



ANALYSIS OF CRACKS CAUSED BY CONCRETE SHRINKAGE AND TEMPERATURE CHANGES IN COMMONLY USED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF BRIDGES IN VIETNAM

Nguyen Van Hau

University of Transport and Communications, No 3 Cau Giay Street, Hanoi, Vietnam

ARTICLE INFO

TYPE: Research Article

Received: 14/05/2023

Revised: 11/08/2023

Accepted: 30/08/2023

Published online: 15/12/2023

<https://doi.org/10.47869/tcsj.74.9.3>

* *Corresponding author*

Email: nvhau@utc.edu.vn; Tel: +84962472568

Abstract. Cracking phenomena in the reinforced concrete structures of bridge and culvert components occur commonly. While current Vietnamese bridge design standards allow for the presence of cracks, they do not provide quantitative limits on the permissible crack width directly. This research analyses the crack formation mechanism of reinforced concrete structures under the influence of shrinkage and temperature loading by using “tension-chord” model. The research findings demonstrate that despite the steel reinforcement being adequately arranged to resist shrinkage and temperature as per current bridge design standards, cracking can easily occur with crack widths exceeding the allowable limits specified in the existing regulations. The main reason for this is inadequate control of concrete construction temperature. Furthermore, using smaller diameter reinforcement can significantly reduce the crack width compared to using larger diameter reinforcement with the same steel ratio. Increasing the amount of reinforcement can reduce the crack width, but it also increases the susceptibility to cracking. Cracking typically does not occur immediately after the completion of maintenance but rather after a period ranging from several days to several months.

Keywords: crack in reinforced concrete, concrete flexural member, tension chord model, crack width, durability of concrete structure, crack control.

@2023 University of Transport and Communications



PHÂN TÍCH VẾT NỨT DO CO NGÓT BÊ TÔNG VÀ NHIỆT ĐỘ THAY ĐỔI TRONG CÁC KẾT CẤU CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP PHỔ BIẾN TẠI VIỆT NAM

Nguyễn Văn Hậu

Trường Đại học Giao thông vận tải, Số 3 Cầu Giấy, Hà Nội, Việt Nam

THÔNG TIN BÀI BÁO

CHUYÊN MỤC: Công trình khoa học

Ngày nhận bài: 14/05/2023

Ngày nhận bài sửa: 11/08/2023

Ngày chấp nhận đăng: 30/08/2023

Ngày xuất bản Online: 15/12/2023

<https://doi.org/10.47869/tcsj.74.9.3>

* Tác giả liên hệ

Email: nvhau@utc.edu.vn; Tel: +84962472568

Tóm tắt. Hiện tượng nứt trong kết cấu bê tông cốt thép ở các bộ phận công trình cầu cống xảy ra phổ biến. Trong khi tiêu chuẩn thiết kế cầu Việt Nam hiện nay tuy cho phép vết nứt xuất hiện nhưng lại không định lượng về bề rộng vết nứt cho phép. Nội dung nghiên cứu này phân tích cơ cấu hình thành vết nứt theo mô hình thanh chịu kéo trong kết cấu bê tông cốt thép dưới tác động của tải trọng co ngót và nhiệt độ. Kết quả nghiên cứu cho thấy, mặc dù bố trí thép đảm bảo theo yêu cầu chống co ngót và nhiệt độ theo tiêu chuẩn thiết kế cầu hiện tại, hiện tượng nứt có thể dễ dàng xảy ra với kết cấu bê tông và bề rộng vết nứt lớn hơn bề rộng ở quy định hiện hành cho phép. Lý do chính là nếu việc kiểm soát nhiệt độ thi công bê tông không tốt. Việc bố trí thép có đường kính nhỏ sẽ làm giảm độ mở rộng vết nứt đáng kể hơn là thép đường kính lớn hơn mà có cùng hàm lượng thép. Việc bố trí nhiều thép có thể làm vết nứt có bề rộng nhỏ nhưng kết cấu lại dễ nứt hơn. Thời điểm vết nứt thường không xuất hiện ngay sau khi kết thúc bảo dưỡng mà sau đó khoảng từ vài ngày đến vài tháng.

Từ khóa: nứt bê tông, kết cấu bê tông cốt thép, mô hình thanh chịu kéo, bề rộng vết nứt, tính bền của kết cấu bê tông, kiểm soát nứt.

