



XÁC ĐỊNH KHẢ NĂNG CHỊU LỰC CỦA DÀM CAO SỬ DỤNG THÉP CƯỜNG ĐỘ CAO

DETERMINATION OF DEEP BEAM CAPACITY USING HIGH STRENGTH REINFORCEMENT

Nguyễn Bá Ngọc Thảo^{1*}

¹Khoa Kỹ thuật Công trình, Trường Đại học Lạc Hồng, Đồng Nai, Việt Nam
ngocthao858580@gmail.com

TÓM TẮT. Mục đích bài báo là tìm hiểu rõ thuộc tính của thép cường độ cao và những kết quả thí nghiệm trước đây khi sử dụng loại vật liệu mới này nhằm đánh giá nhận xét tính áp dụng vật liệu này trong thực tiễn. Áp dụng phương pháp tính toán dầm cao sử dụng thép cường độ cao theo tiêu chuẩn ACI 318 (2005), Eurocode 2 (1992) bằng phương pháp Strut and Tie (STM) và so sánh với các kết quả thí nghiệm đã có nhằm so sánh đánh giá và nhận định khả năng áp dụng các phương pháp tính toán này trong thiết kế.

TỪ KHOÁ. dầm cao, thép cường độ cao, mô hình thanh chống giằng

ABSTRACT. The purpose of the paper is to understand the properties of high-strength reinforcement and previous experimental results when using this new material to evaluate the applicability of this material in practice. Application of the method of Determination of deep beam capacity using high strength reinforcement according to ACI 318 (2005), Eurocode 2 (1992) by Strut and Tie (STM) method and comparing with existing experimental results to compare and evaluate the applicability of these calculation methods in the design.

KEYWORDS. deep beam, high strength reinforcement, strut-and-tie method

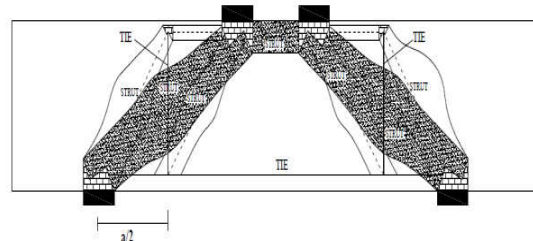
1. GIỚI THIỆU

Dầm cao là một giải pháp để thay đổi cách bố trí của hệ cột vách của công trình nhằm đáp ứng những yêu cầu của kiến trúc, có thể là dạng dầm đơn giản hoặc dầm liên tục với nhiệm vụ truyền lực tập trung hoặc phân bố từ hệ cột vách phía trên xuống hệ cột vách bên dưới. Tuy nhiên sự làm việc của dầm cao khác hoàn toàn so với dầm thông thường nên việc tính toán dầm cao còn gặp nhiều khó khăn. Mô hình thanh chống giằng (STM) là phương pháp tính toán cho ra kết quả hợp lý nhất đối với dạng kết cấu dầm cao và đã được đưa vào trong nhiều tiêu chuẩn như ACI hay Eurocode, ...vv tuy nhiên việc sử dụng thép cường độ cao cho dạng kết cấu này vẫn còn chưa được nghiên cứu và đưa vào tiêu chuẩn bởi sự khác nhau về thuộc tính và giới hạn về cường độ cho phép của thép trong các tiêu chuẩn hiện hành. Việc đánh giá sử dụng thép cường độ cao cho dầm cao bê tông cốt thép là cần thiết bởi những đặc điểm nổi trội của thép cường độ cao so với thép thường như giảm khối lượng thép, nâng cao chất lượng khi đổ bê tông..

2. MÔ HÌNH STM VÀ TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ DÀM CAO

2.1 Phương pháp thanh chống giằng STM

Mô hình STM bao gồm hai thành phần chính, thanh chống bê tông chịu nén và thanh giằng bằng thép có tác dụng chịu kéo. STM được xem như là mô hình dàn có tác dụng truyền lực từ vị trí tác dụng của ngoại lực đến vị trí gối tựa thông qua thanh chống và kéo. Vị trí giao nhau giữa thanh chống và nén gọi là vị trí nút. Nội lực hình thành trong thanh chống và thanh giằng vẫn phải thỏa mãn điều kiện cân bằng về tải trọng.



