v}(\tau) d\tau$$

Es necesario, por tanto, asumir cómo va a variar la aceleración durante el paso.

El método de integración paso a paso generalizado propuesto por Newmark plantea ecuaciones diferenciales ordinarias básicas para la velocidad final y el desplazamiento (derivadas de la discretización de la ecuación de la dinámica), y tienen la siguiente expresión:

$$\dot{v}_1 = \dot{v}_0 + (1 - \gamma)h\ddot{v}_0 + \gamma h\ddot{v}_1$$

$$v_1 = v_0 + h\dot{v}_0 + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)h^2\ddot{v}_0 + \beta h^2\ddot{v}_1$$

Adoptando  $\gamma = 1/2$  y  $\beta = 1/4$ , esta formulación se reduce al caso de considerar la **aceleración constante** dentro de un mismo paso, y de valor igual a la media entre la aceleración inicial  $\ddot{v}_0$  y final  $\ddot{v}_1$  del paso:

$$\dot{v}_1 = \dot{v}_0 + \frac{h}{2}(\ddot{v}_0 + \ddot{v}_1)$$

$$v_1 = v_0 + h\dot{v}_0 + \frac{1}{4}h^2(\ddot{v}_0 + \ddot{v}_1)$$

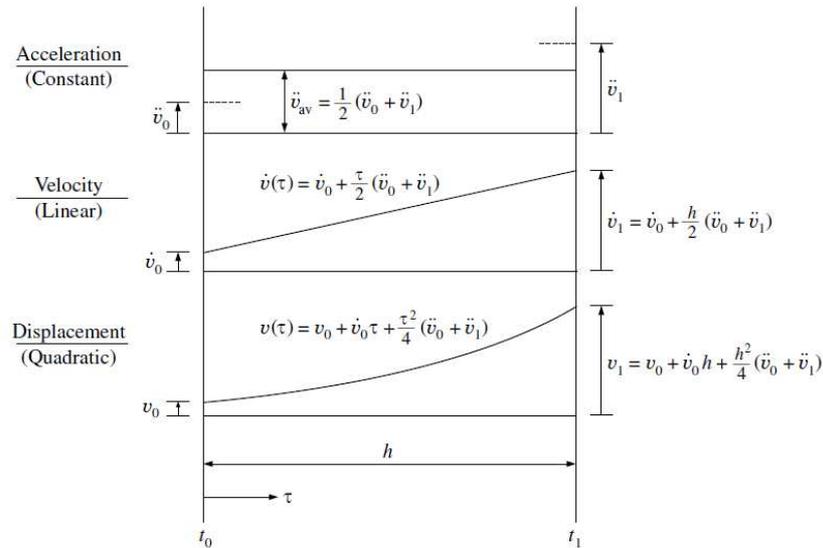


Fig.7.4. Formulación método Newmark para aceleración media constante en el paso.  
Fuente: Referencia [1].

Del mismo modo, tomando  $\gamma = 1/2$  y  $\beta = 1/6$ , la formulación se reduce al caso correspondiente a una **variación lineal de la aceleración en el paso**, entre los valores de aceleración inicial  $\ddot{v}_0$  y final  $\ddot{v}_1$  del paso:

$$\dot{v}_1 = \dot{v}_0 + \frac{h}{2}(\ddot{v}_0 + \ddot{v}_1)$$

$$v_1 = v_0 + h\dot{v}_0 + \frac{h^2}{3}\ddot{v}_0 + \frac{h^2}{6}\ddot{v}_1$$

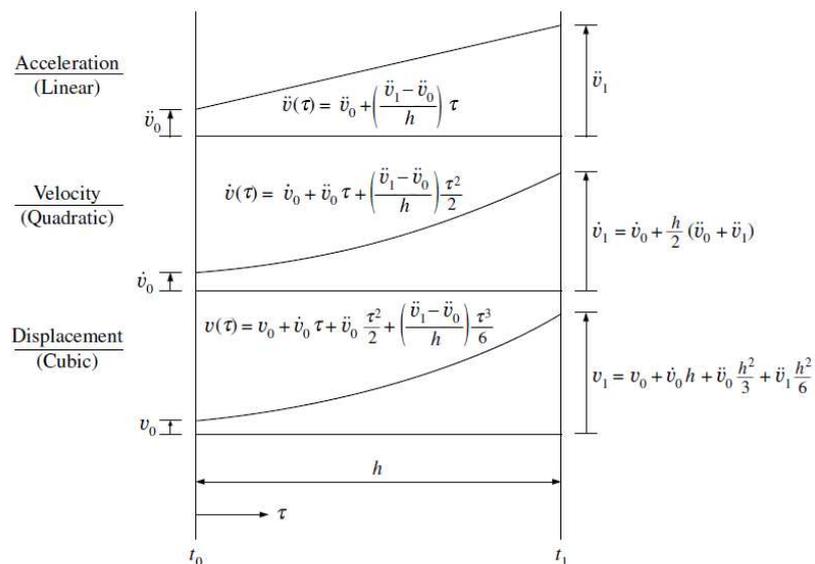


Fig.7.5. Formulación método Newmark para una variación lineal de la aceleración en el paso.  
Fuente: Referencia [1].

Cabe destacar que el método de aceleración constante en el paso es más simple e incondicionalmente estable, pero menos exacto que el método de aceleración lineal para un mismo paso. Por su parte, el método de aceleración lineal en el paso es condicionalmente estable, siendo inestable a no ser que  $h/T \leq \sqrt{3}/\pi = 0,55$ . Sin embargo, en este último caso, esta restricción no influye en el análisis de sistemas asimilables a un único grado de libertad (SDOF), ya que el intervalo de tiempo necesario para representar adecuadamente la carga dinámica es menor que el necesario para satisfacer la condición de estabilidad.

CASTEM, en su procedimiento PASAPAS, utiliza el método de Newmark en forma implícita y con aceleración constante. El hecho de que sea una formulación implícita implica la necesidad de iterar en cada paso para determinar la aceleración al final del intervalo de tiempo.

Modificando por último este procedimiento de integración paso a paso para obtener la formulación incremental, se llega a lo establecido en la fig.7.6:

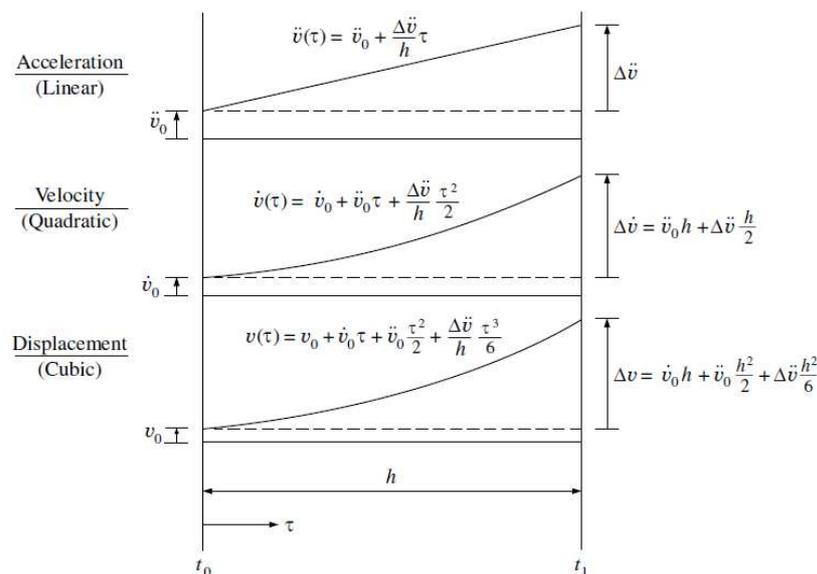


Fig.7.6. Formulación incremental del método Newmark para una variación lineal de la aceleración en el paso. Fuente: Referencia [1].

### 7.3. Caso práctico 1. Cálculo de la respuesta dinámica de un pórtico típico de acero en rango elástico.

Sea el pórtico estudiado en el apartado 6.4, formado por dos pilares HEB400 y un dintel IPE550, en acero S275 (A36). Éste se somete a la misma carga uniformemente repartida utilizada en dicho apartado, con 250 kN/m de carga pico en pilar frontal y duración de 40ms.

Con estas cargas se obtendrá una respuesta en el rango puramente elástico, que se calcula a continuación mediante CASTEM:

En la fig. 7.7 se observa la deformada tanto en el sentido de la onda inicial de presiones como en sentido inverso (por rebote). Se distingue el cambio del valor del momento flector en la escala de colores (en N·m).



*Fig.7.7. Deformada de los pórticos en los instantes  $t=0,12s$  y  $t=0,273s$ .*

El desplazamiento lateral máximo del punto B es de:

$$\chi_m = 2,46\text{cms}$$

Siendo éste un valor muy similar al obtenido en el apartado 6.4 mediante el método simplificado:

$$X_m = 2,57\text{cm}$$

El programa realizado con CASTEM (ver Anejo) ofrece gráficos de la evolución en el tiempo de los esfuerzos axial, flector y cortante en cada uno de los elementos que conforman el pórtico. En dichos gráficos se observa que en ningún punto se llega a la plastificación por flexión en el acero.

Aquí sólo se muestra en la fig 7.8 el gráfico de la evolución del momento en el tiempo para puntos clave, ya que el resto no tienen mayor interés. Queda patente la inversión en el signo del esfuerzo flector debido al rebote (véase en concreto la evolución del momento en los puntos Bd y Cd del dintel en la fig 7.11).

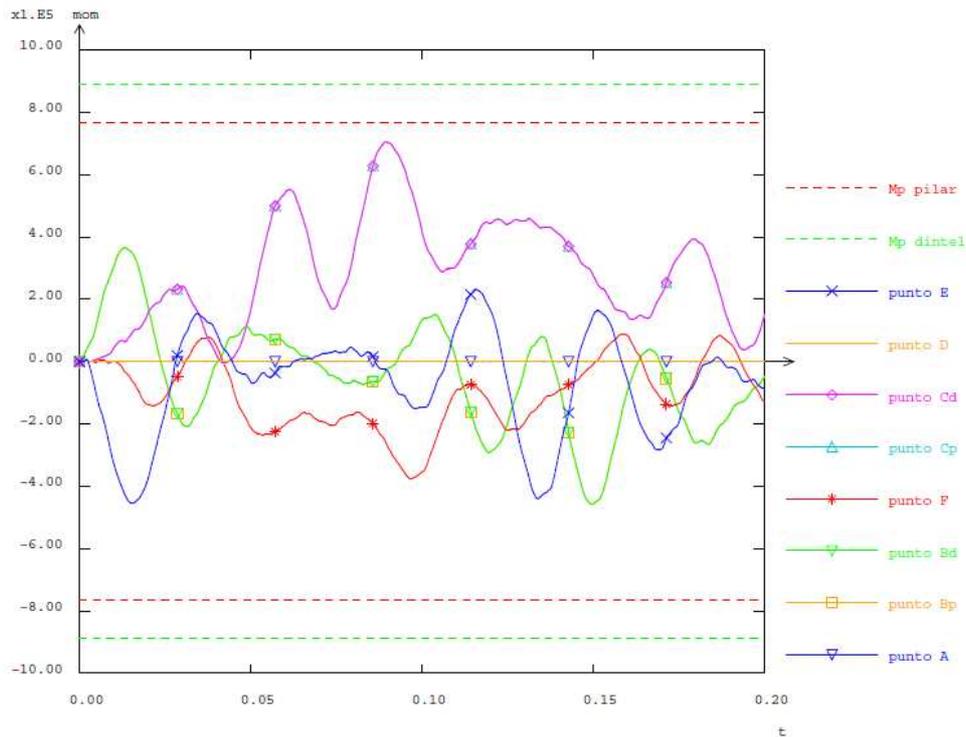


Fig.7. 8. Evolución de momentos flectores en el tiempo, en puntos singulares (en N-m). Los puntos E y F son los puntos medios de pilar A-B y dintel B-C, respectivamente.