@2023 Trường Đại học Giao thông vận tải

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

1.1. Giới thiệu chung

Các kết cấu bê tông dạng móng cầu, tường chắn, cống hộp và một số trụ cầu thường có kích

thước bề rộng lớn. Trên thực tế các vết nứt thường xuyên được phát hiện ra với bề rộng tương đối lớn đến 0,5mm. Vị trí các vết nứt này thường có dạng phổ biến nhất là thẳng đứng và xuất hiện khá thường xuyên tại các kết cấu bê tông có bề rộng lớn như ví dụ tại Hình 1. Hiện tượng này không chỉ phổ biến tại Việt Nam mà còn được sự quan tâm trên thế giới [1]. Nhiều nghiên cứu cũng đi sâu vào phân tích sự hình thành vết nứt này nhằm giảm thiểu sự xuất hiện vết nứt khi công trình mới được thi công xong và mới đưa vào khai thác [2][3].



Hình 1. Các vết nứt xuất hiện ở các kết cấu cầu điển hình.

Khi các vết nứt xuất hiện, kết cấu bê tông cốt thép thường sẽ được coi là có vấn đề về mặt cường độ hoặc độ bền. Mặt khác, đối với kết cấu bê tông cốt thép trong các lý thuyết thiết kế lại cho phép nứt được xảy ra. Sự xuất hiện vết nứt cũng đưa ra một cảnh báo về “sức khỏe” công trình và cần rà soát, điều tra khả năng chịu lực của kết cấu. Tuy nhiên, việc đánh giá kết cấu lại chỉ có thể dựa trên các thông số đo được là bề rộng, hướng và chiều dài vết nứt trên bề mặt bê tông. Sự xuất hiện vết nứt tuy làm tăng các lo ngại về tình trạng sức khỏe kết cấu nhưng tiêu chuẩn thiết kế ở Việt Nam hiện nay lại không nêu rõ mức độ cho phép là bao nhiêu [5-6]. Hơn nữa, các vết nứt khảo sát được phổ biến là các vết nứt tĩnh mà không chịu tải ở tổ hợp tải trọng thiết kế. Nếu có thể xác định được bề rộng này theo lý thuyết và tương đồng với thực tế thì ở một số vị trí và hướng vết nứt không nguy hiểm, kết cấu có thể đánh giá là bình thường.

Ảnh hưởng của vết nứt đến kết cấu công trình ở mức độ nào là một vấn đề khó đánh giá và gây tranh cãi lâu nay. Một số quan điểm cho rằng, nếu vết nứt đủ nhỏ thì không ảnh hưởng gì

đến kết cấu và tiêu chuẩn thiết kế cho phép bê tông được nứt khi chịu lực. Không có mối liên hệ rõ ràng giữa bề rộng vết nứt đến quá trình ăn mòn cốt thép [4-5]. Một số quan điểm khác lại cho rằng, sự xuất hiện của vết nứt làm tăng tốc độ ăn mòn của thép và bê tông do tăng độ thấm thấu của ô xi, chloride, sulfate và nước vào trong cấu trúc của bê tông và làm giảm độ cứng và cường độ của kết cấu. Ảnh hưởng của vết nứt tới kết cấu bê tông là việc tăng tốc độ ăn mòn hóa học, giảm tuổi thọ kết cấu như thế nào là một vấn đề phụ thuộc và nhiều yếu tố như chất lượng bê tông, bề dày bê tông bao phủ, môi trường tiếp xúc, đặc điểm chịu lực. Những ảnh hưởng này hiện nay chưa được nghiên cứu đầy đủ và không nằm trong nội dung nghiên cứu của bài báo này.

1.2. Kiểm soát nứt kết cấu bê tông trong các tiêu chuẩn thiết kế

Rà soát lại tiêu chuẩn thiết kế cầu Việt Nam [5][6] cho thấy không có quy định cụ thể bề rộng vết nứt cho phép là bao nhiêu. Vấn đề vết nứt của một cấu kiện chịu uốn có chiều cao (h) được kiểm soát thông qua khoảng cách tối đa giữa các thanh cốt thép (d) như sau:

$$d \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2 \left(a + \frac{\phi_s}{2} \right) \quad \text{Với:} \quad \beta_s = 1 + \frac{(a + \phi_s / 2)}{0.7[h - (a + \phi_s / 2)]} \quad (1)$$

Trong đó: γ_e là hệ số phơi lộ bề mặt; a là bề dày lớp bê tông bảo vệ tính tới mép cốt thép ngoài cùng; f_{ss} là ứng suất kéo xuất hiện trong cốt thép thường ở trạng thái giới hạn sử dụng, ϕ_s là đường kính thanh cốt thép.

