



PHÂN TÍCH KHẢ NĂNG CHỊU UỐN CỦA TƯỜNG BÊ TÔNG CỐT THÉP KHI CHỊU TÁC ĐỘNG DO NỔ

Nguyễn Trường Thắng¹, Nguyễn Hoàng Anh²

Tóm tắt: Trong thời gian gần đây, đã xảy ra nhiều sự cố cháy nổ tại các công trình dân sự do chập điện, nổ khí ga, cháy nổ phương tiện cơ giới... Tác động do nổ lên công trình ngày càng trở nên đáng quan tâm và sẽ là một trong những yêu cầu đặt ra trong quá trình thiết kế, nhất là đối với các dự án quan trọng. Bài báo này giới thiệu nguyên tắc chung về phân tích khả năng chịu uốn của tường bê tông cốt thép khi chịu tác động do nổ. Thông qua một thí dụ thực tế, ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép và bề dày tường tới khả năng chịu lực, độ cứng, chuyển vị và độ dẻo của kết cấu được khảo sát nhằm đưa ra khuyến cáo về những giải pháp phù hợp với các yêu cầu thiết kế khác nhau cho tường bê tông cốt thép khi chịu tác động do nổ.

Từ khóa: Tường; bê tông cốt thép; chịu uốn; tải trọng nổ; kết cấu bảo vệ.

Summary: Recently, there have been incidents in civilian buildings due to short circuit, gas or vehicle explosion, etc. Explosive action on buildings, so-called blast load, is becoming considerable and to be taken into account in design, especially for important projects. In this paper, general principles in analyzing the flexural resistance of reinforced concrete walls subjected to blast load are introduced. A case study is conducted and recommendations on suitable solutions for various design requirements are also given based on parametric studies on the effects of reinforcement ratio and wall thickness on the load resistance, stiffness, deflection, and the ductility of reinforced concrete walls when subjected to blast load.

Keywords: Wall; reinforced concrete; flexure; blast load; protective structure.

Nhận ngày 12/6/2015, chỉnh sửa ngày 26/6/2015, chấp nhận đăng 30/9/2015



1. Giới thiệu

Trong thời gian qua, xuất phát từ các nguyên nhân khác nhau như chập điện, nổ khí ga, nổ kho xăng, cháy nổ phương tiện cơ giới..., nhiều vụ cháy nổ đã xảy ra trong các công trình dân dụng và công nghiệp tại nhiều địa phương, gây thiệt hại lớn về người và tài sản. Khi sự cố xảy ra, tác động do nổ lên kết cấu công trình là rất đáng kể và có thể dẫn tới sụp đổ một phần hoặc toàn bộ công trình. Cho đến nay, tiêu chuẩn thiết kế hiện hành của Việt Nam cho các công trình dân sự chưa đề cập tới việc xác định tác động do nổ và thiết kế kết cấu chịu tải trọng nổ. Trong khi đó, các tổ chức chính phủ, phi chính phủ và các doanh nghiệp trong và ngoài nước khi đầu tư xây dựng tại Việt Nam có thể yêu cầu kỹ sư kết cấu đưa ra giải pháp thiết kế cho công trình trong trường hợp có xảy ra cháy nổ. Một trong những giải pháp thường được nghiên cứu là bố trí tường bê tông cốt thép (BTCT) tại những khu vực công trình có nguy cơ cao xảy ra cháy nổ. Tường BTCT này được xem như là một kết cấu bảo vệ và cần được tính toán và cấu tạo để có thể chịu được một tác động do nổ cho trước được xác định trong yêu cầu thiết kế.

Bài báo này giới thiệu một cách tổng quan về bản chất của tác động do nổ gây ra lên kết cấu công trình, nguyên tắc chung và một thí dụ thực tế trong việc phân tích khả năng chịu uốn của kết cấu tường bê tông cốt thép chịu tải trọng nổ trong trường hợp khoảng thời gian tác động của tải trọng nổ (t_d) tương đối nhỏ so với khoảng thời gian cần thiết để kết cấu đạt được biến dạng cho phép lớn nhất (t_m), cụ thể là $t_m/t_d \geq 3$. Thông qua việc khảo sát các thông số tính toán trong thí dụ này, các tác giả đưa ra một số khuyến cáo về

¹TS, Khoa Xây dựng dân dụng và công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng. E-mail: thangcee@gmail.com

²ThS, Viện Khoa học Công nghệ xây dựng (IBST).

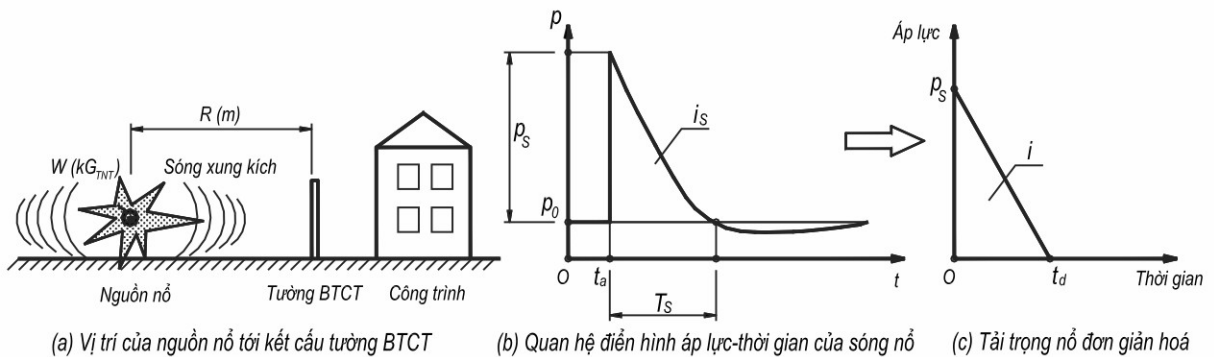
những giải pháp thiết kế kết cấu phù hợp với các yêu cầu khác nhau của công trình mà yêu cầu an toàn được đặt ở mức ưu tiên tuyệt đối, công trình phải có khả năng hồi phục chức năng sử dụng sau sự cố, hoặc các công trình khác có yêu cầu an toàn ở mức thấp hơn và chú trọng hơn về các chỉ tiêu về kinh tế.