Hình 1. Mô hình chống - giằng trong dầm cao

2.2 Tính toán dầm cao theo các tiêu chuẩn

2.2.1 Tiêu chuẩn ACI 318 (2005)

a) Thanh chống

Cường độ danh nghĩa của thanh chống, F_{ns} , là giá trị bé nhất được xác định ở hai đầu của thanh chống theo công thức sau:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (1)$$

Trong đó

A_{cs} : Diện tích phần mặt cắt của của thanh chống tại mỗi đầu thanh chống

f_{ce} : Cường độ hữu hiệu của thanh chống được xác định theo công thức sau

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f_c' \quad (2)$$

Received: September, 30th 2019

Accepted: January, 14th 2020

*Corresponding Author

Email: ngocthao858580@gmail.com

Xét với bê tông thường, khi thanh chống có tiết diện không đổi dọc theo chiều dài (dạng hình trụ) giá trị β_s được chọn bằng 1, trường hợp hai thanh chống có dạng hình cô chai và có thép bố trí đi ngang qua thanh chống giá trị này được chọn bằng 0.75, và trường hợp khi thanh chống có dạng hình cô chai nhưng không có thép bố trí ngang thì β_s bằng 0.65.

b) Vùng nút

Cường độ danh nghĩa của bê tông tại vùng nút được xác định theo công thức sau:

$$F_m = f_{ce} A_{nz} \tag{3}$$

Trong đó

A_{nz} : Diện tích phần mặt cắt của của nút được xác định theo phương vuông góc của lực tác dụng

f_{ce} : Cường độ hữu hiệu của bê tông vùng nút được xác định theo công thức sau

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c \tag{4}$$

Giá trị β_n là hệ số xét đến ảnh hưởng của các loại nút khác nhau. Đối với nút CCC là nút giao nhau giữa các thanh chống hoặc tấm đỡ và giá trị β_n được chọn bằng 1, đối với nút CCT là nút giao nhau bởi 1 thanh giằng và các thanh chống và giá trị β_n được sử dụng trong công thức trên là 0.8, trường hợp còn lại là nút giao nhau của 2 thanh chống trở lên như là nút CTT, hệ số β_n bằng 0.6.

c) Thanh giằng

Cường độ danh nghĩa của thanh giằng được xác định dựa trên giả thiết thép đã chảy dẻo được xác định theo công thức sau:

$$F_{nt} = f_y A_{st} \tag{5}$$

A_{st} : Diện tích thép trong thanh giằng

f_y : Cường độ chảy dẻo của thép

2.2.2 Tiêu chuẩn Eurocode 2 (1992)

a) Thanh chống

Cường độ thiết kế cho thanh chống khi không có ứng suất kéo theo phương còn lại, như hình vẽ 2, được xác định theo công thức sau:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \tag{6}$$

f_{cd} là giá trị cường độ chịu nén thiết kế được xác định theo mục 3.1.6:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \tag{7}$$

f_{ck} là cường độ chịu nén của bê tông

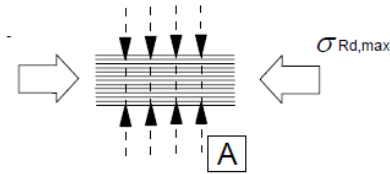
γ_c là hệ số an toàn cho bê tông phụ thuộc vào loại tải trọng tác dụng :

$\gamma_c = 1.5$ Cho tải trọng dài hạn và ngắn hạn

$\gamma_c = 1.2$ Cho tải trọng đặc biệt

α_{cc} là hệ số xét tới ảnh hưởng dài hạn đối với cường độ chịu kéo và những sự việc không mong muốn đến từ phương thức tác động của ngoại lực.