## 7.4. Caso práctico 2. Cálculo de la respuesta dinámica de un pórtico típico de acero en rango plástico.

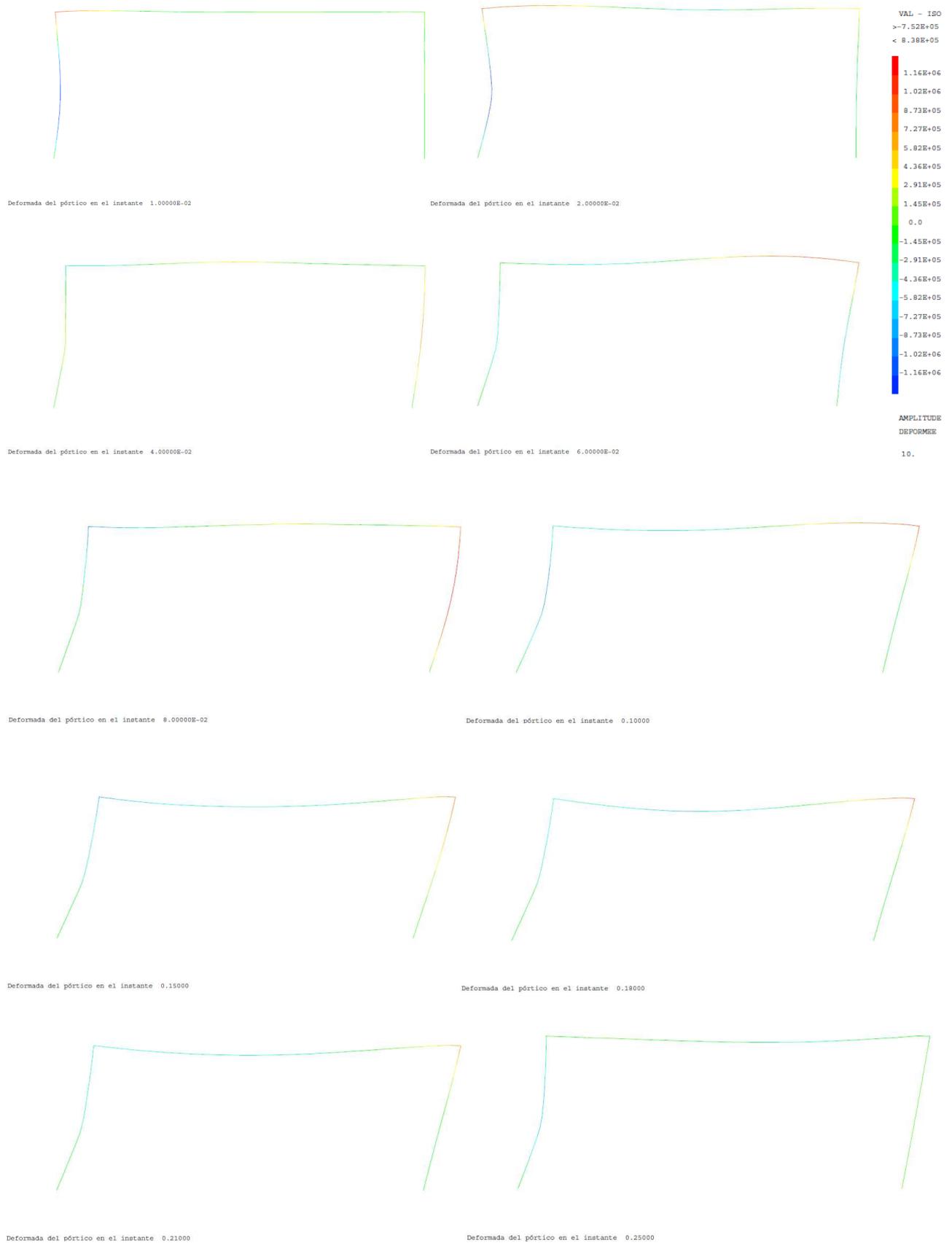
### 7.4.1. Cálculo de la respuesta dinámica considerando únicamente la carga horizontal dinámica de explosión.

Sea el pórtico estudiado en el apartado 6.5, formado por dos pilares HEB400 y un dintel IPE550, en acero S275 (A36). Éste se somete a la misma carga uniformemente repartida horizontal utilizada en dicho apartado, con 950 kN/m de carga pico en pilar frontal y duración de 45ms.

Con estas cargas se obtendrá una respuesta en el rango elasto-plástico, que se calcula a continuación mediante CASTEM. Se iterará para hallar el límite elástico dinámico de cálculo según lo dispuesto en el apartado 4.4 y haciendo uso de la fig.4.2, obteniendo 360 MPa.

A continuación se muestra la evolución de la deformada para distintos instantes de tiempo, junto con la evolución del esfuerzo flector en la escala de colores.

Fig.7.9. Evolución de la deformada en el tiempo. De arriba abajo y de izquierda a derecha:  $t=0,01s$ ,  $t=0,02s$ ,  $t=0,04s$ ,  $t=0,06s$ ,  $t=0,08s$ ,  $t=0,10s$ ,  $t=0,15s$ ,  $t=0,18s$ ,  $t=0,21s$ ,  $t=0,25s$ .



En las fig. 7.10 y 7.11 se pueden ver la evolución de los momentos flectores y de la rotación en el tiempo, respectivamente, en puntos singulares.

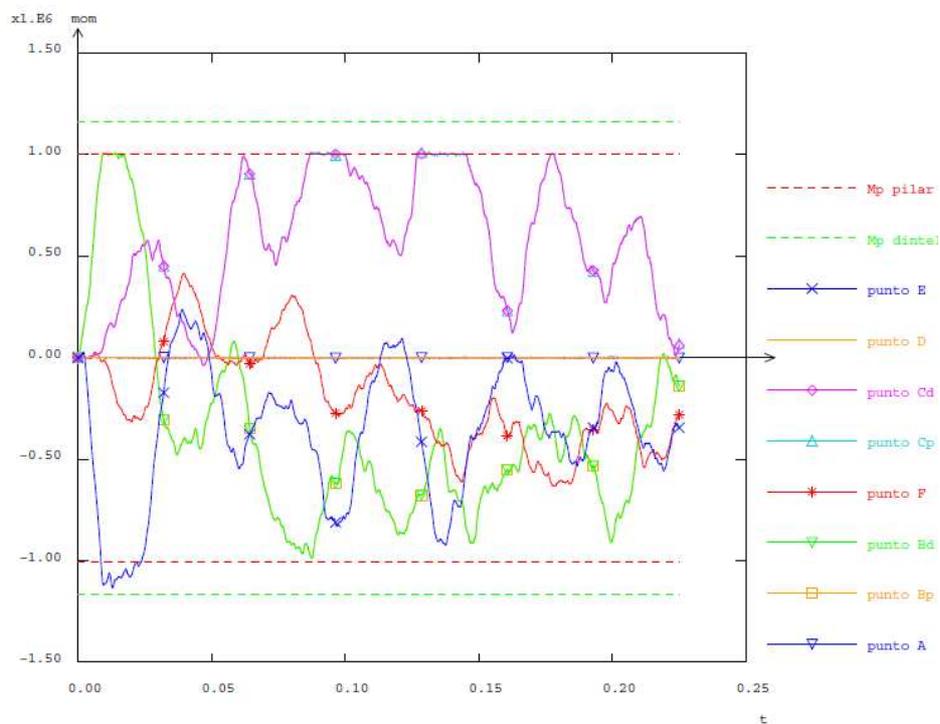


Fig.7.10. Evolución del momento flector en el tiempo para puntos singulares (en N-m). Los puntos E y F son los puntos medios de pilar A-B y dintel B-C, respectivamente.

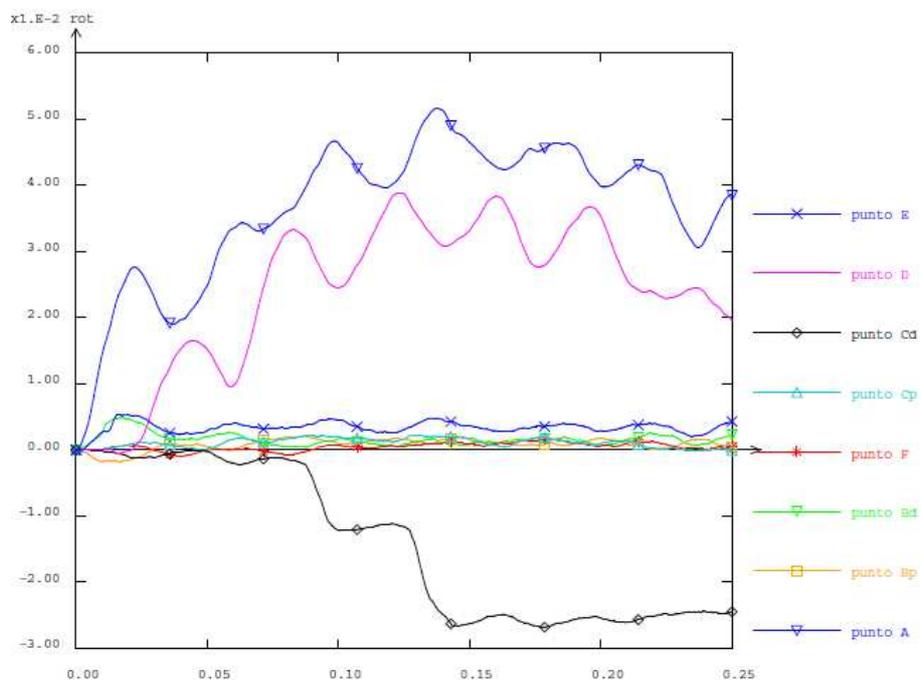


Fig.7.11. Leyes de rotación – tiempo en puntos clave del pórtico. Los puntos E y F son los puntos medios de pilar A-B y dintel B-C, respectivamente.

Se observa en la fig. 7.9, que la flexión tarda unos instantes en transmitirse a lo largo del dintel.

En las fig. 7.10 y 7.11. se puede ver también la **plastificación prematura** dada en los primeros momentos en el punto Bd (punto del dintel en el codo izquierdo, enfentado a la explosión) y en el punto situado aproximadamente a media altura del pilar frontal (cerca del punto E). Más tarde, plastifica el punto Cd del dintel (codo derecho).

Con el término “plastificación prematura” nos referimos a una plastificación que no se da por la existencia de un desplazamiento en la estructura, sino que se produce por causa de la aplicación brusca de la carga sobre un elemento expuesto a la misma. Este es un efecto que, como aquí se constata, **no es detectado por el método simplificado de cálculo de la respuesta dinámica** del pórtico estudiado, pero sí se observa al utilizar un programa de elementos finitos como Castem.

Por ello, se puede afirmar que **el esquema estructural estudiado no puede asimilarse de forma adecuada a un sistema de un solo grado de libertad (SDOF).**

Al cabo de unos instantes, el momento flector disminuye en los puntos donde se han formado las primeras rótulas, incluso hasta cambiar de signo. Esto provoca que dichas rótulas dejen de rotar, pero queden con una cierta deformación plástica. Posteriormente se produce una nueva rótula en el punto Cd del dintel (fig. 7.10), mientras que el momento en Bd vuelve a llegar al valor de la resistencia plástica de la sección del dintel, en este caso debido a flexión positiva. Este último punto sufre ahora un giro plástico en sentido contrario al inicialmente producido.

El desplazamiento lateral máximo del pórtico es de 12,0cm, un valor que no supera al obtenido en el análisis Push-over para  $f_{ds}=350\text{MPa}$ , y que por tanto indicaría que la estructura resiste la carga dinámica. Además, el desplazamiento de 12 ,0cm es menor al de 16cm establecido como límite deformacional en el punto 4.5. Se puede ver como la rotación máxima de las rótulas formadas es de  $-0,03^\circ$  para el punto Cd, de modo que se cumplen los criterios de deformabilidad establecidos en 4.5. (máx. rotación de  $2^\circ$ ).

Obsérvese la inexistencia de plastificación en el punto medio del dintel (punto F), cosa que no ocurrirá al analizar el pórtico sometido también a carga vertical dinámica en el dintel.

#### **7.4.2. Cálculo de la respuesta dinámica considerando carga dinámica de explosión horizontal y vertical.**

Sea el pórtico estudiado en el apartado anterior, en realidad se encuentra sometido, por efecto de la explosión, a una carga uniformemente repartida horizontal sobre el pilar frontal y a una carga repartida vertical sobre el dintel, cuya evolución en el tiempo es la siguiente:

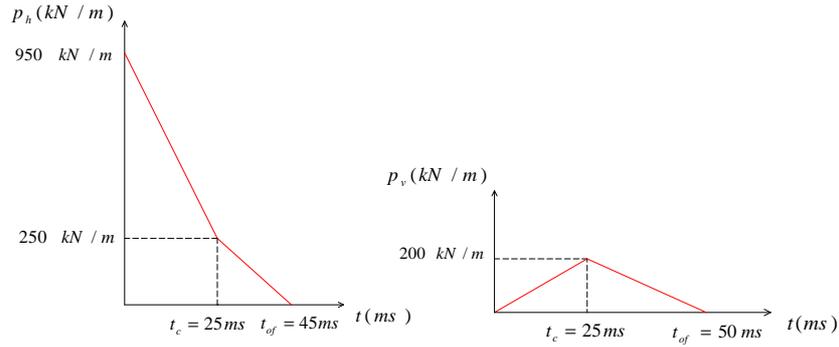
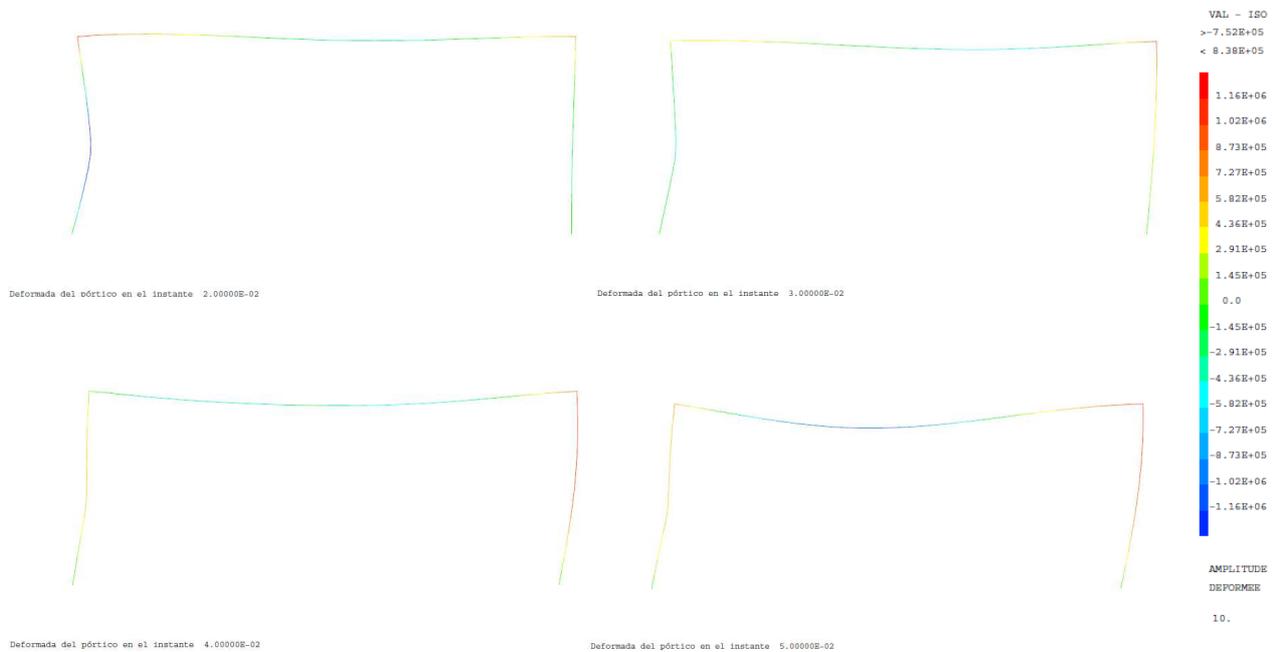


Fig.7.12. Carga horizontal uniformemente repartida en pilar frontal,  $p_h$ , y carga vertical uniforme en dintel,  $p_v$ .