Bề rộng vết nứt tuy không được đề cập trực tiếp trong thiết kế nhưng trong tiêu chuẩn sử dụng giá trị khá lớn. Tiêu chuẩn đã sử dụng hệ số γ_e ở công thức (1) để điều chỉnh ảnh hưởng của cốt thép với điều kiện tiếp xúc môi trường của kết cấu bê tông. Thông số này cũng chính là thông số đề cập đến tổng bề rộng vết nứt cho phép. Ví dụ, bề rộng nứt cho phép (w_{max}) là 0,43mm tương ứng với hệ số $\gamma_e=1,00$ và 0,325mm tương ứng với hệ số $\gamma_e=0,75$ [5]. Việc thiết kế các kết cấu bê tông chịu co ngót và nhiệt độ cũng cần phải tuân thủ đảm bảo hàm lượng cốt thép tối thiểu (gọi là cốt thép cấu tạo trước đây). Hàm lượng cốt thép này xác định theo công thức (2).

$$\rho_s \geq \frac{0,75bh}{2(b+h)f_y} \quad \& \quad (0,233 \leq \rho_s \leq 1,270) \quad (2)$$

Trong đó: ρ_s (mm^2/mm) là hàm lượng cốt thép tối thiểu phân bố trên bề mặt cho ảnh hưởng của co ngót và nhiệt độ; b và h tương ứng là bề rộng và chiều dày của kết cấu lộ ra ngoài không khí.

Nếu thiết kế đáp ứng được yêu cầu nêu trên, kết cấu bê tông cốt thép được coi như không bị nứt dưới tác dụng của các yếu tố kết hợp gồm nhiệt độ thay đổi, co ngót của bê tông. Tuy vậy, trên thực tế, hiện tượng nứt vẫn xảy ra phổ biến như Hình 1 và ở các công trình nghiên cứu khác [7, 8] cho dù kết cấu được coi là đáp ứng được yêu cầu chống nứt theo tiêu chuẩn thiết kế. Trên thế giới, hiện tượng này được quan tâm nhiều gần đây và nguyên nhân nứt được cho rằng do tác động của co ngót bê tông và nhiệt độ chênh lệch, đặc biệt là lúc bê tông còn non tuổi khi các hiệu ứng nói trên phát triển mạnh nhất [9-18].

1.3. Nội dung bài báo

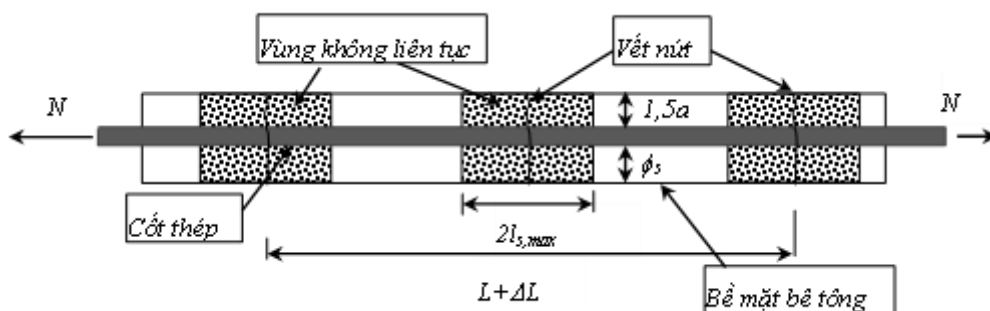
Nội dung bài báo này phân tích cơ chế hình thành vết nứt của dưới tác động của co ngót và nhiệt độ thay đổi theo các tiêu chuẩn *fib* MODEL CODE 2010 của Châu Âu [19] và AASHTO LRFD 2007 của Mỹ [5] (cũng là Tiêu chuẩn thiết kế cầu Việt nam TCVN 11823:2017 [6]). Các

tính toán khảo sát trên các loại kết cấu công trình cầu nơi có xuất hiện các vết nứt đặc trưng do tải trọng co ngót và nhiệt độ thay đổi là chính. Tại các vị trí kết cấu này, cốt thép đóng vai trò chính là chịu co ngót và nhiệt độ. Các kết cấu điển hình như mô, trụ, hầm chui, dầm hộp với các vết nứt điển hình như tại Hình 1. Các khảo sát đánh giá sự ảnh hưởng của việc bố trí cốt thép và nhiệt độ chênh lệch ảnh hưởng thế nào tới sự hình thành và phát triển vết nứt. Kết quả phân tích và tính toán này nhằm cải thiện chất lượng công tác thiết kế và quản lý chất lượng thi công. Kết quả của tính toán bề rộng vết nứt trên bề mặt cũng là số liệu để tham khảo phục vụ cho công tác bảo trì và đánh giá sức khỏe kết cấu.