2. Tải trọng nổ

Khi xảy ra nổ, một lượng lớn năng lượng được giải phóng một cách đột ngột, dồn ép mạnh không khí xung quanh và gây ra sóng xung kích trong không khí hướng từ nguồn nổ ra ngoài với tốc độ rất lớn. Trên đường đi, sóng này sẽ gây ra trên bất kỳ vật cản nào trong một khoảng thời gian rất ngắn một áp lực có giá trị lớn hơn nhiều so với áp suất khí quyển. Độ lớn của áp lực nổ này phụ thuộc vào độ lớn của nguồn nổ (quy về khối lượng chất nổ TNT tương đương) và vào khoảng cách từ vật cản tới nguồn nổ. Đối với công trình, áp lực do nổ có thể được quy về dưới dạng tải trọng nổ.

Tải trọng nổ tác động lên công trình có thể được đơn giản hóa và được biểu diễn bởi một đường quan hệ áp lực - thời gian có dạng hình tam giác, với khoảng thời gian tác dụng rất nhỏ chỉ khoảng vài mili-giây (Hình 1). Nếu $t_m/t_d \geq 3$, tải trọng nổ có thể được coi là tải trọng xung động phân bố đều, được biểu diễn bởi diện tích của hình tam giác và được gọi là xung lực đặc trưng $i=0.5p_s t_d$ [1-3].



Hình 1. Tải trọng nổ

Đại lượng p_0 là áp suất không khí tại điều kiện thường, p_s là áp lực cực đại tại đỉnh sóng xung kích đầu tiên xuất phát từ nguồn nổ. Có nhiều tác giả đưa ra công thức xác định p_s , trong đó các công thức thực nghiệm của Smith và Hetherington [3] được sử dụng phổ biến hơn cả:

$$p_s = \frac{6.7}{Z^3} + 1 \text{ (bar)} \quad \text{khi } p_s > 10 \text{ bar (1 bar=101.3 kPa)} \quad (1)$$

$$p_s = \frac{0.975}{Z} + \frac{1.455}{Z^2} + \frac{5.850}{Z^3} - 0.019 \text{ (bar)} \quad \text{khi } 0.1 \leq p_s \leq 10 \text{ bar} \quad (2)$$

trong đó Z là khoảng cách quy đổi $Z=R/W^{1/3}$ (tính bằng $m/kg^{1/3}$); R là khoảng cách vật lý từ nguồn nổ tới kết cấu (tính bằng mét) và W là khối lượng nguồn nổ tương đương (tính bằng kilogram chất nổ TNT).

Thời gian tác động của tải trọng nổ có thể được tính theo công thức sau [3]:

$$t_d = \frac{980[1+(Z/0.54)^{10}]}{[1+(Z/0.02)^3][1+(Z/0.74)^6][1+(Z/6.9)^2]^{1/2}} \times \sqrt[3]{W} \times 10^{-3} \text{ (giây)} \quad (3)$$