Thông thường giá trị $\alpha_{cc} = 1$



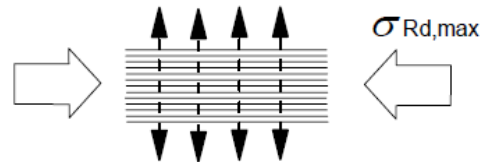
Hình 2. Cường độ thanh chống khi không có ứng suất kéo

Ngược lại, khi phương còn lại thanh chống chịu tác dụng của lực kéo, như Hình 3, cường độ chịu nén của thanh chống sẽ giảm, công thức xác định khả năng chịu nén của thanh chống trong trường hợp này như sau:

$$\sigma_{Rd,max} = 0.6 \nu f_{cd} \tag{8}$$

Với ν được xác định theo công thức sau

$$\nu = 1 - f_{ck} / 250 \tag{9}$$



Hình 3. Cường độ thanh chống khi có ứng suất kéo

b) Vùng nút

Cường độ thiết kế tại vùng nút được xác định như sau

$$\sigma_{Rd,max} = k \nu f_{cd} \tag{10}$$

Đối với nút CCC: giá trị k được chọn bằng 1, với nút CCT: giá trị k được sử dụng trong công thức trên là 0.85, trường hợp còn lại là nút CTT, giá trị k bằng 0.75.

c) Thanh giằng

Cường độ chịu kéo thiết kế được xác định như sau:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \tag{11}$$

Trong đó

γ_s là hệ số an toàn cho thép.

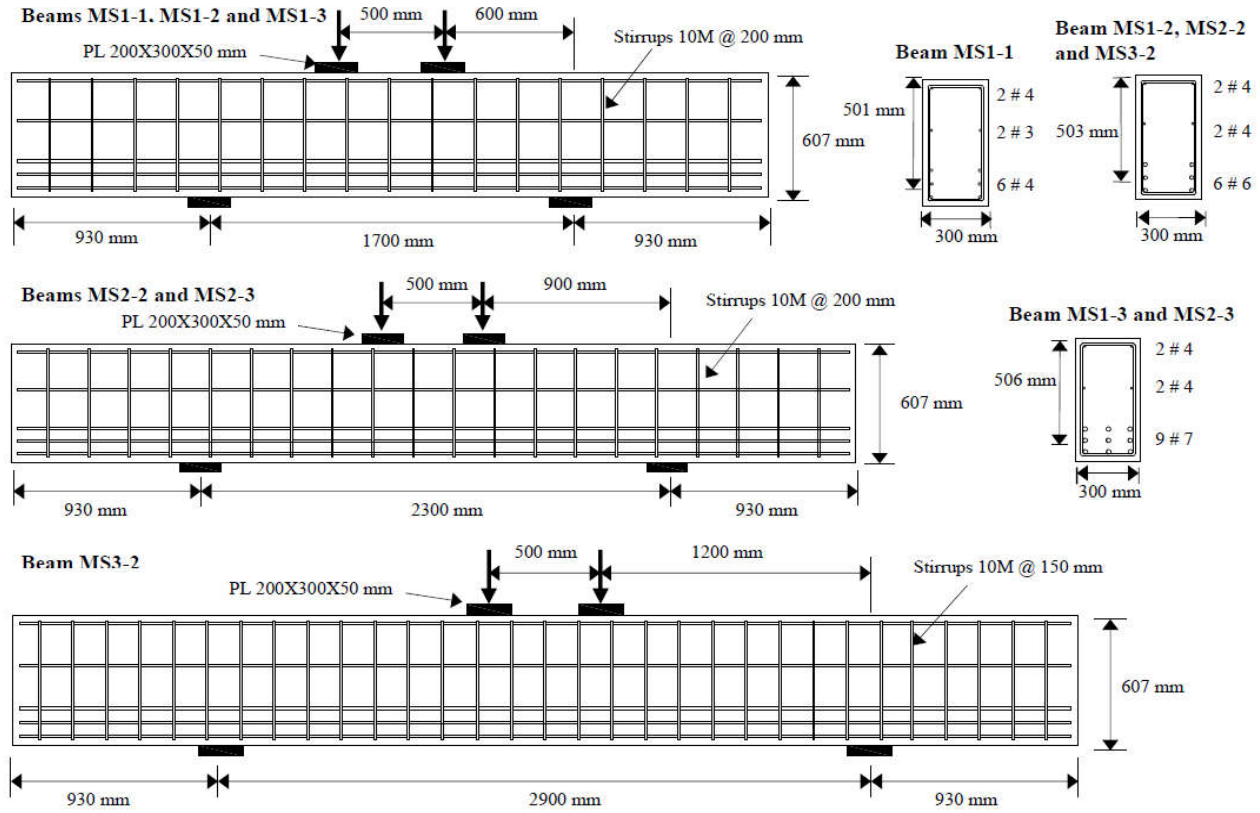
$\gamma_s = 1,15$ cho tải trọng đặc biệt