2. PHÂN TÍCH SỰ HÌNH THÀNH VẾT NỨT TRONG KẾT CẤU BÊ TÔNG

2.1. Cơ cấu hình thành vết nứt

Ngay từ khi bê tông bắt đầu được bảo dưỡng, các hiệu ứng như co ngót, từ biến và thay đổi nhiệt độ đã xuất hiện và tạo ra biến dạng giữa bê tông và thép. Các biến dạng do hiệu ứng này sẽ bị cốt thép thường kiềm chế và làm biến dạng của bê tông không vượt quá mức cho phép và do đó hiện tượng nứt không xảy ra. Trong quá trình khai thác, dưới một tác động lực nào đó lên kết cấu bê tông, thường là dưới sự xuất hiện của hoạt tải hoặc tải trọng nhiệt độ thay đổi lớn, ứng suất trong bê tông có thể vượt quá khả năng chịu kéo của bê tông và vết nứt xuất hiện. Khi vết nứt xuất hiện, tùy theo tình hình bố trí cốt thép và hình dạng, kích thước kết cấu mà các biến dạng lũy kế từ trước đó sẽ ảnh hưởng đến bề rộng vết nứt. Tùy theo sự tích lũy biến dạng trong kết cấu bê tông cốt thép mà từ đó bề rộng vết nứt có thể tương ứng thay đổi theo và không khép lại khi tải trọng hoạt tải không hiện hữu. Ảnh hưởng của từ biến có tính chất thuận nghịch và thường nhỏ hơn so với các ảnh hưởng của co ngót và nhiệt độ và có thể bỏ qua đối với các đối tượng của nghiên cứu này [4].



Hình 2. Mô hình thanh chịu kéo tổng quát.

Các lý thuyết về ứng xử của bê tông cốt thép khi vết nứt hình thành cũng trở nên đặc thù như mô hình “tension chord” đã được đưa vào tiêu chuẩn Châu Âu và cũng được sử dụng trong nghiên cứu này để phân tích về vết nứt. Mô hình thanh chịu kéo (Tension Chord) [20-21] được đưa vào tiêu chuẩn Châu Âu về bê tông năm 2010 [19]. Mô hình này cũng được sử dụng để phân tích cơ cấu phá hoại của dầm tăng cường của tác giả [22-23]. Nội dung của mô hình đề xuất cho kết cấu bê tông đã xuất hiện vết nứt. Khi kết cấu bê tông xuất hiện vết nứt, mô hình thanh chịu kéo xuất hiện như Hình 2 và 3(a) [19-21].

Tại vị trí vết nứt, cốt thép chịu hoàn toàn lực kéo và ứng suất trong bê tông được giải phóng. Ứng suất trong cốt thép đạt giá trị lớn nhất (σ_{s2}) và giảm dần đến giá trị nhỏ nhất (σ_{sF}) tại cuối khu vực ảnh hưởng của vết nứt (Hình 3.b). Ứng suất trong bê tông (σ_{ct}) từ giá trị bằng không tại vết nứt tăng dần đến giới hạn chịu kéo của bê tông ($\sigma_{ct}=f_{ctm}$) (Hình 3.c). Ứng suất trượt giữa

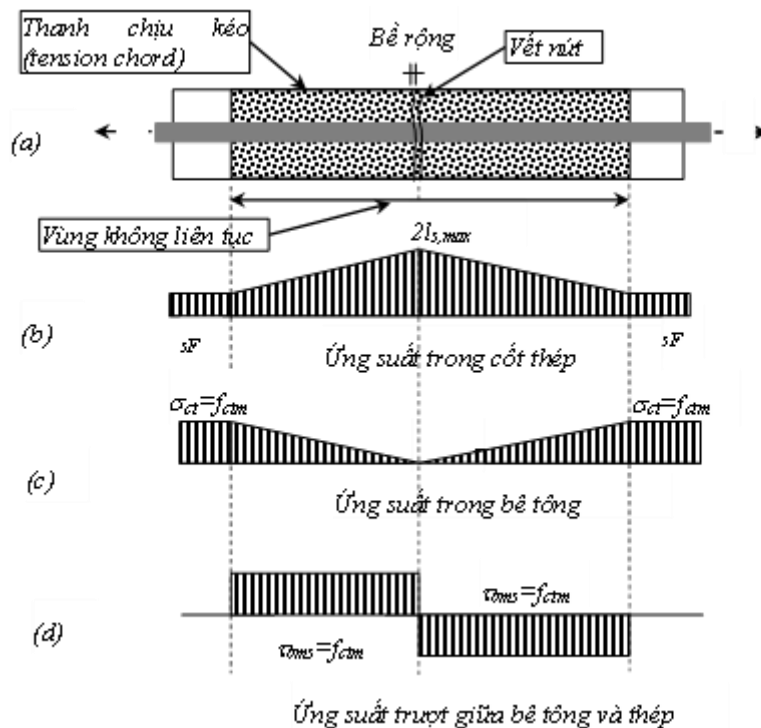
thép và bê tông là một đại lượng khó xác định, tuy nhiên ở trạng thái vết nứt xuất hiện, nhiều nghiên cứu cho rằng ứng suất này đạt giá trị lớn nhất (τ_{bms}) và không thay đổi dọc theo chiều dài cốt thép ở phạm vi $l_{s,max}$ (Hình 3.d)[19][24][25]. Dựa trên nguyên lý cân bằng lực của thanh chịu kéo, ứng suất trong cốt thép tại vị trí vết nứt ở thời điểm này có thể xác định theo công thức (3) [19].