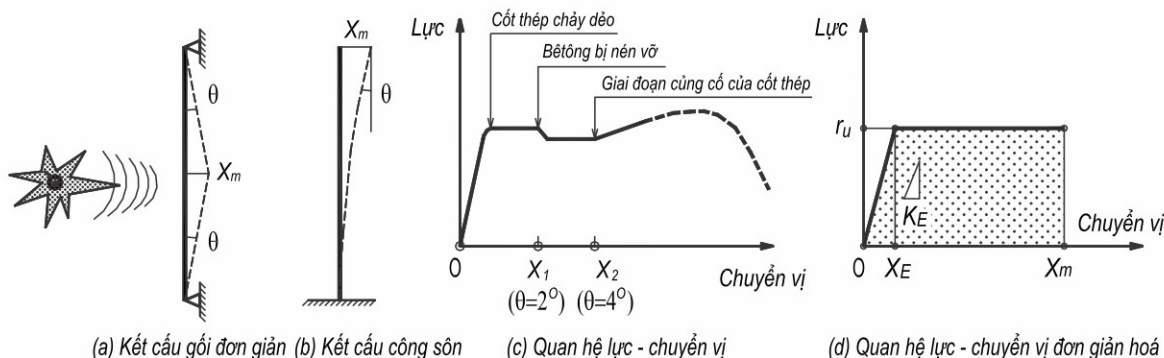


3. Cường độ của vật liệu khi chịu tải trọng động

Vật liệu có cường độ cao hơn khi chịu tải trọng động (biến đổi nhanh trong thời gian ngắn) so với khi chịu tác động tĩnh. Các thí nghiệm tiêu chuẩn xác định cường độ vật liệu đều được tiến hành với một mức độ gia tải nhất định [4]. Nếu tăng tốc độ gia tải, nghĩa là mẫu bê tông bị nén nhanh hơn, thí nghiệm cho thấy bê tông đạt cường độ cao hơn [1]. Cả bê tông và cốt thép đều có cường độ cao hơn ứng với giá trị cao hơn của tốc độ tăng của biến dạng tỷ đối gây bởi tải trọng động. Độ tăng này được biểu thị bằng hệ số tăng cường độ do hiệu ứng động DIF (Dynamic Increase Factor). Thông thường, các giá trị của hệ số DIF cho cường độ thiết kế của bê tông khi chịu nén và uốn là từ 1.15 đến 1.25, cho giới hạn chảy của cốt thép là từ 1.10 tới 1.20 và cho giới hạn bền của cốt thép là 1.05 [1]. Như vậy, khả năng chịu lực của kết cấu BTCT có thể được tăng cường khi chịu tải trọng nổ.


4. Ứng xử của kết cấu BTCT khi chịu tải trọng nổ

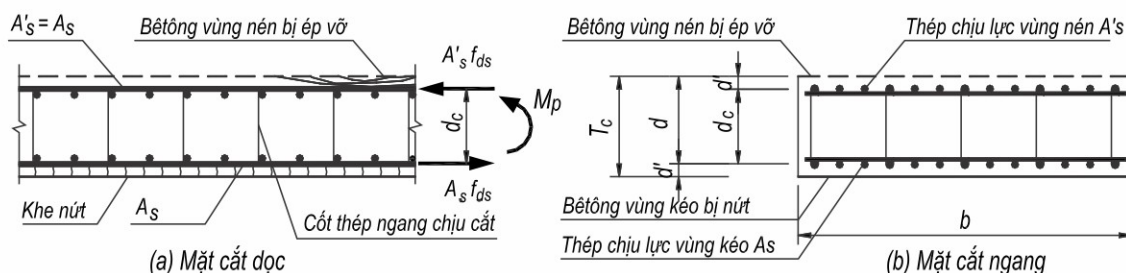
Ứng xử của kết cấu BTCT chịu uốn dưới tác động của tải trọng nổ có thể được chia thành hai giai đoạn. Tại thời điểm vài mili-giây ban đầu ngay sau khi chịu tải trọng nổ, kết cấu BTCT hấp thụ năng lượng của tải trọng nổ bằng biến dạng phát triển khi kết cấu chuyển vị với tốc độ lớn. Ngay sau đó, lớp bê tông bảo vệ phía mặt ngoài kết cấu có thể bị phá hủy và vỡ thành từng mảng đồng thời với sự xuất hiện của vết nứt ở vùng chịu kéo và bê tông trong vùng chịu nén bị ép vỡ. Đường quan hệ giữa khả năng chịu lực và chuyển vị của kết cấu BTCT khi chịu tải trọng nổ được minh họa ở Hình 2(c,d).



Hình 2. Ứng xử của kết cấu BTCT khi chịu tải trọng nổ

Trong giai đoạn thứ nhất, chuyển vị của kết cấu được biểu diễn bởi góc xoay θ tăng từ 0° đến 2° (Hình 2(a,b)). Trong giai đoạn này vùng bê tông chịu nén chưa bị ép vỡ. Khả năng chịu uốn tới hạn M_p có thể được xác định bằng lý thuyết dẻo cổ điển áp dụng trên BTCT dựa trên cường độ chịu tải động thiết kế của bê tông (f_{dc}) và cốt thép (f_{ds}). Trong giai đoạn thứ hai, góc xoay θ tiếp tục tăng cho đến khi cốt thép chịu kéo bước vào giai đoạn cứng cổ tại $\theta \approx 4^\circ$, với điều kiện cốt thép dọc chịu lực phải được liên kết bởi cốt thép ngang đủ lớn và có cấu tạo đặc biệt [2]. Tại trạng thái tới hạn khi vùng bê tông chịu nén trên tiết diện bị ép vỡ, lực nén được chuyển hết từ bê tông sang cốt thép dọc chịu nén đặt đối xứng có tiết diện $A_s = A'_s = \rho_s b d_c$ [5]. Khả năng chịu uốn tới hạn M_p tính trên một đơn vị chiều rộng tường có thể được tính theo biểu thức (4), trong đó d_c là khoảng cách giữa trọng tâm hai lớp cốt thép, ρ_s là hàm lượng cốt thép và b là bề rộng tiết diện ngang của cấu kiện (Hình 3).

$$M_p = \frac{A_s \cdot f_{ds} \cdot d_c}{b} = \frac{A_s}{b \cdot d_c} \cdot f_{ds} \cdot d_c^2 = \rho_s \cdot f_{ds} \cdot d_c^2 \quad (4)$$



Hình 3. Khả năng chịu lực của tiết diện tại giai đoạn 2 (góc xoay $\theta \approx 4^\circ$)