Con estas cargas se obtendrá una nueva respuesta en el rango elasto-plástico, que se calcula mediante CASTEM. Se iterará para hallar el límite elástico dinámico de cálculo, obteniendo 355 MPa.

A continuación se muestra en la fig. 7.13 la evolución de la deformada para distintos instantes de tiempo, junto con la evolución del esfuerzo flector en la escala de colores.

Fig.7.13. Evolución de la deformada en el tiempo. De arriba abajo y de izquierda a derecha:  $t=0,02s$ ,  $t=0,03s$ ,  $t=0,04s$ ,  $t=0,05s$ ,  $t=0,06s$ ,  $t=0,08s$ ,  $t=0,16s$ .





En las siguientes fig. 7.14, 7.15 y 7.16 se dan las distribuciones de momentos flectores a lo largo de los distintos elementos que conforman el pórtico. En las fig. 7.17 y 7.18. se puede ver la evolución de los momentos flectores y de la rotación en el tiempo, respectivamente, en puntos singulares.

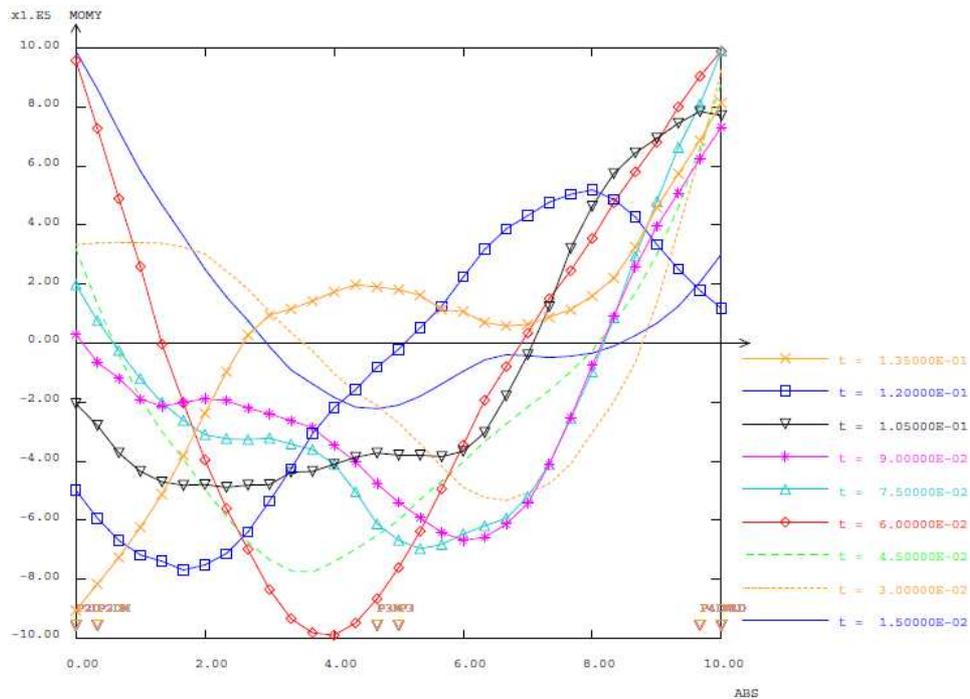


Fig.7.14. Distribución de momentos flectores (en N·m) en el dintel para varios instantes de tiempo ( $t$  en s).

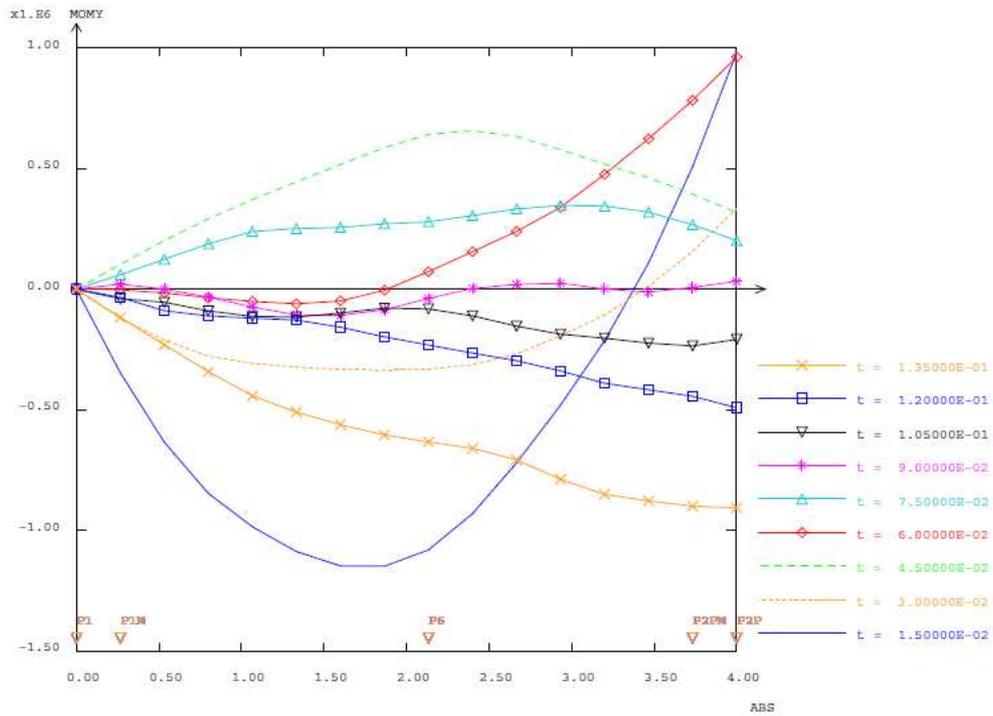


Fig.7.15. Distribución de momentos flectores (en N·m) en el pilar frontal A-B para varios instantes de tiempo (t en s).

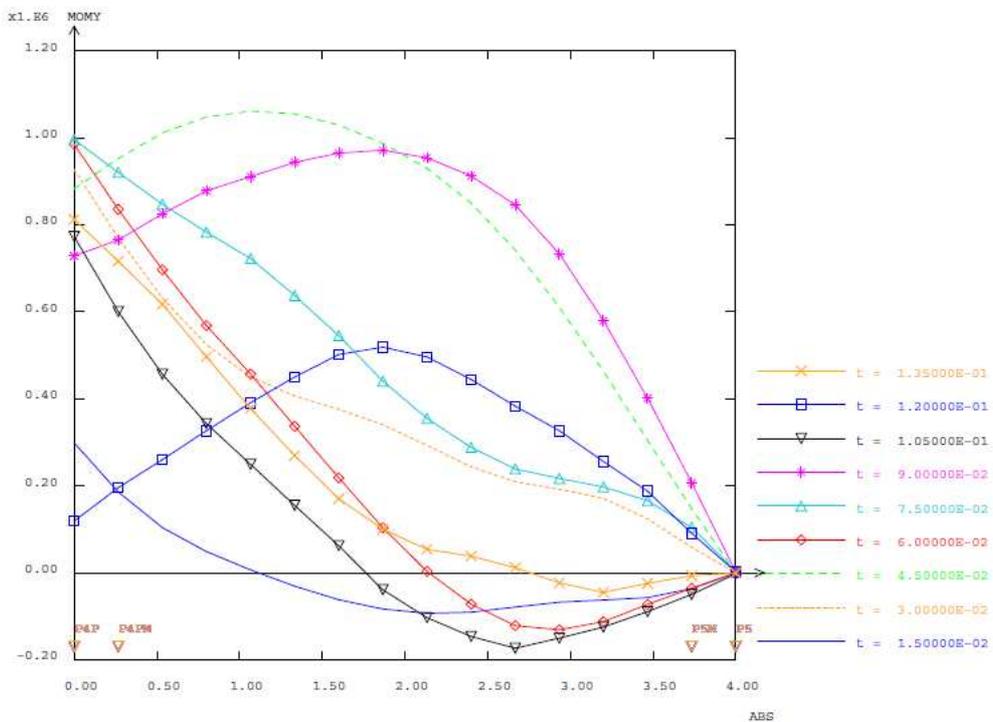


Fig.7.16. Distribución de momentos flectores (en N·m) en el pilar trasero C-D para varios instantes de tiempo (t en s).

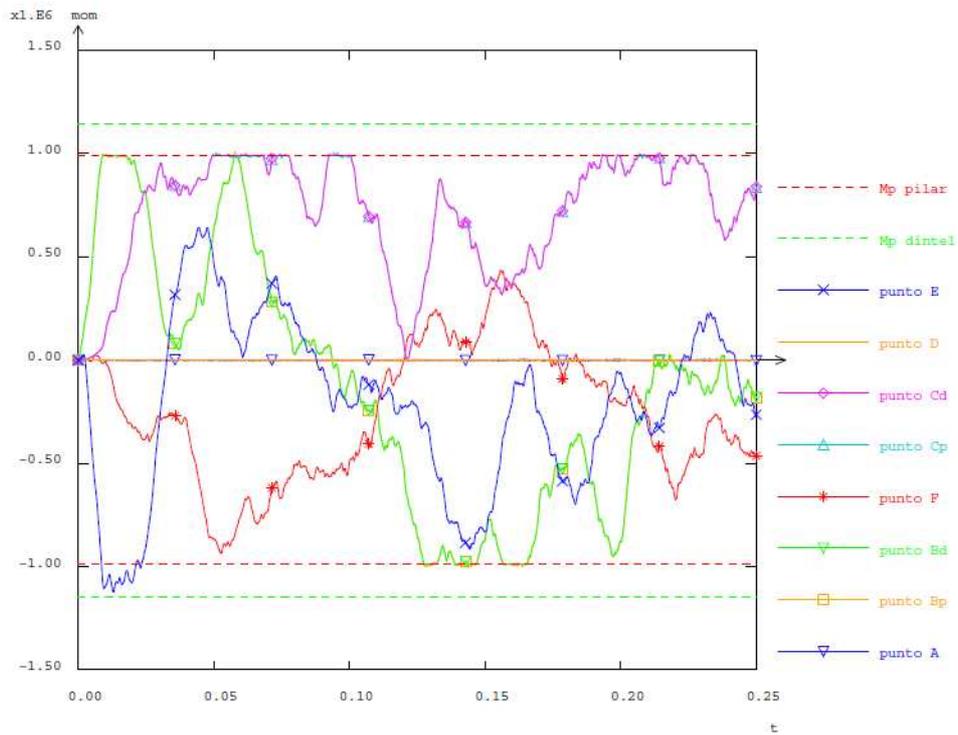


Fig.7.17. Leyes de rotación – tiempo en puntos clave del pórtico. Los puntos E y F son los puntos medios de pilar A-B y dintel B-C, respectivamente.

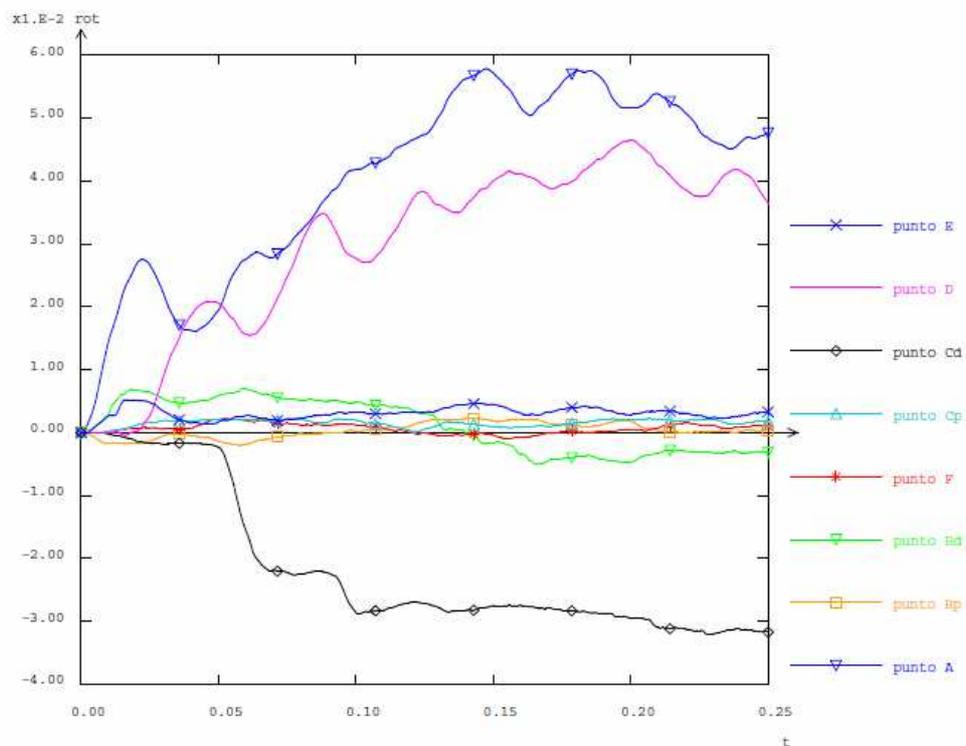


Fig.7.18. Leyes de rotación – tiempo en puntos clave del pórtico. Los puntos E y F son los puntos medios de pilar A-B y dintel B-C, respectivamente.