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,ef}} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (3)$$

Trong đó, f_{ctm} là giới hạn chịu kéo của bê tông, $\rho_{s,ef}$ là hàm lượng cốt thép của thanh chịu kéo, α_e là tỉ lệ mô đun đàn hồi của thép/bê tông. Tương ứng với ứng suất trong cốt thép ở công thức (3), biến dạng bình quân (cả trong bê tông và thép trước khi bắt đầu nứt) xác định bằng công thức (4).

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{L} \leq \varepsilon_{max} = \frac{\sigma_{sr} (1 - \beta)}{E_s} \quad (4)$$

Trong đó, β là hệ số xét tới giá trị phân bố bình quân của biến dạng thép dọc theo phạm vi $l_{s,max}$. Nếu kết cấu bê tông có biến dạng vượt quá mức này (ε_{max}), vết nứt sẽ xuất hiện.



Hình 3. Phân bố ứng suất khi vết nứt hình thành và ổn định.

Theo như lý thuyết về thanh chịu kéo (tension chord), khu vực mà có sự trượt giữa bê tông và thép ($l_{s,max}$) có thể xác định được dựa trên nguyên lý: tổng giá trị lực trượt bằng tổng giá trị lực kéo. Dựa trên biểu đồ tại Hình 3.c.d.e, chiều dài $l_{s,max}$ có thể xác định theo Công thức (5).

$$l_{s,max} = a + \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}} \quad (5)$$

Trong đó: τ_{bms} là ứng suất trượt bình quân giữa thép và bê tông trong phạm vi $l_{s,max}$; $\rho_{s,ef}$ là hàm lượng cốt thép của thanh chịu kéo (tension chord). Công thức (5) cho thấy phạm vi trượt giữa thép và bê tông (phạm vi khoảng cách giữa hai vết nứt nhỏ nhất) là một đại lượng không phụ thuộc vào tải trọng mà chỉ phụ thuộc vào cường độ bê tông và sự bố trí cốt thép (hàm lượng cốt thép trong thanh chịu kéo, đường kính cốt thép và bề dày bê tông bao phủ).

Sau khi vết nứt hình thành, nếu tải trọng tiếp tục tăng, tại khu vực xuất hiện vết nứt (trong phạm vi $l_{s,max}$), ứng suất trong thép tiếp tục tăng. Giá trị biến dạng bình quân của cốt thép gọi là ε_{sm} . Ứng suất trong bê tông bằng không tại vị trí vết nứt và tăng dần lên giới hạn chịu kéo như ở Hình 4.d và giá trị biến dạng bình quân là ε_{cm} . Các giá trị co ngót và nhiệt độ lủy kế trong cốt thép cũng sẽ dồn vào phạm vi $l_{s,max}$ và ký hiệu là ε_{cs} và ε_T . Lúc này, có thể xác định được bề rộng vết nứt như công thức (6).

$$w = 2l_{s,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs} - \varepsilon_T) \quad (6)$$

Trong đó, ε_{sm} , ε_{cm} là biến dạng bình quân của thép và bê tông tương ứng trong phạm vi $l_{s,max}$; ε_{cs} là biến dạng của bê tông do co ngót và ε_T là biến dạng của bê tông do nhiệt độ. Giá trị $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ là biến dạng tổng hợp bình quân của thép và bê tông khi vết nứt xuất hiện và có thể xác định theo công thức (7).

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - \beta\sigma_{sr}}{E_s} \quad (7)$$

Trong đó σ_s là ứng suất bình quân trong thép khi vết nứt đã xuất hiện. σ_{sr} là ứng suất xác định theo công thức (3) ở trên.