Nguyên tắc thiết kế cấu kiện BTCT với biến dạng uốn θ nhỏ hơn 4° là cấu kiện phải đạt được cường độ chịu uốn và độ dẻo (được định nghĩa là tỷ số $\mu = X_m/X_E$) sao cho động năng gây bởi tải trọng nổ có thể được hấp thụ hoàn toàn bởi năng lượng biến dạng phát triển khi cấu kiện chuyển vị tức thời đến giá trị cực đại X_m (phần diện tích trong Hình (2(d))). Tức là:

$$\frac{i^2}{2 \cdot K_{LM} \cdot m} = \frac{r_u \cdot X_E}{2} + r_u \cdot (X_m - X_E) \quad (5)$$

trong đó: i là xung lực $i=0.5p_s t_d$; K_{LM} là hệ số lực - khối lượng được tra bảng phụ thuộc tải trọng nổ và dạng liên kết [1]; m là khối lượng đơn vị của cấu kiện; r_u là khả năng chịu lực đơn vị của cấu kiện; X_E là chuyển vị tương ứng tại giới hạn đàn hồi $X_E=r_u/K_E$ (Hình 2(d)) và K_E là độ cứng đơn vị đàn hồi tương đương được tra bảng phụ thuộc tải trọng nổ và dạng liên kết [1].

Khi tăng giá trị d_c cao hơn giá trị thiết kế, X_m có thể được xác định bằng công thức:

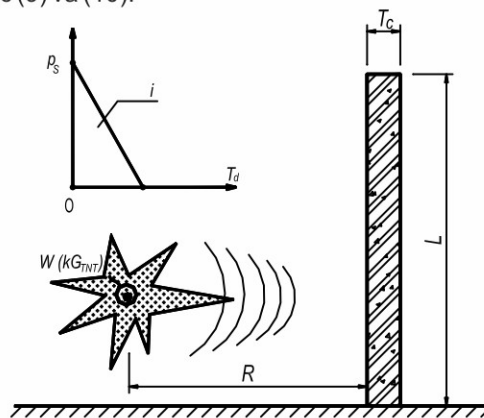
$$X_m = \frac{i^2}{2.K_{LM}.m.r_u} + \frac{X_E}{2} \quad (6)$$



5. Phân tích khả năng chịu uốn của tường BTCT chịu tải trọng nổ

Xét tường BTCT làm việc một phương được coi là kết cấu công sơn liên kết cứng tại cốt mặt móng (Hình 4). Quan hệ giữa bề dày tường T_c với khoảng cách d_c giữa trọng tâm hai lớp cốt thép là $T_c=d_c+2d'$ (7), với d' là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mặt ngoài tường (Hình 3). Khối lượng đơn vị của tường ở trạng thái phá hoại là $m=\gamma_c.d_c$ (8), với trọng lượng riêng của BTCT là $\gamma_c=2400 \text{ kG/m}^3$. Khi tường chịu tải trọng nổ p_s trong khoảng thời gian t_d , trước hết giả thiết $t_m/t_d \geq 3$ để có thể sử dụng nguyên tắc cân bằng năng lượng đối với tải trọng xung động trong biểu thức (5). Với kết cấu công sơn chịu tải trọng phân bố đều, ta có thể tra bảng để xác định $r_u=2M_p/L^2$ (9) và $K_E=8E_c/L^4$ (10) với L là chiều cao tường, E_c là mô đun đàn hồi của bê tông và I là mô men quán tính của tiết diện tường có kể tới ảnh hưởng của nứt, $I=F.b.d_c^3$ (11) với hệ số F là hệ số phụ thuộc hệ số đàn hồi $n=E_s/E_c$ [1].

Thay các giá biểu thức nêu trên vào biểu thức (5), ta có thể xác định được d_c từ một phương trình bậc 3, từ đó xác định các thông số còn lại. Nếu điều kiện $t_m/t_d \geq 3$ được thỏa mãn, các thông số sử dụng cho phân tích kết cấu tường là r_u , K_E và độ dẻo $\mu=X_m/X_E$ có thể được xác định trực tiếp bằng cách thay giá trị d_c vừa tìm được vào các biểu thức (9) và (10).



Hình 4. Tường BTCT chịu tải trọng nổ



6. Thí dụ thực tế

Tiến hành phân tích khả năng chịu uốn của tường BTCT công sơn có chiều cao $L=4\text{m}$, chịu tác động của tải trọng nổ $p_s=1500\text{kPa}$ xảy ra trong khoảng thời gian $t_d=4\text{ms}$ (tương đương nguồn nổ $W=275.6\text{kG TNT}$ đặt tại khoảng cách $R=5.0\text{m}$). Kết cấu có khả năng chuyển vị tương đương với góc xoay $0^\circ < \theta < 4^\circ$, tương đương mức độ phá hoại II theo TM5-1300 [2].

Giả thiết sử dụng cốt thép đường kính $\Phi 20$ và lớp bê tông bảo vệ là $a=40\text{mm}$, ta có: $d'=a+0.5 \times \Phi = 0.05(\text{m})$ và $d_c=T_c-2 \times d'=T_c-0.1(\text{m})$. Xét một đoạn tường dài $b=1\text{m}$, giả thiết hàm lượng cốt thép chịu kéo và chịu nén là bằng nhau $\rho_{sc}=\rho_{st}=\rho_s=0.8\%$.

Với $F=0.04112$ ứng với hệ số đàn hồi $n=E_s/E_c=8.0$ [1], mô men quán tính của tiết diện khi bị nứt là $I=F.b.d_c^3=0.04112 \times 1 \times d_c^3(\text{m}^4)$.