Se observa en las fig. 7.17 y 7.18 la plastificación prematura dada en los primeros momentos en el punto Bd (codo izquierdo, enfrentado a la explosión) y en el punto situado aproximadamente a media altura del pilar frontal, debido a su exposición a la carga de explosión, cuyo aumento hasta la presión pico es muy rápido, como en el caso anterior.

Queda patente la inversión de esfuerzos, muy importante sobretodo en el punto del dintel Bd, donde se da una plastificación prematura y una rotación plástica, para después sufrir un cambio en el signo del momento y una nueva plastificación, que ejerce un nuevo giro en sentido contrario al inicialmente sufrido.

Sin embargo, y a diferencia del caso en el que se ha omitido la carga vertical, se observa la clara **formación de una rótula plástica aproximadamente a mitad del dintel** por efecto de la carga dinámica que sobre él actúa.

Por tanto, **el efecto de la carga dinámica vertical sobre la cubierta del edificio (sobre dintel) no es despreciable**, razón de más para afirmar que el esquema estructural estudiado no puede asimilarse de forma adecuada a un sistema de un solo grado de libertad (SDOF).

Por su parte, el desplazamiento lateral máximo del pórtico es de 15,3 cm, un valor menor al de 16cm establecido como límite deformacional en el punto 4.5. Se puede ver como la rotación máxima de las rótulas formadas es de aprox.  $-0,03^\circ$  para el punto Cd, de modo que se cumplen ambos criterios de deformabilidad establecidos en 4.5. (máx. rotación de  $2^\circ$ ).

## **7.5. Comparación entre resultados obtenidos mediante el método simplificado y mediante CASTEM.**

A priori, la respuesta estructural dinámica obtenida mediante el método simplificado en el apartado 6 puede parecer satisfactoria. Sin embargo, gracias al estudio del pórtico mediante elementos finitos, se constata que **el esquema estructural estudiado no puede asimilarse de forma adecuada a un sistema de un solo grado de libertad (SDOF)**.

Por un lado, se ha observado que **el método simplificado no permitiría detectar plastificaciones prematuras** que pudieran producirse en los elementos de la estructura más expuestos a la carga dinámica de explosión, y por tanto, más vulnerables. Sin embargo, éste es un efecto que Castem sí que ha detectado.

Además, en el caso estudiado, **el efecto de la carga dinámica vertical sobre la cubierta del edificio (sobre dintel) no es despreciable**. Se han llevado a cabo varios cálculos de cargas de presión sobre el edificio debidas a explosión (según lo dispuesto en el apartado 2), tomando pesos de explosivo y distancias detonación-estructura distintas. Con ello se ha constatado que, para la geometría estudiada, los valores de la carga pico en dintel (asimilada a carga uniformemente repartida) suelen tomar valores de entorno al 20-30% del valor de la carga pico horizontal sobre el pilar frontal, e incluso superiores.

Dicha carga vertical dinámica, puede provocar la formación de rótulas plásticas siguiendo un esquema distinto al supuesto mediante el análisis Push-over. Por tanto, el efecto de la carga vertical dinámica podría provocar rotaciones inadmisibles en ciertos puntos del dintel, cosa que

podría traducirse un colapso que el método simplificado no hubiera sido capaz de detectar. Sin embargo, un programa de elementos finitos nos daría aviso de lo ocurrido.

## 8. GRANDES DESASTRES DEBIDOS A EXPLOSIONES ACCIDENTALES.

### 8.1. Explosión del buque *Cabo Machichaco* en Santander (España), 1893.

El *Cabo Machichaco* fue un barco de vapor propiedad de la Compañía Ybarra, utilizado en el servicio de cabotaje entre Bilbao y Sevilla, cuya primera escala era en el puerto de Santander.

El 3 de noviembre de 1893, el *Cabo Machichaco* estaba atracado en el muelle del puerto de Santander, cargado con harina y material siderúrgico, pero también transportando varios garrafones de ácido sulfúrico en cubierta y algo más de 51 toneladas de dinamita, de cuya existencia no se había dado parte, o bien fue omitido por las autoridades portuarias. Se declaró un incendio a bordo como consecuencia de la explosión de una bombona de vidrio con ácido sulfúrico. Éste empezó en la cubierta y se propagó por las bodegas. Bomberos, autoridades locales y portuarias, y tripulaciones de otros barcos acudieron a sofocar el incendio, así como multitud de curiosos se acercaron a contemplarlo.

Al cabo de cuatro horas de lucha contra las llamas, las bodegas estallaron. Algunos edificios cercanos se derrumbaron, y la onda expansiva se propagó por toda la bahía. Fragmentos de hierro salieron disparados a varios kilómetros de distancia. La explosión produjo además una ola que arrastró a muchas personas al mar. El resultado de la explosión fue de 590 muertos y 525 heridos, aunque el número de heridos pudo ascender hasta unos 2.000.

El 21 de marzo de 1894 se produjo una segunda explosión como consecuencia del intento de rescate de los restos del barco hundido y murieron 15 operarios.

### 8.2. Explosión en Halifax (Canadá), 1917.

Durante la Primera Guerra Mundial, la ciudad de Halifax, en la provincia de Nova Scotia, Canadá, se transformó en un puerto militar, con un intenso tráfico de transportes de tropas, cargueros y buques de guerra esperando para salir hacia Europa. De este modo Canadá y Estados Unidos enviaban recursos a Inglaterra.

El 6 de diciembre de 1917, el carguero francés **Mont-Blanc**, cargado con 2.500 toneladas de TNT, benzol, ácido pícrico y otras municiones chocó accidentalmente en una sección angosta del puerto con un buque noruego, el *Imo*, fletado por una empresa belga para llevar suministros de socorro. El impacto volcó los barriles de combustible que estaban en la cubierta del **Mont-Blanc** y cuando el buque noruego retrocedió para alejarse, el contacto de los metales produjo chispas que iniciaron un incendio. Media hora después del choque, el **Mont-Blanc** produjo una explosión equivalente aproximadamente a 3 kilotones de TNT, produciendo a su vez olas de 18 metros. En 2 kilómetros a la redonda hubo devastación total, incluyendo las localidades vecinas de Richmond y Dartmouth, y alrededor de 2.000 personas resultaron muertas y 9.000 heridas.



*Fig. 8.1. Halifax (Canadá), 1917. Imagen de la devastación en Halifax tras la tragedia, con vistas hacia Dartmouth. Imo encallado al fondo de la imagen.*

### **8.3. Explosión de Oppau (Alemania), 1921.**

El 21 de septiembre de 1921, explotó un silo de 20 m de altura de la planta de BASF en Oppau (Alemania), cuyo contenido eran unas 4.500 toneladas de mezcla de sulfato del amonio y nitrato de amonio fertilizante.

La mezcla del sulfato del amonio y el nitrato endureció en el silo. Para facilitar su extracción del silo, cargas pequeñas de dinamita fueron utilizadas para romper la mezcla. El procedimiento era experimental y considerado seguro, no se sabía entonces que el nitrato de amonio era explosivo. Se realizaron 20.000 de estas explosiones sin problemas, hasta el accidente del 21 de septiembre. Se cree que hubo una concentración más alta de lo habitual de nitrato de amonio.

El accidente causó la muerte de entre 500 y 600 personas, dejó 2.000 heridos y provocó grandes destrozos en un radio de 30 km. El 80% de los edificios en Oppau quedaron destruidos, dejando 6.500 personas sin hogar. Se creó un cráter de 19 metros de profundidad y de hasta 125 m de diámetro.

### **8.4. Explosión del Fort Stikine en Bombay (India Británica), 1944.**

El *Fort Stikine* era un mercante perteneciente a la canadiense Hudson's Bay Company, que realizó un viaje de Inglaterra con destino a la India, por aquel entonces colonia anglosajona. Llegó a Bombay el 12 de abril de 1944, cuyo puerto fue asignado como puerto base para el asalto a Japón en la Segunda Guerra Mundial. Su cargamento era de 1.400 toneladas de explosivos y municiones, además de repuestos de aviación, algodón, barriles de aceite y dos millones de libras esterlinas en lingotes de oro, destinadas a apoyar el valor de la rupia india. Su capitán ocultó la verdadera naturaleza de la carga, y el *Fort Stikine* quedó amarrado en uno de los muelles de dicho puerto a la espera de ser descargado.

El 14 de abril de 1944 se produjo un incendio en las bodegas del *Fort Stikine*, al parecer originado en el cargamento de algodón. Al cabo de dos horas de declararse el incendio, se produjo una

gigantesca explosión que lo partió en dos. El fuego lo arrasó todo en un radio de 800 metros. Al cabo de media hora, se produjo una segunda explosión.

Se tardaron tres días en controlar el incendio, y 8.000 hombres estuvieron siete meses retirando las 500.000 toneladas de escombros para reabrir el puerto. Veintisiete buques resultaron hundidos o dañados. Oficialmente el número de muertos fue de 740 y el de heridos unos 1.800. Otras estimaciones consideran que el número de muertos fue mucho mayor (de 1.200 a 1.500).

La metralla y el gigantesco incendio afectaron a la ciudad de Bombay, y muchas familias perdieron todas sus pertenencias. Sin embargo, muchos lingotes de oro de los que transportaba el *Fort Stikine* salieron despedidos por la explosión. Hasta la década de los 70 era habitual recuperar lingotes de oro durante los trabajos de dragado del puerto.



*Fig. 8.2. y 8.3. Bombay (India Británica), 1944. Fotografía del puerto instantes después de la primera explosión del Fort Stikine. Fig. Bombay (India Británica), 1944. Vistas del estado en el que quedó la terminal de ferrocarriles del puerto de Bombay.*

### **8.5. Explosión Puerto de Chicago (California, EEUU), 1944.**

El 17 de julio de 1944, en la terminal de carga de Port Chicago, en la base naval de Oackland (California), se produjo una gran explosión cuando se estaba subiendo a un mercante un cargamento de municiones con destino al teatro de operaciones del Pacífico. Las municiones eran transportadas a Port Chicago por tren y luego subidas individualmente por mano de obra, grúa y montacargas a los cargueros que las llevaban a las zonas de guerra.

Hubo 320 muertos, entre marineros y civiles, y otros 390 heridos. El accidente provocó tensiones raciales en la Marina de los Estados Unidos, puesto que la gran mayoría de los afectados eran de raza negra, a los que pusieron a trabajar de estibadores sin ninguna formación previa, mientras que los oficiales eran hombres blancos. Cuando semanas después las condiciones de trabajo y de seguridad continuaban sin mejorar, los trabajadores de la Marina iniciaron una protesta que se conoció como “el motín de Port Chicago”. Cincuenta hombres fueron detenidos y condenados a prisión por amotinamiento. Su juicio se convirtió en una causa contra la segregación racial en la

Marina. Esta y otras protestas raciales en la Marina durante 1945-1946 llevaron a la Armada a ser una de las primeras instituciones en cambiar las prácticas de segregación en febrero de 1946.



*Fig. 8.4. y 8.5. Puerto de Chicago (California, EEUU), 1944. Estado en el que quedaron los muelles de Port Chicago después de la explosión de 1944.*

### **8.6. Explosión de RAF Fauld (Gran Bretaña), 1944.**

En 1944, en la localidad de Fauld (Gran Bretaña), se encontraba una base subterránea secreta de la RAF (Fuerza Aérea Británica) en la que se experimentaba con explosivos, junto con un depósito de municiones que contenía 3.700 toneladas de bombas. El 27 de noviembre de 1944 se produjo una explosión que causó la muerte de 78 personas y formó un cráter de cinco hectáreas, que aún es visible hoy en día. El origen de la explosión fue un error humano, por la manipulación de unas bombas sin haber extraído previamente los detonadores. Sin embargo, la causa del accidente no se conocería hasta acabada la Segunda Guerra Mundial, para no evidenciar los fallos de seguridad que había cometido la RAF en la custodia de su arsenal.

### **8.7. Explosión en la Ciudad de Texas (EEUU), 1947.**

El 16 de abril de 1947, un incendio a bordo del carguero francés SS Grandcamp embarcado en la ciudad de Texas lo hizo explotar con 2.300 t de nitrato de amonio, un compuesto utilizado en fertilizantes y explosivos de alta potencia. El barco estaba atracado en el muelle a poca distancia de la planta química de la Monsanto Chemical Company, que producía estireno, un ingrediente altamente combustible para la fabricación de caucho sintético. El Grandcamp desapareció en una explosión que lanzó fuego y fragmentos de acero y produjo una oleada de agua que inundó los muelles y calles cercanas, hundió los botes pequeños y destruyó varios almacenes. En la reacción en cadena, la planta química de Monsanto hizo explosión. Unas 16 horas más tarde, estalló el carguero High Flyer, que se encontraba por los alrededores cargado con 1.000 t de nitrato de amonio. La catástrofe dejó aproximadamente 600 fallecidos y unos 3.500 heridos. Algunas fuentes apuntan a que la causa del incendio inicial a bordo del Grandcamp fue una colilla mal apagada.



*Fig. 8.6. y 8.7. Ciudad de Texas (EEUU), 1947. Incendio en el carguero francés SS Grandcamp en el puerto de Ciudad de Texas. Fig. Ciudad de Texas (EEUU), 1947. Explosión de la planta química de Monsanto Chemical Company, debido a la explosión del carguero SS Grandcamp.*

### **8.8. Explosión de un polvorín de la armada en Cádiz (España), 1947.**

El día 18 de agosto de 1947 explotó un polvorín de la Armada en Cádiz. Éste contenía unas 1.600 cargas explosivas, minas en su mayoría y cargas de profundidad pertenecientes a la Guerra Civil, que llegaron a Cádiz en 1943 desde Cartagena y fueron estibadas en dos almacenes próximos entre sí en las instalaciones de la Base de Defensas Submarinas de la Armada. Explosionaron al unísono unas 1.100 cargas, unas 200 toneladas de trinitrotolueno. La versión oficial cuenta que las minas almacenadas en el polvorín no estaban en buenas condiciones de conservación y, a consecuencia del calor, se produjo la primera explosión. Se rumoreó también que fue un atentado contra la dictadura franquista. Sin embargo, aún no se han podido clarificar las verdaderas causas.