$\gamma_s = 1$ cho tải trọng đặc biệt

f_{yk} : ứng suất chảy dẻo của thanh thép

Năm 2008, Juan và Adam đã tiến hành thí nghiệm nhiều mẫu dầm cao có sử dụng thép ASTM 1035 với hàm lượng cốt dọc và tỉ lệ a/d (a là khoảng cách từ lực tác dụng tới gối tựa, d là chiều cao làm việc của dầm) khác nhau để nghiên cứu ứng xử của loại vật liệu mới này so với vật liệu thép thông thường. Kết quả sáu được sử dụng để tính toán thực hành theo phương pháp STM-D

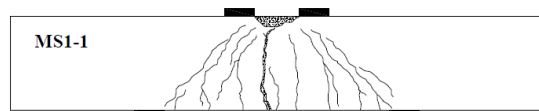
3. THÍ NGHIỆM CỦA JUAN VÀ ADAM (2008)



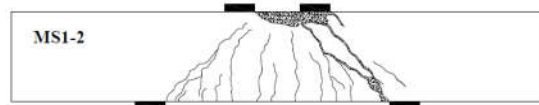
Hình 4. Dầm MS1-1; MS1-2; MS1-3; MS2-2; MS2-3; MS3-2.

Bảng 1. Đặc trưng các mẫu dầm thí nghiệm

Dầm	L (mm)	a (mm)	d (mm)	a/d	Thép dọc	c	Thép đai	f'_c (Mpa)	Thép	
									f_y (Mpa)	ϵ_y
MS1-1	1700	600	501	1.20	6#4	0.52	10M@200 mm	46	838	0.0063
MS1-2	1700	600	503	1.19	6#6	1.13	10M@200 mm	44	870	0.0063
MS1-3	1700	600	506	1.19	9#7	2.29	10M@200 mm	44	880	0.0065
MS2-2	2300	900	503	1.79	6#6	1.13	10M@200 mm	47	870	0.0063
MS2-3	2300	900	506	1.78	9#7	2.29	10M@200 mm	43	880	0.0065
MS3-2	2900	1200	503	2.39	6#6	1.13	10M@200 mm	48	870	0.0063



Hình 5. Hình dạng vết nứt của dầm MS1-1 sau khi phá hoại



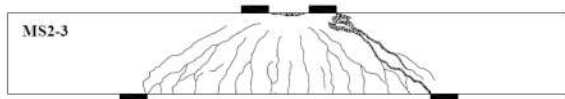
Hình 6. Hình dạng vết nứt của dầm MS1-2 sau khi phá hoại



Hình 7. Hình dạng vết nứt của dầm MS1-3 sau khi phá hoại



Hình 8. Hình dạng vết nứt của dầm MS2-2 sau khi phá hoại



Hình 9. Hình dạng vết nứt của dầm MS2-3 sau khi phá hoại

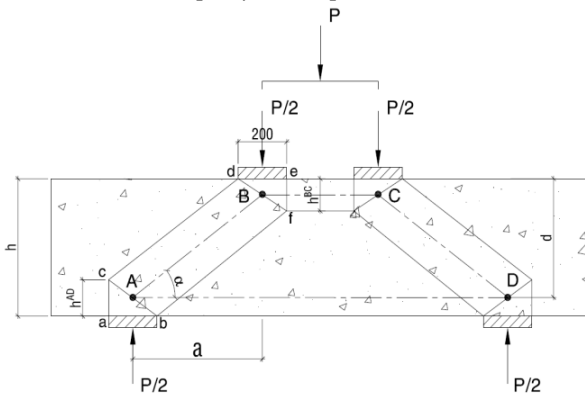
Bảng 2. Kết quả các mẫu dầm

Tên Dầm	a/d	Cơ chế phá hoại	P _{max} (kN)	Chuyển vị giữa dầm (mm)	Biến dạng thép tại P _{max}
MS1-1	1.20	Thanh kéo	1252	13.7	NA
MS1-2	1.19	Thanh kéo	2142	14.9	0.007
MS1-3	1.19	Thanh chống xiên	2747	7.9	0.0031
MS2-2	1.79	Thanh kéo	1432	24.6	0.0086
MS2-3	1.78	Thanh chống ngang	2055	12.5	0.0033
MS3-2	2.39	Thanh kéo	1154	35.1	0.0085