Bê tông có cường độ chịu nén trên mẫu lập phương ở 28 ngày tuổi $f_{cu}=30\text{N/mm}^2$, mô đun đàn hồi $E_c=25000\text{N/mm}^2$. Cốt thép có giới hạn chảy $f_y=300\text{N/mm}^2$, giới hạn bền $f_u=400 \text{ N/mm}^2$, mô đun đàn hồi $E_s=200000 \text{ N/mm}^2$. Với các hệ số tăng cường độ do hiệu ứng động xác định từ tiêu chuẩn [2], cường độ vật liệu làm việc chịu uốn khi chịu tải trọng động là:

$$\text{Đối với bê tông: } f_{dcu} = 1.25 \times f_{cu} = 37.5(\text{N/mm}^2) \quad (11)$$

$$\text{Đối với cốt thép: } f_{dy} = 1.20 \times f_y = 360(\text{N/mm}^2) \quad f_{du} = 1.05 \times f_u = 420(\text{N/mm}^2) \quad (12)$$

$$\text{Cường độ tính toán: } f_{ds} = f_{dy} + 0.25 \times (f_{du} - f_{dy}) = 375(\text{N/mm}^2) \quad (13)$$

$$\text{Khả năng chịu uốn tới hạn (4): } M_p = \rho_s \cdot f_{ds} \cdot d_c^2 = 3.0 \times 10^6 \times d_c^2 (\text{Nm/m}) \quad (14)$$

$$\text{Khả năng chịu lực đơn vị tới hạn: } r_u = \frac{2 \cdot M_p}{L^2} = 0.375 \times 10^6 \times d_c^2 (\text{N/m}^2) \quad (15)$$

$$\text{Độ cứng đơn vị đàn hồi tương đương: } K_E = \frac{8 \cdot E \cdot I}{L^4} = 3.212133 \times 10^7 \times d_c^3 (\text{N/m}^2) \quad (16)$$

$$\text{Chuyển vị đàn hồi tương đương: } X_E = \frac{r_u}{K_E} = 0.01167 \times \frac{1}{d_c} (\text{m}) \quad (17)$$

$$\text{Chuyển vị tức thời cực đại: } X_m = L \cdot \tan(4^\circ) = 0.2797(\text{m}) \quad (18)$$

$$\text{Khối lượng đơn vị: } m = \rho_c \cdot d_c = 2400 \times d_c (\text{kg/m}^2) \quad (19)$$

$$\text{Hệ số lực-khối lượng tra bảng [1]: } K_{LM} = 0.66 \quad (20)$$

$$\text{Giả thiết tải trọng xung động với xung lực đơn vị là: } i = \frac{P \cdot t_d}{2} = 3000 (\text{N.s/m}^2) \quad (21)$$

Từ biểu thức (5) về cân bằng năng lượng cơ bản, ta có:

$$\frac{i^2}{2 \cdot K_{LM} \cdot m} = \frac{r_u \cdot X_E}{2} + r_u \cdot (X_m - X_E) = r_u \cdot (X_m - \frac{X_E}{2}) \quad (22)$$

$$\text{Thay vào biểu thức (22): } \frac{3000^2}{2 \times 0.66 \times 2400 \times d_c} = 0.375 \times 10^6 \times d_c^2 \times (0.2797 - \frac{0.01167}{2 \times d_c}) \quad (23)$$

$$\text{Giản ước biểu thức (23) ta có: } 332.292 \times 10^6 \times d_c^3 - 6.934 \times 10^6 \times d_c^2 - 9 \times 10^6 = 0 \quad (24)$$

Giải phương trình bậc 3 trong biểu thức (24) cho nghiệm $d_c = 0.310\text{m}$.

$$\text{Thay } d_c = 0.31\text{m vào biểu thức (7) ta có bề dày tường là: } T_c = d_c + 2d' = 0.41(\text{m})$$

$$\text{Thay } d_c = 0.31\text{m vào biểu thức (15) ta có khả năng chịu lực đơn vị } r_u = 36038 (\text{N/m}^2)$$

$$\text{Thời gian để đạt được chuyển vị cực đại: } t_m = \frac{i}{r_u} = 0.08325(\text{s}) = 83.25(\text{ms})$$

$$\text{Kiểm tra } \frac{t_m}{t_d} = 20.81 > 3. \text{ Vậy giả thiết ban đầu với tải trọng xung động là đúng.}$$

$$\text{Thay } d_c = 0.31\text{m vào (16) ta có độ cứng đàn hồi đơn vị tương đương: } K_E = 956927 (\text{N/m}^2)$$

$$\text{Thay } d_c = 0.31\text{m vào biểu thức (17) ta có chuyển vị đàn hồi tương đương: } X_E = 0.03766 (\text{m})$$

$$\text{Cuối cùng ta có độ dẻo tính theo công thức: } \mu = \frac{X_m}{X_E} = \frac{0.2797}{0.03766} = 7.43$$

Diện tích cốt thép chịu uốn là $A_s = \rho_s \cdot b \cdot d_c = 2480 (\text{mm}^2/\text{m})$ - Chọn $\Phi 20@125$ một bên ($A'_s = A_s = 2513 \text{mm}^2/\text{m}$). Các số liệu trong tính toán được tổng hợp trong Bảng 1.