Las cifras oficiales estiman que hubo unos 150 muertos, más de 5.000 heridos y en torno a 2.000 edificios dañados, de los cuales 500 quedaron completamente destruidos. Es probable, sin embargo, que el número de víctimas, tanto mortales como heridas, fuese mucho mayor que la cifra oficial.

La zona de extramuros de la ciudad quedó demolida en su casi totalidad. Las principales industrias de la localidad quedaron arrasadas, como Gas Lebón o los Astilleros de Echevarrieta y Larrinaga. Las instalaciones militares de la Armada del barrio de San Severiano, origen de la explosión, y otros cuarteles militares, sufrieron importantes daños. La Catedral y el Gran Teatro Falla también sufrieron desperfectos. Las infraestructuras quedaron muy maltrechas: la vía férrea desapareció a la altura de la Base de Defensas Submarinas, la red de suministro de agua reventó, se produjo un apagón general y las líneas telefónicas también resultaron dañadas.



Fig. 8.8 y 8.9. Cádiz (España), 1947. Efectos de la explosión de un polvorín de la armada.

### 8.9. Explosión en Cali (Colombia), 1956.

El 6 de agosto de 1956, una caravana de diez camiones al mando de unidades del ejército nacional de Colombia se desplazaba desde puerto de Buenaventura hacia el polvorín de San Jorge en Cali, cargados con dinamita que tenía como destino las obras públicas que se realizaban en Bogotá. Al llegar a Cali siete de los diez camiones fueron estacionados, cargados con 42 toneladas de dinamita, y explotaron en la madrugada del día 7. La catástrofe dejó más de 1.300 muertos y 4.000 heridos. Ocho manzanas quedaron completamente destruidas y tres más fueron dañadas por la onda expansiva.

Entre las causas de la tragedia, se habló del recalentamiento de los camiones que transportaban la dinamita y de la manipulación de proyectiles para las salvas de la fiesta patria del 7 de agosto. Sin embargo, presidente de la República, general Rojas Pinilla dijo que fue un sabotaje político de la oposición.

### 8.10. Explosión en Flixborough (Reino Unido), 1974.

El 1 de junio de 1974, la planta de Flixborough Works de Nypro Ltd. fue destruida casi totalmente por una explosión, en la que 28 trabajadores resultaron muertos, 36 sufrieron heridas graves y varios centenares fueron heridos leves. Se produjeron daños graves en 1.800 casas y 170 tiendas de las proximidades.

El accidente ocurrió en la planta de producción de caprolactama, una molécula clave en la síntesis del nylon. El proceso de producción consistía en un tren de varios reactores en serie en los que se oxidaba ciclohexano. Algunos días antes de que ocurriera el accidente, se produjo una fuga en uno de los reactores, lo que indujo a eliminar dicho reactor y se sustituyó por un conducto que unía otros dos reactores. El accidente se produjo precisamente por la rotura de esta unión provisional debido a un aumento de la presión en los reactores. Se produjo un escape de 40 Tm de ciclohexano que formó una nube inflamable y casi inmediatamente explotó generando una explosión de vapor no confinada (UVCE). Se constató la inexistencia de proyecto de la modificación realizada y el incumplimiento de las normas de diseño aplicables.

### **8.11. Explosión en el camping Els Alfacs en Tarragona (España), 1978.**

Els Alfacs es un camping situado en el municipio de Alcanar (Tarragona), a 3 km del núcleo urbano de Sant Carles de la Ràpita. El 11 de julio de 1978, un camión cisterna cargado con propileno licuado salió desde Tarragona de la refinería Enpetrol y se dirigió hacia el sur por la actual N-340. A la altura del camping, se produjo la explosión de dicho camión, con resultado de 243 fallecidos, más de 300 heridos graves, y la destrucción de la mayor parte del camping.

En la investigación del suceso se demostró que la cisterna del camión contenía 25 t de propileno licuado, cuando la máxima cantidad permitida era de 19 t a una presión de 8 bar (aprox. 8 atm). Además, la cisterna no disponía de sistema de alivio de presión. Debido a la exposición solar la carga se calentó, provocando la expansión del líquido, que al carecer de espacio para expandirse elevó la presión muy por encima del límite de diseño de la cisterna. Ante el exceso de presión, el tanque de acero reventó. El gas licuado se liberó y se incendió al encontrar chispas producidas por rozamiento. Las altas temperaturas provocaron que la gran cantidad de bombonas de gas que había en el propio campamento se inflamaran, sumándose al fuego de la explosión.

A raíz de este accidente se prohibió en España el paso de camiones cisterna con productos peligrosos por travesías urbanas.

### **8.12. Explosión de gas en un colegio de Ortuella (Vizcaya), 1980.**

El 23 de octubre de 1980, una explosión de gas derribó parte del colegio público “Marcelino Ugalde” en la localidad vizcaína de Ortuella. La explosión se cobró la vida de 49 niños y tres adultos, y hubo casi un centenar de heridos.

La explosión se produjo en la zona de las calderas del colegio. Al parecer, existía una fuga en las instalaciones de gas propano. El gas pasó a través de la instalación eléctrica a la cámara de aire que había en el sótano. Durante un largo período de tiempo el gas se fue almacenando. La explosión se produjo al entrar en contacto el gas propano con el soplete de un hojalatero que se encontraba realizando unas tareas de reparación en el sótano del edificio escolar.

### **8.13. Explosión en el Paso de Salang (Afganistán), 1982.**

El 2 de noviembre de 1982, en el túnel de Salang (de 2,7 km de longitud), al norte de Kabul, se produjo una explosión cuando un camión soviético que circulaba en un convoy proveniente de Rusia y con rumbo a Kabul colisionó con un camión cisterna cargado de fuel. En la explosión, 30 autobuses que transportaban soldados soviéticos hacia Kabul saltaron por los aires. Creyendo que era un atentado, los militares que se hallaban en ambos extremos del túnel impidieron la salida de vehículos del mismo. Los sistemas de ventilación del túnel no funcionaban en el momento de la catástrofe, lo que causó un gran número de muertes por inhalación de monóxido de carbono. Murieron entre 2.000 y 3.000 personas, entre soldados soviéticos y civiles afganos.

#### **8.14. Explosión barco Diez de Ramón, Río Nilo (Egipto), 1983.**

El barco *Diez de Ramón* naufragó el día 25 de mayo de 1983 en aguas del Nilo a causa de un incendio y posterior explosión. El barco partió del puerto de Assuan (Egipto) rumbo a Wafi Hafa (Sudán), con 599 pasajeros, en su mayoría sudaneses, y 28 tripulantes a bordo. En el momento del incendio, el barco se hallaba anclado en el lago Naser. La explosión fue causada por una bombona de butano. Al parecer, los pasajeros sudaneses habían hecho acopio en Assuan de recipientes de gasolina y gas para llevarlos a Sudán, donde el precio del combustible era más elevado que en Egipto. Este cargamento de materias inflamables, junto con la ausencia de equipos antiincendio en el barco, hizo que el incendio se extendiera rápidamente. Las llamas sorprendieron a muchos pasajeros durmiendo en sus camarotes. Fueron rescatadas 325 personas con vida, sin embargo, 302 perecieron. Las aguas del lago Naser están infestadas de cocodrilos, cosa que hizo aumentar el número de víctimas.

#### **8.15. Explosión del oleoducto de Cubatao (Brasil), 1984.**

El 24 de febrero de 1984 se produjo la explosión de un oleoducto de la empresa Petrobras y un gran derrame de petróleo en la zona que atravesaba la colonia de chabolas de Vila Soca, en Cubatao, estado de Sao Paulo, Brasil. El petróleo derramado (aproximadamente 700 Tm) generó un incendio en la colonia que devastó las chabolas. Vila Soca era una colonia ilegal de unas 2.500 chabolas, donde vivían entre 8.000 y 12.000 personas, sin agua ni electricidad. Al menos 508 personas fallecieron. La causa del derrame parece ser que se debió a un problema de presión interior del oleoducto y a que no existía ningún sistema de medida de presión en el mismo.

#### **8.16. Explosiones de gas propano de San Juan Ixhuatepec (México), 1984.**

El 19 de noviembre de 1984, se produjeron una serie de explosiones e incendios en una de las plantas de almacenamiento y distribución de Gases Licuados de Petróleo (GLP), propano y butano principalmente, propiedad de la empresa paraestatal Petróleos Mexicanos (PEMEX), instalada en la localidad de San Juan de Ixhuatepec en Ciudad de México. La capacidad total de almacenamiento era de 16.000 m<sup>3</sup>.

El inicio del accidente se debió a la rotura de una tubería que transportaba GLP desde las refinerías hasta la planta de almacenamiento cerca de uno de los parques de tanques, probablemente debido a la sobrepresión en la tubería por sobrellenado de uno de los depósitos. Las válvulas de alivio del depósito sobrellenado no funcionaron. La fuga formó una gran nube de vapor inflamable que entró en ignición. Se generó un incendio de grandes proporciones que afectó inicialmente a viviendas cercanas a la planta. Posteriormente, un tanque se incendió generando una explosión BLEVE, es decir, en la que la masa de gas licuado a presión se evapora súbitamente y se genera una bola de fuego en expansión. A ésta le siguieron múltiples explosiones en cadena, generadas por la rotura de otros 19 tanques.

El resultado fue de 750 muertos, más de 7.000 heridos y la destrucción casi total de la instalación de almacenamiento. La gran cantidad de muertos y heridos tuvo su origen en la proximidad de las

viviendas a la planta. Un sistema de detección de gases y la posibilidad de aislar térmicamente los depósitos podría haber limitado los daños.

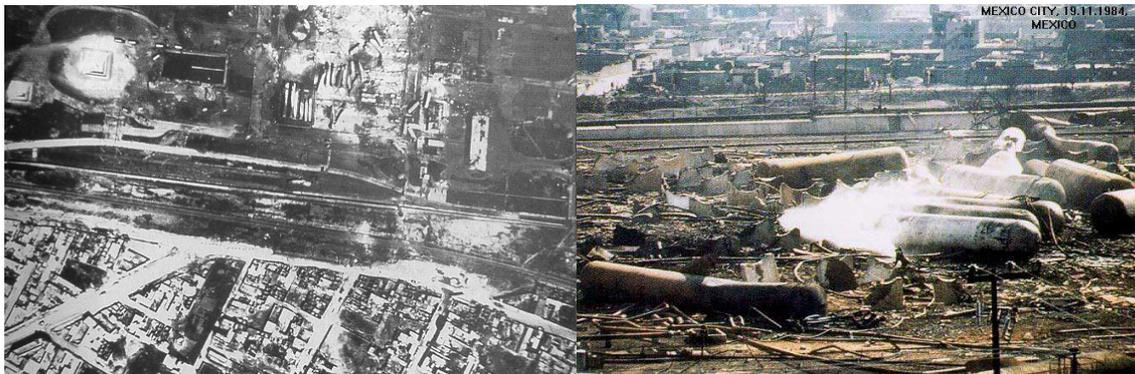


Fig. 8.10. y 8.11. San Juan Ixhuatepec (México), 1984. Explosiones de gas propano.

### 8.17. Explosión de los buques Petrogen One y Camponavia en Algeciras (España), 1985.

El 26 de mayo de 1985 se produjo en la Bahía de Algeciras la explosión del petrolero panameño Petrogen One, que a su vez provocó la explosión de otro petrolero de CAMPSA, el Camponavia, ambas seguidas de un incendio de grandes proporciones. Ambos se hundieron en el pantalán de la refinería de CEPESA, donde se encontraban amarrados.

El 24 de mayo de 1985, el Petrogen One llegó a la Bahía de Algeciras con 25.000 toneladas de nafta, con destino a la refinería de CEPESA. El Camponavia, que tenía previsto cargar 6.000 toneladas de gasolina, atracó en el mismo pantalán. El día 25 el Petrogen One había descargado la mayor parte de la nafta, pero uno de sus tanques tuvo problemas en cuanto a la exhaustación de los gases. Se produjo una rotura en el dicho tanque debido a la gran presión interior y a que sus soldaduras presentaban defectos. Una primera explosión partió el Petrogen One en dos y derrumbó una zona del pantalán. Una segunda explosión se produjo en el Camponavia, que llevaba cargadas 150 toneladas de gasolina. Los combustibles que se habían derramado sobre la superficie del agua se incendiaron. El balance final fue de 32 fallecidos y 13 heridos. El coste total del desastre se cifró en unos 42 millones de dólares de la época.



Fig. 8.12. y 8.13. Algeciras (España), 1985. Explosión del buque panameño Petrogen One, tras la rotura de uno de sus tanques con nafta por un problema de exhaustación de gases.

### **8.18. Chernobyl (Ucrania), 1986.**

El accidente del 26 de abril de 1986 en la Central Nuclear de Chernobyl acontecido en dicha ciudad de Ucrania, a unos 100 kilómetros al norte de Kiev, ha sido el accidente nuclear más grave de la historia. Durante una prueba en la que se simulaba un corte de suministro eléctrico, un aumento súbito de potencia en uno de los reactores produjo el sobrecalentamiento del núcleo del reactor nuclear, lo que terminó provocando la explosión del hidrógeno acumulado en su interior. Estallaron los conductos de alimentación y la coraza protectora de grafito del núcleo, produciéndose un incendio y la expulsión al exterior de 8 toneladas de combustible radiactivo, tras una doble explosión que destruyó parte del techo de la planta.