4. TÍNH TOÁN VÀ SO SÁNH VỚI KẾT QUẢ CỦA JUAN VÀ ADAM (2008)

Dựa trên các đặc trưng hình học cũng như các thuộc tính của thép và bê tông đối với sáu mẫu dầm cao thuộc thí nghiệm của Juan và Adam (2008), khả năng chịu lực của dầm sẽ được xác định theo hai tiêu chuẩn dựa trên phương pháp STM-D có sơ đồ tính toán như Hình 10.

Thông số bài toán: a=600mm; h=607mm; d=501mm; b=300mm; f_c'=46 Mpa; f_y=838 Mpa



Hình 10. Sơ đồ thanh chống giằng phương pháp STM-D

Kết quả tính toán khả năng chịu lực của dầm theo hai tiêu chuẩn ACI 318 (2005) và Eurocode 2 (1992) được tổng hợp trong bảng sau cùng với kết quả thí nghiệm được thực hiện bởi Juan và Adam (2008).

Bảng 3. Bảng tổng hợp kết quả tính toán theo tiêu chuẩn ACI 318 (2005)

Tên Dầm	a/d	Hàm lượng (%)	Kết quả TN		ACI 318 (2005)		
			P _{max} ^{TN} (kN)	Vị trí phá hoại	P _{max} ^{ACI} (kN)	Vị trí phá hoại	P _{max} ^{ACI} / P _{max} ^{TN}
MS1-1	1.20	0.52	1252	Thanh kéo	1006	Thanh kéo	0.80
MS1-2	1.19	1.13	2142	Thanh kéo	2166	Thanh kéo	1.01
MS1-3	1.19	2.29	2747	Thanh chống nghiêng	2336	Thanh chống nghiêng	0.85
MS2-2	1.79	1.13	1432	Thanh kéo	1458	Thanh kéo	1.02
MS2-3	1.78	2.29	2055	Thanh chống ngang	1600	Thanh chống nghiêng	0.78
MS3-2	2.39	1.13	1154	Thanh kéo	1097	Thanh kéo	0.95

Bảng 4. Bảng tổng hợp kết quả tính toán theo tiêu chuẩn Eurocode 2 (1992)

Tên Dầm	a/d	Hàm lượng (%)	Kết quả TN		Eurocode 2 (1992)		
			P _{max} ^{TN} (kN)	P _{max} ^{EC} (kN)	P _{max} ^{EC} (kN)	P _{max} ^{EC} (kN)	P _{max} ^{ACI} / P _{max} ^{TN}
MS1-1	1.20	0.52	1252	Thanh kéo	1004	Thanh kéo	0.80
MS1-2	1.19	1.13	2142	Thanh kéo	1676	Thanh chống nghiêng	0.78
MS1-3	1.19	2.29	2747	Thanh chống nghiêng	1676	Thanh chống nghiêng	0.61
MS2-2	1.79	1.13	1432	Thanh kéo	1210	Thanh chống nghiêng	0.84
MS2-3	1.78	2.29	2055	Thanh chống ngang	1128	Thanh chống nghiêng	0.55
MS3-2	2.39	1.13	1154	Thanh kéo	872	Thanh chống nghiêng	0.76

So sánh kết quả tính toán với kết quả thí nghiệm cho thấy việc dự đoán cơ chế phá hoại cũng như khả năng chịu lực theo tiêu chuẩn ACI 318 (2005) cho kết quả gần với thí

nghiệm hơn so với tiêu chuẩn Eurocode 2 (1992). Tiêu chuẩn ACI 318 (2005) dự đoán chính xác hầu hết cơ chế phá hoại của dầm cao trừ mẫu MS2-3 bị phá hoại ở thanh chống nằm ngang BC, điều này có thể giải thích vì phương pháp STM-D dựa vào ba cơ chế phá hoại của thép, thanh chống nghiêng hay vùng nút nên thanh chống nằm ngang luôn thỏa mãn.