Bảng 1. Tổng hợp số liệu thiết kế chống uốn

ρ_s (%)	d_c (m)	T_c (m)	r_u (N/m ²)	K_E (N/m ²)	X_E (m)	μ	Cốt thép
0.8	0.31	0.41	36038	956927	0.03766	7.43	$\Phi 20@125$

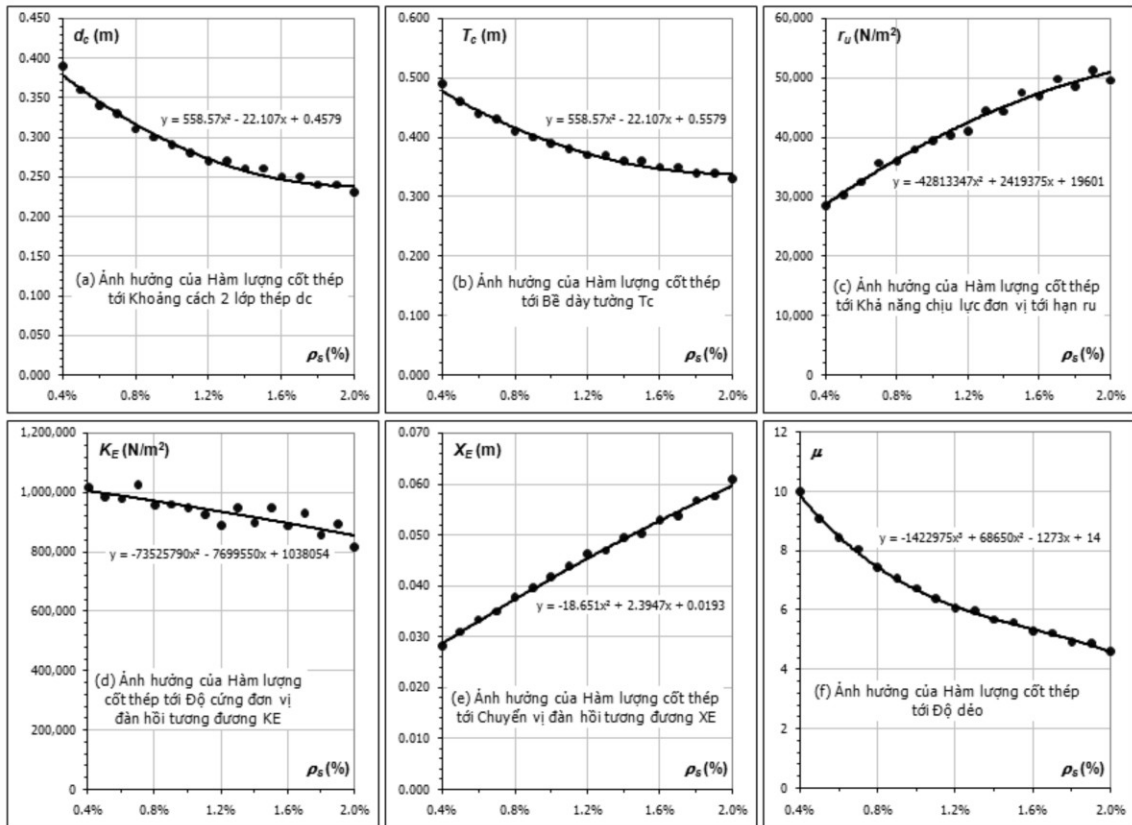


7. Khảo sát ảnh hưởng của ρ_s và T_c đến các thông số thiết kế

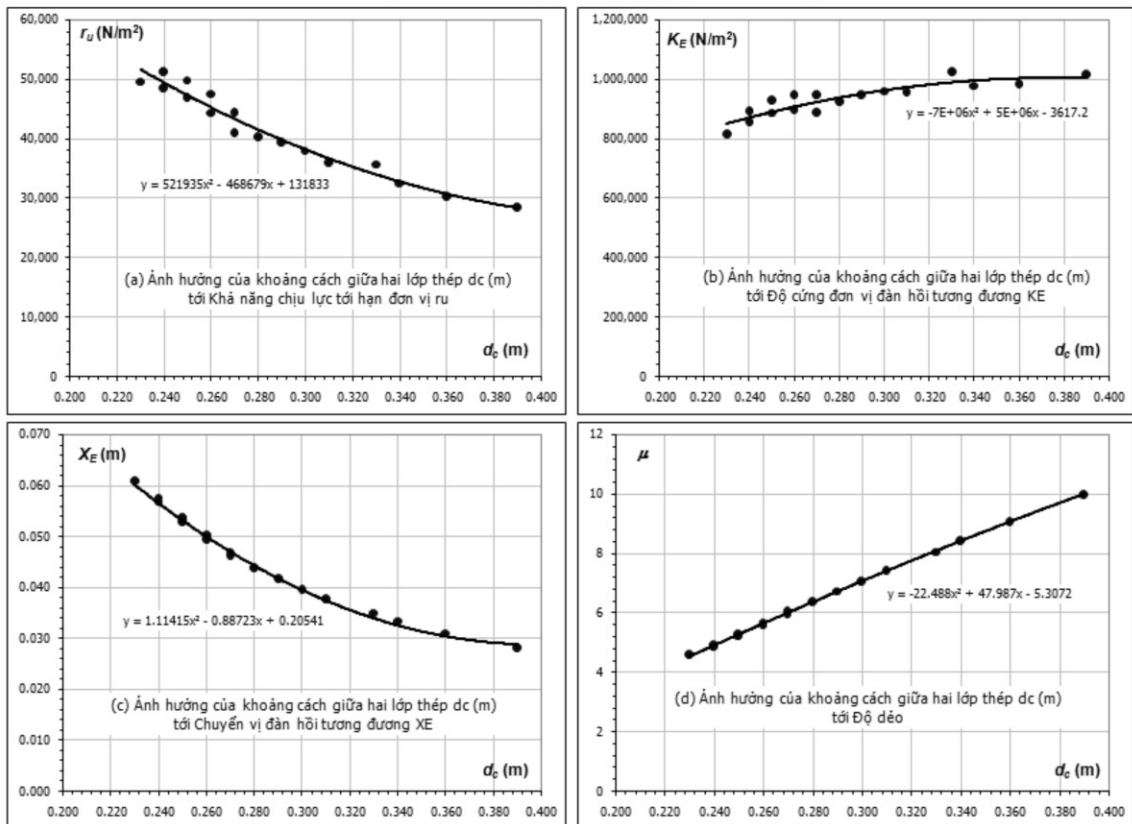
Dựa vào thí dụ thực tế trình bày trong Mục 6, một công cụ bản tính trên nền MS Spreadsheet được thiết lập nhằm thực hiện tính toán tự động cho nhiều trường hợp khi thay đổi các thông số thiết kế. Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép (ρ_s) và bề dày tường (T_c) đến khả năng chịu lực đơn vị tới hạn (r_u), độ cứng đàn hồi đơn vị tương đương (K_E), chuyển vị đàn hồi tương đương (X_E) và độ dẻo (μ) được tiến hành khảo sát theo hai cách:

(1) Tăng ρ_s từ 0.4 tới 2.0% với số gia 0.1%, kết quả được thể hiện trên các Hình 5 và 6;

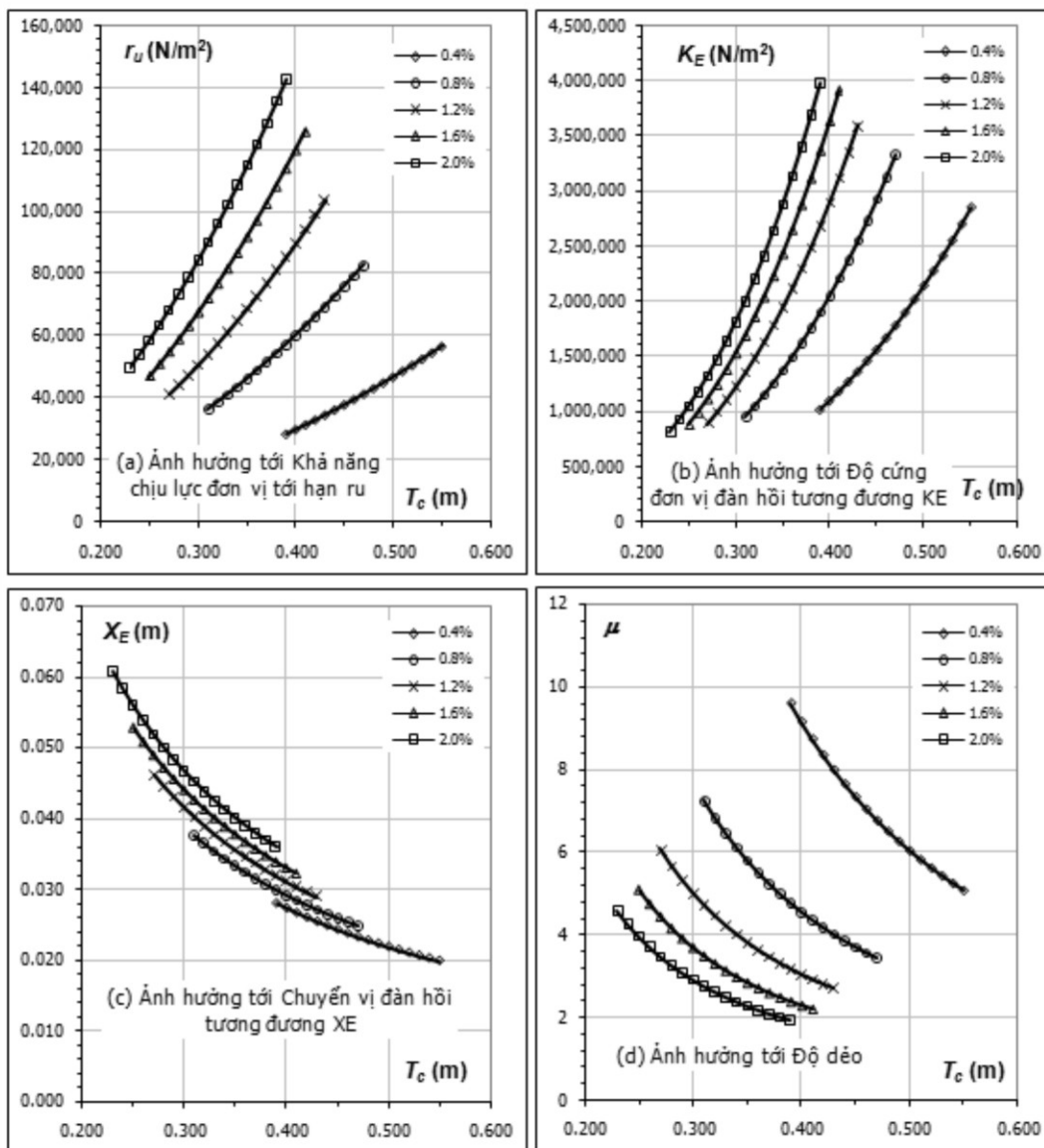
(2) Tăng T_c từ bề dày thiết kế với số gia 0.1m trong khi giữ nguyên ρ_s , kết quả được thể hiện trên Hình 7.