La cantidad de material radiactivo liberado causó directamente la muerte de 31 personas. Más de 600.000 personas quedaron expuestas a dosis altas de radiación y el gobierno de la Unión Soviética tuvo que evacuar a más de 350.000 personas de las zonas contaminadas. El accidente provocó una alarma internacional al detectarse radiactividad en diversos países de Europa septentrional y central. La producción agrícola y ganadera en las zonas alcanzadas por la contaminación debieron ser destruidas y las áreas próximas a la zona cero abandonadas definitivamente.

Según un informe de las Naciones Unidas las víctimas totales debido a contaminación directa o por consecuencias indirectas de la catástrofe ascendía a 20.000 personas muertas o con pronóstico fatal debido a las afecciones contraídas por la radiación y cerca de 300.000 aquejadas por distintos tipos de cáncer.

### **8.19. Explosión del gaseoducto transiberiano (Rusia), 1989.**

El gaseoducto transiberiano se construyó para transportar combustible de las explotaciones de Siberia hasta el centro del país y Europa. Este es capaz de transportar diariamente entre 13.500 y 17.000 toneladas de una mezcla de gases licuados y gasolina. En 1989, una fuga de gas licuado en las tuberías hizo disminuir la presión interna de las mismas. Los encargados de la estación de bombeo, lejos de investigar la causa, se limitaron a aumentar la presión del flujo. Debido a la fuga, el gas licuado y el resto de combustibles formaron una gran nube de gas que se embolsó en el fondo de un valle. En el lugar discurrían las vías del ferrocarril transiberiano. El 4 de junio de 1989, dos trenes se cruzaron en el lugar inundado por el gas, entre las localidades de Asha y Ufa, a unos 1.500 km al sureste de Moscú. Las chispas de las locomotoras hicieron detonar el gas, que estalló provocando la muerte de 604 pasajeros e hiriendo a más de 500.

### **8.20. Explosiones en las minas de Zonguldak (Turquía), 1992 y 1983.**

La minería en Turquía ha provocado la muerte de más de tres mil obreros en los últimos cincuenta años. El 4 de marzo de 1992, 388 mineros fallecieron en una mina de la localidad de Kozlu, cerca de la ciudad de Zonguldak (a 200 km al norte de Ankara, Turquía), en el Mar Negro, tras producirse en el interior de los pozos dos fuertes explosiones de grisú. El grisú es metano desprendido de las minas de hulla que al mezclarse con el aire se hace

inflamable y produce violentas explosiones. Más de 300 mineros quedaron atrapados a 500 metros de profundidad en las galerías de la mina sin poder ser rescatados, debido a que el incendio y las nubes de monóxido de carbono impidieron los trabajos de salvamento. Los trabajadores reclamaron la necesidad de colocar detectores de concentración de gas metano en las galerías.

El 7 de marzo de 1983, también en una mina de Zonguldak, se produjo el desmoronamiento de una parte de las galerías subterráneas debido a una explosión de grisú. En el momento del accidente, unos 400 mineros se hallaban trabajando a 350 m de profundidad. Murieron 99 mineros, 30 desaparecieron y más de 80 resultaron heridos.

### **8.21. Explosiones de Guadalajara (México), 1992.**

El 22 de abril de 1992, en el barrio de Analco de la ciudad de Guadalajara (México), se produjeron una serie de diez explosiones por presencia de gasolina en el sistema de alcantarillado. Las explosiones dejaron 209 fallecidos, unos 1.500 heridos, 15.000 personas quedaron sin hogar y se destruyeron 8 kilómetros de calles. El daño económico se estimó entre 700 y 1.000 millones de dólares.

La causa se atribuyó inicialmente al vertido al alcantarillado de hexano por parte de una industria de aceites vegetales. Sin embargo, la principal causa de la tragedia fueron los escapes de gasolina hallados en los conductos provenientes de la refinería de Salamanca perteneciente a la empresa estatal Petróleos Mexicanos (PEMEX), pese a que la presencia de hexano contribuyó a las explosiones. Dicha empresa había construido un conducto de acero para gas y gasolina sobre el que se sobrepuso una conducción de agua sin un correcto aislamiento. El recubrimiento de las dos tuberías fue corroyéndose y se produjo una fuga. La gasolina se filtró hacia el sistema de alcantarillado, donde se concentraron los gases, de modo que una chispa fue suficiente para desencadenar las explosiones.

Días antes de la explosión, los residentes de la zona notaron un fuerte olor a gasolina proveniente de las alcantarillas, de algunos imbornales salían vapores de gasolina, e incluso encontraron gasolina saliendo de sus tomas de agua. Sin embargo, las autoridades no creyeron conveniente evacuar la zona.



*Fig. 8.14 y 8.15. Guadalajara (México), 1992. Efecto de la serie de explosiones que sacudieron a la ciudad a causa de la presencia de gasolina en el sistema de alcantarillado.*

### **8.22. Explosión pirotécnica en Lima (Perú), 2001.**

El 29 de diciembre de 2001, la imprudencia de un vendedor ambulante de artefactos pirotécnicos desató una explosión e incendio cerca del centro comercial “Galería Mina de Oro” de Lima. La zona comercial afectada, conocida como Mesa Redonda, estaba identificada como una zona de muy alto riesgo: en el lugar se almacenaban unas 900 toneladas de productos pirotécnicos. El fuego destruyó cinco galerías comerciales y se extendió a cuatro manzanas. Murieron unas 300 personas, 250 resultaron heridas y las pérdidas materiales alcanzaron unos diez millones de dólares. 67 personas que estaban observando el incendio resultaron electrocutadas, al encontrarse próximas al lugar cuando las llamas alcanzaron la red eléctrica y se produjo un arco voltaico. La investigación preliminar mostró negligencia de autoridades, comerciantes y compradores, y el total incumplimiento de las normas de seguridad a pesar de las repetidas denuncias de los bomberos.

### **8.23. Explosión en Jorassan (Irán), 2004.**

El 17 de febrero de 2004, al menos 300 personas murieron y 235 resultaron heridas en el nordeste de Irán cuando vagones cargados con gasolina, fertilizantes y productos con azufre descarrillaron aparentemente durante un sismo, produciéndose una enorme explosión e incendio, que destruyó centenares de viviendas en cinco localidades de la zona. Las chispas producidas al salirse de las vías los vagones incendiaron la carga explosiva. La acumulación de gases provocó luego una gran deflagración. La explosión destrozó los cristales de las ventanas en un radio de más de 10 kilómetros. Esto ocurrió menos de dos meses después de que un terremoto en la ciudad de Bam, en el sureste del país, se cobrara más de 40.000 vidas.

## **9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

### **9.1. Cálculo de la carga de explosión.**

Como se ha establecido ya desde los inicios de este estudio, el tipo de explosión aplicada sobre el pórtico estudiado ha sido de tipo externa al edificio. Asimismo, se ha considerado una detonación a nivel de suelo por observarse que ésta resulta más desfavorable que una explosión a una cierta altura, debido a la reflexión de la onda de presiones en el terreno (apartado 2).

### **9.2. Cálculo no-lineal de la respuesta estructural dinámica.**

#### **9.2.1. Problemas en la asimilación del pórtico estudiado a SDOF.**

El método simplificado sólo puede aplicarse a estructuras que puedan ser asimilables a un sistema de un único grado de libertad. Esta condición es muy restrictiva, puesto que se limita a vigas simples y pórticos con cargas en la dirección del grado de libertad supuesto. En cambio, los programas de elementos finitos utilizados para calcular la respuesta dinámica de una estructura permiten asimilarla a un sistema de múltiples grados de libertad, con lo que puede estudiarse la respuesta de cualquier tipo de estructura por compleja que sea.

En el caso estudiado, a priori, la respuesta estructural dinámica obtenida mediante el método simplificado puede parecer satisfactoria. Sin embargo, se ha constatado gracias al estudio de la misma estructura mediante el programa de elementos finitos Castem, que el esquema estructural estudiado no puede asimilarse de forma adecuada a un sistema de un solo grado de libertad (SDOF).

Se ha observado que, en el caso estudiado, el método simplificado no permitiría detectar plastificaciones prematuras que pudieran producirse en los elementos de la estructura más expuestos a la carga dinámica de explosión, y por tanto, más vulnerables. Con el término “plastificación prematura” nos referimos a una plastificación que no se da por la existencia de un desplazamiento en la estructura, sino que se produce por causa de la aplicación brusca de la carga sobre un elemento expuesto a la misma. Sin embargo, éste es un efecto que sí se ha detectado mediante el análisis dinámico no-lineal por elementos finitos realizado con Castem.

Además, en el caso estudiado, el efecto de la carga dinámica vertical sobre la cubierta del edificio (sobre dintel) no es despreciable. Se han llevado a cabo varios cálculos de cargas de presión sobre el edificio debidas a explosión (según lo dispuesto en el apartado 2), tomando pesos de explosivo y distancias detonación-estructura distintas. Con ello se ha constatado que, para la geometría estudiada, los valores de la carga pico en dintel (asimilada a carga uniformemente repartida) suelen tomar valores de entorno al 20-30% del valor de la carga pico horizontal sobre el pilar frontal, e incluso superiores.

Dicha carga vertical dinámica, puede provocar la formación de rótulas plásticas siguiendo un esquema distinto al supuesto mediante el análisis Push-over. Por tanto, el efecto de la carga

vertical dinámica podría provocar rotaciones inadmisibles en ciertos puntos del dintel, cosa que podría traducirse un colapso que el método simplificado no hubiera sido capaz de detectar. Sin embargo, un programa de elementos finitos nos daría aviso de lo ocurrido.

El método simplificado, por otro lado, sí que puede captar el efecto de una carga estática en el dintel, como se observa al tener en cuenta en el análisis el peso propio de la estructura y el peso de cubierta y fachadas.

En el supuesto de que la estructura pueda asimilarse a un sistema SDOF de forma adecuada, cabe decir que la aplicación del método simplificado, además, entraña alguna que otra dificultad: dicho sistema esta compuesto por una masa equivalente unida a un resorte con una rigidez equivalente. A la masa se le aplica una carga exterior de explosión que debe ser de tipo puntual. El hecho de transformar un pórtico como el estudiado (con una carga uniformemente repartida en pilar frontal) a un sistema SDOF cuya carga aplicada debe ser de tipo puntual, puede no ser tarea sencilla (véase apartado 6.5).

Por otro lado, se ha observado que al utilizar un programa de elementos finitos, resulta muy sencillo modificar las características de la estructura en el proceso de diseño frente a una carga de explosión dada. Esto no es tan sencillo al aplicar el método simplificado: cualquier cambio en la estructura (dimensiones, inercias, límite elástico, etc.), obliga a rehacer el análisis Push-over, puesto que la rigidez de la estructura se ve modificada. Por ello, el método simplificado resulta práctico para conocer qué explosión puede resistir una estructura dada, pero no es tan práctico a efectos de diseño de una estructura para una carga de explosión impuesta.

### **9.2.2. Criterios para determinar el colapso en la estructura.**

En un análisis dinámico, el criterio utilizado para detectar un colapso en la estructura difiere del empleado en un análisis estructural con cargas estáticas.

En el caso dinámico, a la ecuación de equilibrio estático debe añadirse el término masa por aceleración. Esto implica que en una estructura una vez hiperestática (como la estudiada), la formación de dos rótulas plásticas no produzca necesariamente el colapso de la estructura, como sí ocurre en el caso estático.

En una estructura sometida a carga dinámica, se puede producir en un instante concreto de tiempo un conjunto de rótulas plásticas, de modo que durante un corto periodo de tiempo, dicha estructura se desplace de forma similar a un mecanismo. A su vez, las rótulas formadas sufrirían un cierto giro. Sin embargo, al ser la carga aplicada dinámica, las leyes de momentos flectores varían en el tiempo en los distintos elementos que conforman la estructura, de modo que podría ocurrir que, poco después de la formación de las rótulas plásticas anteriormente citadas, éstas pudieran dejar de serlo por causa de una disminución del momento flector en estos puntos.

Se trataría de algo similar a un proceso de descarga en la sección: las rótulas plásticas habrán sufrido una deformación plástica irre recuperable (rotación), pero en el momento en que el momento flector disminuya en ellas, dejarán de deformarse plásticamente por rotación.

Lo que ocurre entonces es que se pueden formar otras rótulas distintas sin que la estructura alcance siquiera el colapso.

El colapso en una estructura sometida a carga dinámica se distingue, por tanto, mediante criterios de desplazamiento (en cabeza de pórtico en el caso estudiado) y mediante criterios de rotación en las secciones plastificadas. Estos criterios vienen fijados por el análisis push-over, así como por criterios de seguridad frente a daños personales y materiales (véase apartado 4.5 o Ref. [5]).

### 9.3. Comprobación de la interacción flector-cortante.

En el apartado 5, al verificar la interacción flector-cortante en el análisis push-over, se ha observado una ligera diferencia entre la normativa americana y la EAE española:

La normativa española admite que no existe reducción de la capacidad plástica de una pieza a flexión si el cortante de cálculo  $V_{Ed}$  no supera  $0,5 \cdot V_{pl,Rd}$  (siendo  $V_{pl,Rd}$  la capacidad plástica de la sección a cortante).

Por otro lado, la normativa americana asume directamente que en piezas tipo I todo el flector es absorbido por las alas y el cortante por el alma. La contribución del alma a resistir flector se supone despreciable, de modo que no se contempla la reducción por cortante-flector.