2.2. Xác định biến dạng do co ngót của bê tông

Theo [19], biến dạng co ngót tổng cộng, $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$, của bê tông là một hàm số phụ thuộc vào thời gian, đặc tính vật liệu bê tông và cấu tạo hình học của bê tông. Theo thời gian, biến dạng co ngót ngày càng lớn và được chia làm hai giai đoạn: Giai đoạn 1 là co ngót cơ bản, $\varepsilon_{cbs}(t)$, khi bê tông đang được bảo dưỡng và coi như không có sự mất nước xảy ra. Giai đoạn 2 là co ngót khô, kết thúc quá trình bảo dưỡng và nước trong bê tông bắt đầu thoát ra ngoài và làm bê tông co lại, $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$. Tổng biến dạng do co ngót tại thời gian t_s (ngày) bất kỳ sau thời gian t bảo dưỡng được xác định theo công thức (8).

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (8)$$

Biến dạng co ngót cơ bản là một đại lượng phụ thuộc vào cường độ thực tế của bê tông và tổng thời gian bảo dưỡng t (ngày). Biến dạng co ngót khô là một đại lượng phụ thuộc vào co ngót cơ bản của bê tông, $\varepsilon_{cds}(f_{cm})$; độ ẩm môi trường $\beta_{RH}(RH)$ và thời gian kể từ khi bảo dưỡng kết thúc $\beta_{ds}(t-t_s)$. Giá trị co ngót khô của bê tông ở thời điểm t là một đại lượng phụ thuộc vào thời gian và đặc trưng vật liệu bê tông. Chi tiết và các hệ số để xác định tổng giá trị co ngót theo thời gian có thể ước tính được theo các chỉ dẫn của tiêu chuẩn Châu Âu tại Fib MODEL CODE mục 5.1.9.4.4 [19].

Hàm lượng cốt thép (ρ_{es}) là hàm lượng của cốt thép của thanh chịu kéo khi kết cấu đã nứt. Có thể tính hàm lượng này bằng cách xác định tỉ lệ giữa diện tích 1 thanh thép (A_s , giả thiết sử dụng một loại đường kính) với 2.5 lần diện tích từ tim thanh cốt thép tới mép bê tông ($a+\phi_s/2$) trong phạm vi giữa hai thanh cốt thép (d) theo công thức (9).

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} = \frac{A_s}{2,5 \left(a + \frac{\phi_s}{2} \right) d} \quad (9)$$

Hàm lượng cốt thép bề mặt (ρ_s) nêu trong công thức (2) là diện tích cốt thép phân bố trên bề mặt (mm^2/mm) và có thể xác định theo công thức (10).

$$\rho_s = \frac{A_s}{d} \quad (10)$$

2.3. Xác định biến dạng do nhiệt độ thay đổi

Biến dạng do nhiệt độ bằng chênh lệch nhiệt độ giữa thép và bê tông (cũng là nhiệt độ môi trường thay đổi) và được xác định bằng tích hệ số giãn nở nhiệt với chênh lệch nhiệt độ. Độ mở rộng vết nứt sẽ được xác định bằng tích khoảng cách ảnh hưởng vết nứt với biến dạng do nhiệt thay đổi theo công thức (11).

$$w_T = l_{s,max} \alpha_T \Delta T \quad (11)$$

Trong đó, ΔT chênh lệch nhiệt độ giữa thép và bê tông ở khu vực bề mặt. Nhiệt độ này là sự chênh lệch của bê tông và thép và làm tăng sự trượt giữa thép và bê tông trong phạm vi $l_{s,max}$. Nhiệt độ chênh lệch cũng là một yếu tố quan trọng ảnh hưởng tới sự hình thành vết nứt khi bê tông non tuổi [4][7][8][14][16]. Nhiệt độ này có thể là do nhiệt thủy hóa bê tông hay nhiệt độ chênh lệch ngoài trời [4][16][17][18][26]. Đối với nhiệt thủy hóa bê tông, nhiệt độ được trong phòng thí nghiệm hay trên công trình thực tế đối với các kích thước kết cấu tương đối lớn có thể đạt tới 90°C [7][8][15][16][27][28][29][30][31]. Nhiệt này sẽ theo các thanh cốt thép ngang, xuyên lỗ bê tông truyền ngay lập tức đến cốt thép gần bề mặt bê tông trước khi phân tán ra ngoài và do đó tạo nên sự chênh lệch nhiệt độ giữa thép và bê tông. Đối với nhiệt thay đổi do môi trường thì ngược lại, nhiệt thay đổi do môi trường, đặc biệt là khi có nắng chiếu trực tiếp vào bề mặt kết cấu bê tông làm nhiệt độ có thể tăng cao lên tới 55°C [5][6][39]. Nhiệt này truyền trực tiếp vào bê tông trước khi lan tới thép phía bên trong và cũng tạo ra sự chênh lệch nhiệt độ giữa bê tông và thép.