Hình 5. Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép ρ_s (%) tới các thông số thiết kế



Hình 6. Ảnh hưởng của khoảng cách hai lớp cốt thép d_c (m) tới các thông số thiết kế



Hình 7. Khảo sát việc tăng bề dày tường T_c (m) theo hàm lượng cốt thép ρ_s (%)

Với tải trọng nổ giải phóng một nguồn năng lượng đã biết, việc phân tích tường BTCT chịu lực có thể lấy hàm lượng cốt thép dọc (ρ_s) làm thông số cơ bản. Tăng giá trị của ρ_s từ 0.4% đến 2.0%, các biểu đồ trong Hình 5 và 6 cho thấy:

- Khoảng cách yêu cầu giữa trọng tâm hai lớp cốt thép d_c giảm, do vậy bề dày tường T_c giảm khi ρ_s tăng;
- Khả năng chịu lực đơn vị tới hạn r_u và chuyển vị đàn hồi tương đương X_E tăng khi ρ_s tăng và giảm khi d_c tăng;
- Độ cứng đàn hồi đơn vị tương đương K_E và độ dẻo μ giảm khi tăng ρ_s và tăng khi giảm d_c .

Với một giá trị cho trước nào đó của ρ_s , tồn tại một giá trị thiết kế của d_c tương ứng. Khi tăng d_c từ giá trị thiết kế này trong khi giữ nguyên hàm lượng ρ_s nhằm khảo sát ảnh hưởng tới các thông số thiết kế khác, kết quả trong Hình 7 cho thấy:

- Khả năng chịu lực đơn vị tới hạn r_u và độ cứng đàn hồi đơn vị tương đương K_E tăng;
- Chuyển vị đàn hồi tương đương X_E , chuyển vị tới hạn X_m và độ dẻo μ giảm;
- Tốc độ thay đổi của các thông số nói trên tăng khi hàm lượng ρ_s tăng.



8. Kết luận

Nếu khoảng thời gian tác động của tải trọng nổ (t_d) nhỏ hơn ba lần so với khoảng thời gian cần thiết để kết cấu đạt được biến dạng cho phép lớn nhất (t_m), việc phân tích khả năng chịu uốn của kết cấu tường BTCT chịu tải trọng nổ có biến dạng tương ứng với góc xoay θ nhỏ hơn 4° được tiến hành dựa trên nguyên tắc cân bằng năng lượng, trong đó động năng của tải trọng được chuyển hóa thành năng lượng biến dạng sinh ra khi kết cấu chuyển vị với tốc độ lớn đến một vị trí tới hạn. Thông qua một thí dụ thực tế trên kết cấu tường công sơn và khảo sát các thông số thiết kế liên quan, có thể nhận thấy:

- Khi yêu cầu an toàn và tái sử dụng của công trình được đặt lên hàng đầu, yêu cầu thiết kế là đảm bảo cho kết cấu khả năng chịu lực đàn hồi tối đa với một chuyển vị đàn hồi tối thiểu. Như vậy phải lựa chọn hàm lượng cốt thép lớn, qua đó xác định bề dày tường nhỏ nhất tương ứng.

- Khi yêu cầu về hiệu quả kinh tế được coi trọng hơn, mục đích của thiết kế là cung cấp cho kết cấu độ dẻo tối đa. Như vậy cần lựa chọn hàm lượng cốt thép nhỏ và bề dày tường thiết kế lớn nhất tương ứng. Lúc đó kết cấu chấp nhận có biến dạng lớn và có mức độ hư hại đáng kể đủ đảm bảo an toàn tại thời điểm xảy ra nổ nhưng không có khả năng tái sử dụng.

Hướng phát triển tiếp theo của đề tài là nghiên cứu phân tích tường BTCT có các dạng liên kết khác nhau (liên kết hai đầu, tường có sườn...) khi chịu tác động do nổ trong cả hai trường hợp $t_m/t_d \geq 3$ và $t_m/t_d < 3$ và vận dụng tiêu chuẩn hiện hành của Việt Nam vào bài toán.

Tài liệu tham khảo

1. Mays, C.G and Smith, P.D. (1995), *Blast Effects on Buildings: Design of Buildings to Optimise Resistance to Blast Loadings*, American Society of Civil Engineers, NY 10017-2398.
2. TM5-1300, *Structures to resist the effects of accidental explosions* (1990), Department of the Army, Washington, D.C.
3. Smith, P.D and Hetherington J.G (1994), *Blast and ballistic loading of structures*, Butterworth - Heinemann.
4. ACI 318-05 (2005), *Building code requirements for reinforced concrete and commentary*, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
5. BS 8110-1:1997, *Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction*, British Standard Institute, London.