Sin embargo, en secciones de vigas armadas o en cajón, donde se asume que el alma contribuye de forma notable a la capacidad plástica a flexión, la normativa americana aplica una reducción del momento resistente plástico según:

$$\frac{M_{pl, reducido}}{M_{pl, Rd}} = 1 - \left( \frac{V_{Ed}}{V_{pl, Rd}} \right)^4$$

Se comprueba que para un cortante  $V_{Ed} = 0,5 \cdot V_{pl, Rd}$ , el momento plástico se reduce ya a un valor de  $0,94 \cdot M_{pl, Rd}$ .

En el pórtico estudiado, articulado en las bases, la capacidad plástica a flexión no se ha visto reducida por interacción flector-cortante, ya que los puntos de mayor momento flector no coincidían con los de cortante máximo. Sin embargo, en el caso de empotrar las bases de los pilares sí que se podría tener reducción de la capacidad plástica a flexión, por coincidir valores de cortante y flector elevados en dichas secciones.

### 9.4. Estudios futuros.

El presente estudio da pie a una serie de posibles trabajos futuros:

- Estudio del efecto de explosiones confinadas en edificios de estructura metálica (o de hormigón).

- Efecto de explosiones sobre placas de acero (o de hormigón), como por ejemplo para el diseño de puertas anti-exposición.
- Estudio de la penetración de fragmentos en chapas metálicas y su efecto fragilizador.
- Estudio del efecto de explosiones en silos y depósitos de minerales.
- Seguridad en almacenes de artillería y municiones.
- Explosiones de gas domésticas en zona urbana.
- Explosiones en túneles.
- Impactos por oleaje sobre estructuras aporricadas.

## 10. REFERENCIAS

- [1]. Ray W. Clough, Joseph Penzien. *Dynamics of Structures*. Computers & Structures, Inc., University Ave (Berkeley, California), 1995. Tercera edición.
- [2]. Paz, Mario. *Dinámica Estructural. Teoría y cálculo*. Editorial Reverté, 1992. Tercera edición.
- [3]. J. R. Maguire, T.A. Wyatt. *Dynamics. An introduction for civil and structural engineers*. ICE (The Institution of Civil Engineers) design and practice guides, 2002. Segunda edición.
- [4]. Arnedo Pena, Alfredo. *Naves industriales con acero*. Publicaciones APTA (Asociación para la Promoción Técnica del Acero), 2009.
- [5]. Department of Defense of the United States of America. *Structures to resist the effects of accidental explosions*. 2008.
- [6]. P.S. Bulson. *Explosive Loading of Engineering Structures. A history of research and a review of recent developments*.
- [7]. FEMA (Federal Emergency Management Agency). Documento 428.
- [8]. Biggs, J.M. *Introduction to Structural Dynamics*. McGraw-Hill, New York, 1964.

# ANEJO

## Programa de cálculo dinámico no-lineal por elementos finitos realizado con Castem.

```
OPTI DIME 3 ELEM SEG2;  
OPTI TRAC X;  
OPTI ECHO 1;
```

### \*GEOMETRÍA

```
*Parámetros geométricos  
ancho = 10.;  
alto = 4;  
a_trib = 4.;
```

### \*Numero de elementos

```
ndin = 30;  
npil = ENTI (ndin/2);  
SI ('EGA' npil 0);  
npil= 1;  
FINSI;
```

### \*Puntos principales

```
p1 = 0. 0. 0.;  
p2p= 0. 0. alto;  
p2d= 0. 0. alto;  
p4p = ancho 0. alto;  
p4d = ancho 0. alto;  
p5 = ancho 0. 0.;
```

### \*Elementos estructurales

```
pilar1 = p1 DROITE npil p2p;  
dintel = p2d DROITE ndin p4d;  
pilar2 = p4p DROITE npil p5;
```

### \*Punto medio del pilar (para postproceso)

```
p3 = POIN dintel PROC ((ancho/2.) 0. alto);  
pF=p3;  
p6 = POIN pilar1 PROC (0. 0. (alto/2.));  
pE=p6;  
portico = pilar1 ET dintel ET pilar2;  
  
trace portico (0. -100000000. 0.);
```

### \*PROPIEDADES MATERIALES Y GEOMÉTRICAS DE LAS VIGAS

\*Propiedades materiales del acero (S.I.)

dens\_ac = 7.8e3;  
Ee\_ac = 2.1e11;  
pois\_ac = 0.3;  
siglim = 355.e6;

\*Propiedades de los pilares: HEB400

Apil = 197.8e-4;  
Iypil = 5.7684e-4;  
Izpil = 10819.e-8;  
Itpil = 361.e-8;  
almapil = 400.e-3;  
alapil = 300.e-3;  
axispil = 0. 1. 0.;

\*momento plástico  
mppil = 3231.9e-6 \* siglim;

\*Propiedades del dintel: IPE550

Adin = 134.4e-4;  
Iydin = 6.7123e-4;  
Izdin = 2668.e-8;  
Itdin = 122.8e-8;  
almadin = 550.e-3 ;  
aladin = 210.e-3;  
axisdin = 0. 1. 0.;

\*momento plástico  
mpdin = 2787.2e-6 \* siglim;

\*\*\*\*\*

masad = 500\*a\_trib;

\*Creamos una "densidad" ficticia para el dintel asociada  
\*a dicha masa: dividimos por el área del dintel

densmasd = masad / Adin;

\*Así, el dintel tiene una densidad total igual a la del acero  
\*más la de la masa repartida sobre el mismo  
dens\_din = densmasd + dens\_ac;

masap = 500\*a\_trib;

\*Creamos una "densidad" ficticia para los pilares asociada  
\*a dicha masa: dividimos por el área del pilar  
densmasp = masap / Apil;

\*Así, cada pilar tiene una densidad total igual a la del  
\*acero más la de la masa repartida sobre el mismo  
dens\_pil = densmasp + dens\_ac;

\*\*\*\*\*

\*CONDICIONES DE CONTORNO

\*Trabajamos en el plano XOZ

cc\_plano = BLOQ portico UY RX RZ;

\*Unión dintel pilar.

cc\_uni = RELA UX p2p -UX p2d;  
cc\_uni = cc\_uni ET (RELA UZ p2p -UZ p2d);  
cc\_uni = cc\_uni ET (RELA UX p4p -UX p4d);  
cc\_uni = cc\_uni ET (RELA UZ p4p -UZ p4d);

\* Uniones pilar-dintel rígidas y bases articuladas

\*Unión rígida dintel-pilar: igualamos giros  
cc\_uni = cc\_uni ET (RELA RY p2p -RY p2d);  
cc\_uni = cc\_uni ET (RELA RY p4p -RY p4d);

\*Articulación en las bases  
cc\_bas = BLOQ p1 UX UZ ;  
cc\_bas = cc\_bas ET (BLOQ p5 UX UZ );

cc\_tot = cc\_plano ET cc\_uni ET cc\_bas ;

\*\*\*\*\*

\*MODELO Y MATERIAL

modpils = MODE (pilar1 ET pilar2) MECANIQUE ELASTIQUE  
PLASTIQUE BILIN\_MOMY POUT;  
moddin = MODE dintel MECANIQUE ELASTIQUE PLASTIQUE  
BILIN\_MOMY POUT;  
modtot = modpils ET moddin;

matpils = MATE modpils YOUN Ee\_ac RHO dens\_pil NU pois\_ac  
SECT Apil INRY Iypil INRZ Izpil TORS Itpil  
VECT axispil 'DY' (almapil/2.) 'DZ' (alapol/2.)  
'EAYI' 0. 'YMOM' mppil;

matdin = MATE moddin YOUN Ee\_ac RHO dens\_din NU pois\_ac  
SECT Adin INRY Iydin INRZ Izdin TORS Itdin  
VECT axisdin 'DY' (aladin/2.) 'DZ' (aladin/2.)  
'EAYI' 0. 'YMOM' mpdin;

mattot = matpils ET matdin;

\*\*\*\*\*

\*CARGA:

\*Valores fuerza repartida en pilar 1 y dintel  
\*(presión exterior en N/m):

\* p repartida pilar 1, en N/m

pmax = 950000.;  
pmaxt=pmax\*alto;

pm1=250000;  
pm1t=pm1\*alto;

\* p repartida dintel, en N/m

pmaxd = 200000;

pmaxdt = pmaxd\*ancho;

\*Tiempos

tp1=0.0001;  
tp2=0.025;  
td1=0.045;  
tf1=0.25;

td2 = 0.050;  
tpd=0.025;

\*Dibujo carga pilar 1

list\_t1 = PROG 0. tp1 tp2 td1;  
list\_p1 = PROG 0. pmax pm1 0.;

evload1 = EVOL MANU t list\_t1 p(t) list\_p1;

DESS evload1 CARR AXES TITRE 'Evolución carga uniforme en pilar 1.';

\* Creación carga pilar 1

list\_t1t = PROG 0. tp1 tp2 td1 tf1;  
list\_p1t = PROG 0. pmaxt pm1t 0. 0.;

evload1t = EVOL MANU t list\_t1t p(t) list\_p1t;

f1 = FREPART (1. 0. 0.) pilar1;  
loadH1 = CHAR f1 evload1t;

\* Dibujo carga dintel

list\_t2 = PROG 0. tp1 tpd td2;  
list\_p2 = PROG 0. 0. pmaxd 0.;

evload2 = EVOL MANU t list\_t2 p(t) list\_p2;

DESS evload2 CARR AXES TITRE 'Evolución carga uniforme en dintel.';

\* Creación carga dintel

list\_t2t = PROG 0. tp1 tpd td2 tf1;  
list\_p2t = PROG 0. 0. pmaxdt 0. 0.;

evload2t = EVOL MANU t list\_t2t p(t) list\_p2t;

f3 = FREPART (0. 0. -1.) dintel;  
loadH3 = CHAR f3 evload2t;

\* Carga total

loadH =loadH1 ET loadH3;

paso1 = tf1/800;

list\_t = PROG 0. PAS paso1 tf1;

\*Peso propio

masstot = MASSE modtot mattot;

campo = MANU CHPO portico 1 'UZ' (-9.8) ;

pp = masstot \* campo;

list\_f = PROG (dime list\_T)\*1. ;  
evvert = EVOL MANU 't' list\_T 'd' list\_f;

loadpp = CHAR MECA pp evvert;

load = loadH ET loadpp;

\*\*\*\*\*

\*RESOLUCION DEL SISTEMA NO LINEAL

tab1 = TABLE;  
tab1.'CARACTERISTIQUES'= mattot;  
tab1.'MODELE'= modtot;  
tab1.'CHARGEMENT'= load ;  
tab1.'PRECISION'= 1.e-4;  
tab1.'TEMPS\_CALCULES'= list\_t;  
tab1.'BLOCAGES\_MECAIQUES'= cc\_tot;  
tab1.'TEMPS\_SAUVES'= list\_t;  
tab1.'CONVERGENCE\_FORCEE' = FAUX;  
\*tab1.'ACCELERATION' = 500;  
tab1.'DYNAMIQUE' = VRAI;  
PASAPAS tab1;

\*POSTPROCESO

\*desplazamiento horizontal y vertical en el pto de aplicación de la carga  
despHp2p = PROG;

despVp3 = PROG;

\*desplazamientos horizontales

despHp3 = PROG;

despHp4p = PROG;

\*Momentos en puntos clave

momp1 = PROG;

momp2p = PROG;

momp2d = PROG;

momp3 = PROG;

momp4d = PROG;

momp4p = PROG;

momp5 = PROG;

momp6 = PROG;

\*Rotaciones correspondientes

rotp1 = PROG;

rotp2p = PROG;

rotp2d = PROG;

rotp3 = PROG;

rotp4d = PROG;

rotp4p = PROG;

rotp5 = PROG;

tabAXIL = TABLE;

tabAXIL.'DINTEL' = TABLE;

tabAXIL.'PILAR1' = TABLE;

tabAXIL.'PILAR2' = TABLE;

tabCORT = TABLE;

tabCORT.'DINTEL' = TABLE;

tabCORT.'PILAR1' = TABLE;

tabCORT.'PILAR2' = TABLE;

tabMOM = TABLE;

tabMOM.'DINTEL' = TABLE;

tabMOM.'PILAR1' = TABLE;

tabMOM.'PILAR2' = TABLE;

\*previo: buscar el punto intermedio del dintel donde se forma la

\*rótula plástica (momentos negativos);

ifin = ((dime tab1.contraintes) - 1) ;

a = CHAN CHPO tab1.contraintes.ifin modtot;

achdin = EVOL CHPO a 'MOMY' dintel ;

nodosdin = EXTR achdin 'ABSC';

momedin = EXTR achdin 'ORDO';

REPETER loop1 (dime nodosdin);

i = &loop1;

momento = EXTR momedin i;

SI ('<' (momento + mpdin) 1.e-5);

mess 'si';

corde = EXTR nodosdin i;

SI ('>' (ABS (corde - (coor 1 p2d))) 1.e-3);

p3 = POIN portico PROC (corde 0. alto);

FINSI;

FINSI;

FIN loop1;

trac portico;

\*Pórtico sin deformar

D0 = DEFO portico tab1.deplacements.1 1.;

j = 1;

REPETER loop1 (dime tab1.deplacements);

i = &loop1 ;

\*Desplazamientos horizontales en el dintel

despHp2p = INSE despHp2p i (EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'UX' p2p);

despVp3 = INSE despVp3 i (EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'UZ' p3);