3. ĐÁNH GIÁ CÁC DẠNG VẾT NỨT ĐIỂN HÌNH KẾT CẤU CẦU

3.1. Phân tích nguyên nhân nứt và xác định bề rộng vết nứt

Khảo sát mô cầu và đàm họp minh họa như trong Hình 1 với các thông số đầu vào để xác định giá trị như sau.

Ta có thể thấy, theo các số liệu tại Bảng 1, các kết cấu được thiết kế khá điển hình và phổ biến hiện nay như các thông số từ hàng 1 đến hàng 3. Cốt thép bố trí thỏa mãn theo tiêu chuẩn hiện hành yêu cầu về chịu lực tải trọng cơ ngót và nhiệt độ như tính toán ở hàng 4, đối với mô cầu, cốt thép ngang còn được coi là khá nhiều so với yêu cầu của tiêu chuẩn. Nhiệt độ chênh

lệch giả định ở hàng 5 là con số bình quân phổ biến như một số nghiên cứu về nhiệt thủy hóa bê tông hay nhiệt chênh lệch môi trường [5][6][32][33][34][35]. Tuy vậy kết cấu vẫn nút kiểm tra theo điều kiện biến dạng cho phép ở công thức (4). Số liệu tính toán cho mô cầu (Hình 1.a) về bề rộng vết nứt là 0,62 mm rất phù hợp với bề rộng vết nứt đo được (Hình 1.b). Số liệu tính toán ở Bảng 1, hàng 6 cũng cho thấy ảnh hưởng của chênh lệch nhiệt độ là đáng kể so với co ngót bê tông.

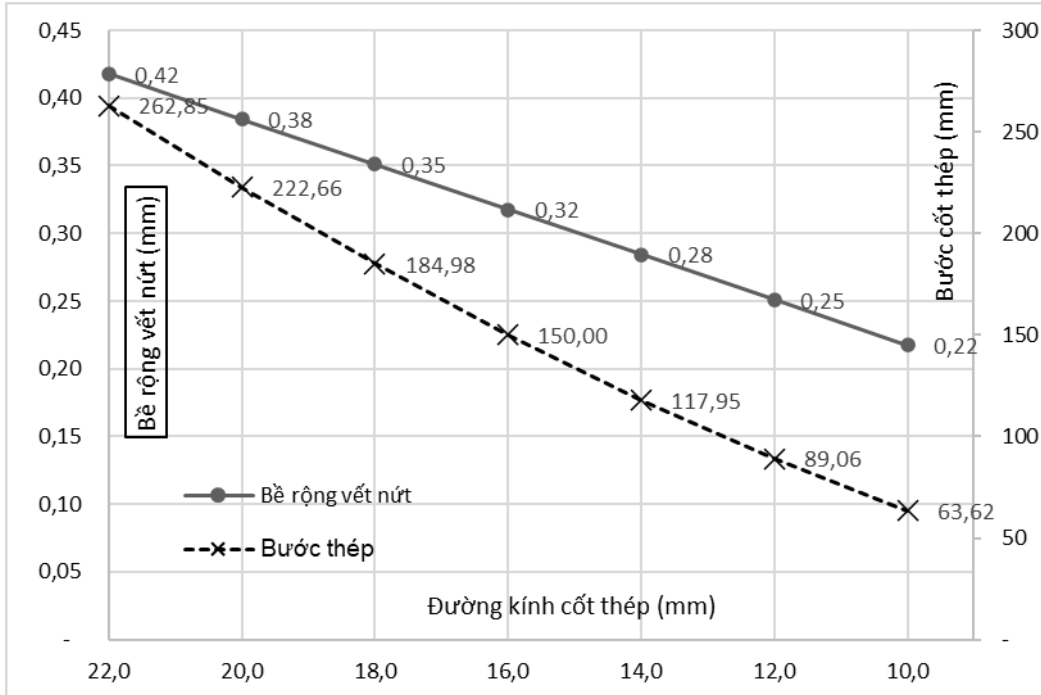
Bảng 1. Kết quả tính toán một số dạng kết cấu điển hình và bề rộng vết nứt.