Dựa vào tỉ số $P_{\max}^{ACI} / P_{\max}^{TN}$ và $P_{\max}^{EC} / P_{\max}^{TN}$ nhận thấy kết quả tính toán theo tiêu chuẩn ACI 318 (2005) gần sát so với kết quả thí nghiệm, đối với mẫu MS1-2, MS2-2 kết quả tính toán lớn hơn so với kết quả thí nghiệm tuy nhiên không đáng kể. Ngoài ra việc tính toán theo tiêu chuẩn Eurocode 2 (1992) an toàn hơn tuy nhiên kết quả tính toán đôi khi bé hơn nhiều so với thực tế, chính vì vậy không đem lại sự kinh tế.

5. KẾT LUẬN

Kết quả tính toán, so sánh theo hai tiêu chuẩn ACI 318-2005, EC2 với số liệu thí nghiệm của Juan và Adam (2008) cho thấy rằng các phương pháp tính toán theo hai tiêu chuẩn hiện trên là có thể áp dụng cho dầm cao sử dụng thép cường độ cao. Tiêu chuẩn ACI 318 (2005) có thể dự đoán được cơ chế phá hoại của các mẫu dầm với lực phá hoại dự báo xấp xỉ với kết quả thí nghiệm.

Giới hạn cường độ chảy dẻo của thép cứng trong các tiêu chuẩn hiện hành có thể lấy tương ứng với cường độ được xác định theo phương pháp biến dạng tỉ đối 0.2%.

6. TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Phan Quang Minh, Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Công. *Kết cấu bê tông cốt thép- phần cấu kiện cơ bản*, NXB Khoa học Kỹ thuật, Hà Nội, **2006**.

[2] Nguyễn Việt Trung. *Tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo mô hình giàn ảo*. NXBXây dựng, **2005**.

[3] ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*. American Concrete Institute, **2005**.

[4] Ansley, M. H. *Investigation into the Structural Performance of MMFX Reinforcin*. Florida Department of Transportation (FDOT), **2002**.

[5] Aoyama, H. *Design of Modern High-rise Reinforced Concrete Structures*. Series of Innovation in Structures and Construction. Imperial College Press, London, Vol. 3, **2001**.

[6] Canadian Standards Association. *CAN/CSA A23.3-04 Design of Concrete Structures*. CSA, Rexdale, Ontario, Canada, **2004**.

[7] Collins, M.P. and Mitchell, D. *Prestressed Concrete Structures*. Prentice Hall, **1991**.

[8] Eurocode 2. *Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, EN **1992-1-1**.

[9] Galloway, J. and Chajes, M. J. *Application of High-Performance Materials to Bridges*. University of Delaware, **2002**.

[10] Juan, D.G.; Adam S.L. Behavior of Concrete Deep Beams with High Strength Reinforcement. *Structures Congress 2008: Crossing Borders*, **2008**, 1-10.

[11] Mast, R. F.; Dawood, M.; Rizkalla, S. H. and Zia, P. Flexural Strength Design of Concrete Beams Reinforced with High Strength Steel Bars. *ACI Structural Journal*, **2008**, 105(5), 570-577.

[12] Shahrooz, B. M.; Reis, J. M.; Wells, E. L.; Miller, R. A.; Harries, K. A. and Russell, H. G. *Flexural Behavior and Design with High-Strength Bars and Those without Well-Defined Yield Point*. University of Cincinnati, Department of Civil and Environmental Engineering, **2009**.

[13] Sumpter, M. S.; Rizkalla, S. H. and Zia, P. Behavior of High-Performance Steel as Shear Reinforcement for Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, **2009**, 106(2), 1-7.

[14] Yotakhong, P. *Flexural performance of MMFX reinforcing rebars in concrete structures*. Thesis, November **2003**.

[15] Zhen, S. W.; Lee, H. J. and Huang, S. J. *Mechanical Properties, Splice, and Anchorage of New High-Strength Reinforcing Bars*. TCI Concrete Technology Conference, **2009**, Paper No. A-02.