\*Esfuerzos

tens = CHAN CHPO tab1.contraintes.(i-1) modtot;

momp1 = INSE momp1 i (EXTR tens 'MOMY' p1);

momp2p = INSE momp2p i (EXTR tens 'MOMY' p2p);

momp2d = INSE momp2d i (EXTR tens 'MOMY' p2d);

momp3 = INSE momp3 i (EXTR tens 'MOMY' p3);

momp4d = INSE momp4d i (EXTR tens 'MOMY' p4d);

momp4p = INSE momp4p i (EXTR tens 'MOMY' p4p);

momp5 = INSE momp5 i (EXTR tens 'MOMY' p5);

momp6 = INSE momp6 i (EXTR tens 'MOMY' p6);

tabAXIL.'DINTEL' . i = EVOL CHPO tens 'EFFX' dintel;

tabAXIL.'PILAR1' . i = EVOL CHPO tens 'EFFX' pilar1;

tabAXIL.'PILAR2' . i = EVOL CHPO tens 'EFFX' pilar2;

tabCORT.'DINTEL' . i = EVOL CHPO tens 'EFFZ' dintel;

tabCORT.'PILAR1' . i = EVOL CHPO tens 'EFFZ' pilar1;

tabCORT.'PILAR2' . i = EVOL CHPO tens 'EFFZ' pilar2;

tabMOM.'DINTEL' . i = EVOL CHPO tens 'MOMY' dintel;

tabMOM.'PILAR1' . i = EVOL CHPO tens 'MOMY' pilar1;

tabMOM.'PILAR2' . i = EVOL CHPO tens 'MOMY' pilar2;

\*Giros en las rótulas

a = ELEM portico CONTENANT p1;

p1m = POIN portico PROC (0. 0. (mesu a));

rotp1 = INSE rotp1 i (EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'RY' p1m);

a = ELEM portico CONTENANT p2p;

p2pm = POIN portico PROC (0. 0. (alto - (mesu a)));

rotp2p = INSE rotp2p i ((EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'RY' p2pm)

- (EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'RY' p2p));

a = ELEM portico CONTENANT p2d;

p2dm = POIN portico PROC ((mesu a) 0. alto);

rotp2d = INSE rotp2d i ((EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'RY' p2dm)

-(EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'RY' p2d));

a = ELEM portico CONTENANT p3;

```

p3m = POIN PORTICO PROC (((coor 1 p3) - (mesu a)) 0. alto);
rotp3 = INSE rotp3 i ((EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'RY' p3m)
- (EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'RY' p3));
a = ELEM portico CONTENANT p4d;
p4dm = POIN portico PROC ((ancho - (mesu a)) 0. alto);
rotp4d = INSE rotp4d i ((EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'RY' p4dm)
- (EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'RY' p4d));
a = ELEM portico CONTENANT p4p;
p4pm = POIN portico PROC ((ancho ) 0. (alto - (mesu a )));
rotp4p = INSE rotp4p i ((EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'RY' p4pm)
- (EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'RY' p4p));;
a = ELEM portico CONTENANT p5;
p5m = POIN portico PROC (ancho 0. (mesu a));
rotp5 = INSE rotp5 i (EXTR tab1.deplacements.(i-1) 'RY' p5m);

```

\*Dibujo de las deformadas sucesivas para ciertos instantes de tiempo

```

SI ('EGA' i j);
t = EXTR list_T i;
D1 = DEFO portico tab1.deplacements.(i-1) 10 VERT;
escala = PROG (-1*mppil) PAS (mppil / 8.) mppil;
TITRE 'Deformada del pórtico en el instante' t;
trace (EXCO tens 'MOMY') D1 escala ;

```

```

j = j + 32;

```

```

FINSI;

```

```

FIN loop1;

```

\*Gráfico desplazamiento-tiempo

```

absdp2 = ABS despHp2p;
dmaxp2 = MAXI absdp2;
MESS 'Desplazamiento horizontal maximo punto 2(m):'dmaxp2;

```

```

absdp3 = ABS despVp3;
dmaxp3 = MAXI absdp3;
MESS 'Desplazamiento vertical maximo punto 3(m):'dmaxp3;

```

```

evftH = EVOL MANU list_T despHp2p;
evftV = EVOL MANU list_T despVp3;

```

```

tb_F = TABLE;
tb_F.1 = 'MARQ CROI REGU';

```

```

tb_F.'TITRE' = TABLE;
tb_F.'TITRE'. 1 = MOT 'Despl. horiz. B.';

```

```

dess (evftH COUL ROUG) CARR AXES
tb_F LEGE TITRE 'Desplazamiento lateral - tiempo del pórtico';

```

\*Evolución de los momentos

```

tb_F = TABLE;
tb_F.9 = 'MARQ CROI';
tb_F.8 = 'MARQ CARR';

```

```

tb_F.7 = 'MARQ TRIA';
tb_F.6 = 'MARQ ETOI';
tb_F.5 = 'MARQ TRIB';
tb_F.4 = 'MARQ LOSA';
tb_F.3 = 'TIRR';
tb_F.2 = 'TIRC';

tb_F.'TITRE' = TABLE;

Tdintel = TABLE;
Tpilar1 = TABLE;
Tpilar2 = TABLE;
colores = MOTS BLEU ORAN VERT ROUG TURQ ROSE NOIR BLEU ORAN VERT;

```

```

REPETER loop1 10;
  i = &loop1;
  j= i*48;
  ti = EXTR list_t (j+1);
  leyenda = CHAIN 't = ' ti;
  tb_F.'TITRE'. (i) = leyenda;
  color = MOT (EXTR colores i);
  Tdintel.i = tabAXIL.'DINTEL' . j COUL color;
  Tpilar1.i = tabAXIL.'PILAR1' . j COUL color;
  Tpilar2.i = tabAXIL.'PILAR2' . j COUL color;

```

```

FIN loop1;

```

```

dess (tdintel.1 ET tdintel.2 ET tdintel.3 ET tdintel.4 ET tdintel.5
      ET tdintel.6 ET tdintel.7 ET tdintel.8 ET tdintel.9)
  tb_F LEGE CARR AXES TITRE
  'Distribución de esfuerzos axiles
  en el dintel ';

```

```

dess (tpilar1.1 ET tpilar1.2 ET tpilar1.3 ET tpilar1.4 ET tpilar1.5
      ET tpilar1.6 ET tpilar1.7 ET tpilar1.8 ET tpilar1.9)
  tb_F LEGE CARR AXES TITRE 'Distribución de esfuerzos axiles
  en el pilar A-B';

```

```

dess (tpilar2.1 ET tpilar2.2 ET tpilar2.3 ET tpilar2.4 ET tpilar2.5
      ET tpilar2.6 ET tpilar2.7 ET tpilar2.8 ET tpilar2.9)
  tb_F LEGE CARR AXES TITRE 'Distribución de esfuerzos axiles
  en el pilar C-D';

```

```

REPETER loop1 10;
  i = &loop1;
  j= i*48;
  ti = EXTR list_t (j+1);
  leyenda = CHAIN 't = ' ti;
  tb_F.'TITRE'. (i) = leyenda;
  color = MOT (EXTR colores i);
  Tdintel.i = tabCORT.'DINTEL' . j COUL color;
  Tpilar1.i = tabCORT.'PILAR1' . j COUL color;
  Tpilar2.i = tabCORT.'PILAR2' . j COUL color;

```

```

FIN loop1;

```

```

dess (tdintel.1 ET tdintel.2 ET tdintel.3 ET tdintel.4 ET tdintel.5

```

ET tdintel.6 ET tdintel.7 ET tdintel.8 ET tdintel.9)  
tb\_F LEGE CARR AXES TITRE  
'Distribución del esfuerzo cortante  
en el dintel ';

dess (tpilar1.1 ET tpilar1.2 ET tpilar1.3 ET tpilar1.4 ET tpilar1.5  
ET tpilar1.6 ET tpilar1.7 ET tpilar1.8 ET tpilar1.9)  
tb\_F LEGE CARR AXES TITRE 'Distribución del esfuerzo cortante  
en el pilar A-B';

dess (tpilar2.1 ET tpilar2.2 ET tpilar2.3 ET tpilar2.4 ET tpilar2.5  
ET tpilar2.6 ET tpilar2.7 ET tpilar2.8 ET tpilar2.9)  
tb\_F LEGE CARR AXES TITRE 'Distribución del esfuerzo cortante  
en el pilar C-D';

REPETER loop1 10;  
i = &loop1;  
j = i\*48;  
ti = EXTR list\_t (j+1);  
leyenda = CHAIN 't = ' ti;  
tb\_F.'TITRE'. (i) = leyenda;  
color = MOT (EXTR colores i);  
Tdintel.i = tabMOM.'DINTEL' . j COUL color;  
Tpilar1.i = tabMOM.'PILAR1' . j COUL color;  
Tpilar2.i = tabMOM.'PILAR2' . j COUL color;

FIN loop1;

dess (tdintel.1 ET tdintel.2 ET tdintel.3 ET tdintel.4 ET tdintel.5  
ET tdintel.6 ET tdintel.7 ET tdintel.8 ET tdintel.9)  
tb\_F LEGE CARR AXES TITRE  
'Distribución de momentos flectores  
en el dintel ';

dess (tpilar1.1 ET tpilar1.2 ET tpilar1.3 ET tpilar1.4 ET tpilar1.5  
ET tpilar1.6 ET tpilar1.7 ET tpilar1.8 ET tpilar1.9)  
tb\_F LEGE CARR AXES TITRE 'Distribución de momentos flectores  
en el pilar A-B';

dess (tpilar2.1 ET tpilar2.2 ET tpilar2.3 ET tpilar2.4 ET tpilar2.5  
ET tpilar2.6 ET tpilar2.7 ET tpilar2.8 ET tpilar2.9)  
tb\_F LEGE CARR AXES TITRE 'Distribución de momentos flectores  
en el pilar C-D';

#### \*PROCESO DE FORMACIÓN DE R6TULAS PLÁSTICAS

evmomp1 = (EVOL MANU 't' list\_T 'mom' momp1) COUL BLEU;  
evmomp2p = (EVOL MANU 't' list\_T 'mom' momp2p) COUL ORAN;  
evmomp2d = (EVOL MANU 't' list\_T 'mom' momp2d) COUL VERT;  
evmomp3 = (EVOL MANU 't' list\_T 'mom' momp3) COUL ROUG;  
evmomp4p = (EVOL MANU 't' list\_T 'mom' momp4p) COUL TURQ;  
evmomp4d = (EVOL MANU 't' list\_T 'mom' momp4d) COUL ROSE;  
evmomp5 = (EVOL MANU 't' list\_T 'mom' momp5) COUL ORAN;  
evmomp6 = (EVOL MANU 't' list\_T 'mom' momp6) COUL BLEU;

tb\_F = TABLE;  
tb\_F.1 = 'MARQ TRIA REGU';  
tb\_F.2 = 'MARQ CARR REGU';

tb\_F.3 = 'MARQ TRIA REGU';  
 tb\_F.4 = 'MARQ ETOI REGU';  
 tb\_F.5 = 'MARQ TRIB REGU';  
 tb\_F.6 = 'MARQ LOSA REGU';  
 tb\_F.8 = 'MARQ CROI REGU';  
 tb\_F.9 = 'TIRR';  
 tb\_F.10 = 'TIRR';  
 tb\_F.11 = 'TIRR';  
 tb\_F.12 = 'TIRR';

tb\_F.'TITRE' = TABLE;  
 tb\_F.'TITRE' . 1 = MOT 'punto A';  
 tb\_F.'TITRE' . 2 = MOT 'punto Bp';  
 tb\_F.'TITRE' . 3 = MOT 'punto Bd';  
 tb\_F.'TITRE' . 4 = MOT 'punto F';  
 tb\_F.'TITRE' . 5 = MOT 'punto Cp';  
 tb\_F.'TITRE' . 6 = MOT 'punto Cd';  
 tb\_F.'TITRE' . 7 = MOT 'punto D';  
 tb\_F.'TITRE' . 8 = MOT 'punto E';  
 tb\_F.'TITRE' . 9 = MOT 'Mp dintel';  
 tb\_F.'TITRE' . 10 = MOT 'Mp pilar';

mompilp = EVOL MANU list\_T (PROG (Dime list\_T)\*mppil);  
 mompiln = EVOL MANU list\_T (PROG (Dime list\_T)\*(-1\*mppil));  
 mompilp = mompilp COUL VERT;  
 mompiln = mompiln COUL VERT;  
 momdinp = EVOL MANU list\_T (PROG (Dime list\_T)\*mpdin);  
 momdinn = EVOL MANU list\_T (PROG (Dime list\_T)\*(-1\*mpdin));  
 momdinp = momdinp COUL ROUG;  
 momdinn = momdinn COUL ROUG;

mompos = mompilp ET momdinp;  
 momneg = mompiln ET momdinn;

dess (evmomp1 Et evmomp2p Et evmomp2d ET evmomp3 ET  
 evmomp4p ET evmomp4d ET evmomp5 ET evmomp6 ET mompos  
 ET momneg)  
 tb\_F LEGE CARR  
 AXES TITRE 'Evolución de momentos en t';

\*Leyes rotación-tiempo en cada uno de los puntos clave

evrotp1 = (EVOL MANU 't' list\_T 'rot' rotp1) COUL BLEU;  
 evrotp2p = (EVOL MANU 't' list\_T 'rot' rotp2p) COUL ORAN;  
 evrotp2d = (EVOL MANU 't' list\_T 'rot' rotp2d) COUL VERT;  
 evrotp3 = (EVOL MANU 't' list\_T 'rot' rotp3) COUL ROUG;  
 evrotp4p = (EVOL MANU 't' list\_T 'rot' rotp4p) COUL TURQ;  
 evrotp4d = (EVOL MANU 't' list\_T 'rot' rotp4d) COUL NOIR;  
 evrotp5 = (EVOL MANU 't' list\_T 'rot' rotp5) COUL ROSE;

dess (evrotp1 Et evrotp2p Et evrotp2d ET evrotp3 ET  
 evrotp4p ET evrotp4d ET evrotp5)  
 tb\_F LEGE CARR  
 AXES TITRE 'Leyes de rotación-tiempo en puntos clave';