STT	Thông số (ký hiệu)	Đơn vị	Giá trị cho Mô cầu ở Hình 1	Giá trị cho thiết kế điển hình sườn dầm hộp
1	Cường độ bê tông (f'_c) / cường độ thép (f_y)	MPa	30 / 400	45 / 400
2	Đường kính thép ngang (ϕ_s) / bước thép (mm)	mm	16/150	16/150
3	Bề rộng (b) / bề dày (h) / chiều dày bê tông bao phủ (c)	mm	17.000 / 1.500 / 50	4.000 / 450 / 35
4	Hàm lượng cốt thép thực tế xác định theo công thức (10) / hàm lượng cốt thép tối thiểu công thức (2)/ đánh giá.	mm ² /mm	1,34 / 1,33 / hàm lượng thép lớn.	0,38 / 1,34 / Đạt.
5	Chênh lệch nhiệt độ dự kiến	°C	60	45
6	Tổng biến dạng do co ngót + chênh lệch nhiệt độ.	*10 ⁻⁴	4,13+6,48=10,61	3,61+4,86=8,47
7	Biến dạng giới hạn (ϵ_{max}) kiểm tra điều kiện nứt theo công thức (4) và đánh giá nứt	*10 ⁻⁴	9,92 Kết cấu bị nứt	8,68 Kết cấu không bị nứt
8	Chiều dài vùng trượt $l_{s,max}$ xác định theo công thức (5)	mm	290	187,5
9	Bề rộng vết nứt tổng cộng xác định theo công thức (6)	mm	0,62	0,23

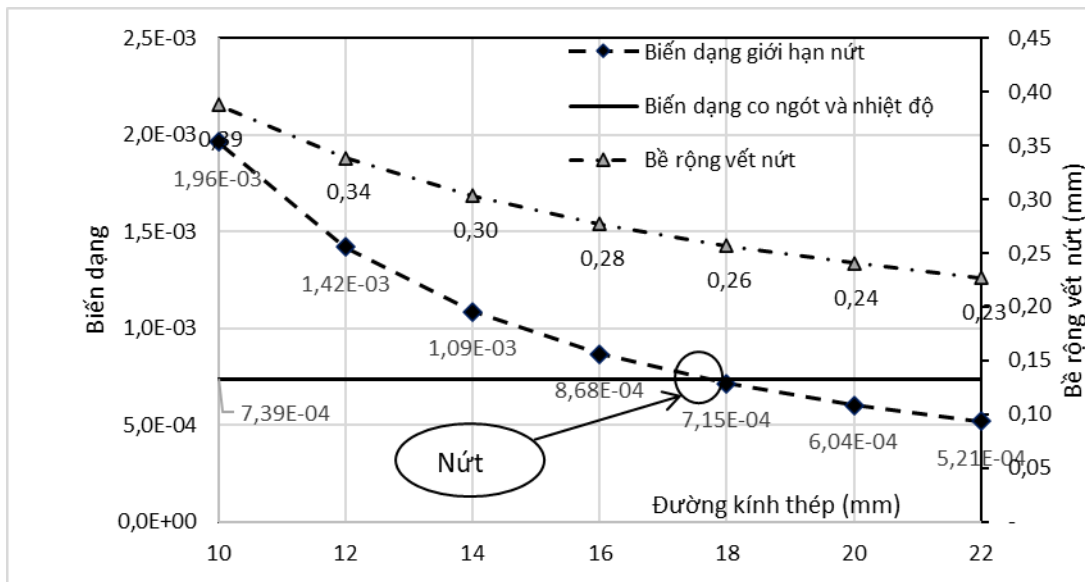
Ngoài ra, quan sát thực tế cho thấy, khi vết nứt đã xảy ra đủ lâu, các biến dạng kiểm chế giữa bê tông và thép được giải phóng một phần thì sẽ không xuất hiện thêm vết nứt nữa, đồng thời, bề rộng vết nứt cũng không phát triển thêm. Do đó, nếu trám hay bịt vết nứt lại thì yêu cầu chống xâm thực cho bê tông cốt thép vẫn được đảm bảo.

3.2. Quan hệ giữa đường kính cốt thép và bề rộng vết nứt

Hình 4 minh họa cho kết quả đánh giá một bản mặt cầu dầm hộp nắp trên được khảo sát như số liệu trong Bảng 1. Đường kính cốt thép thay đổi từ D22 xuống D10 thì bước thép cũng giảm tương ứng để đảm bảo hàm lượng thép không thay đổi. Kết quả cho thấy, bề rộng vết nứt xác định được giảm gần một nửa khi sử dụng thép có đường kính nhỏ và bước cốt thép dày hơn. Đó là lý do tiêu chuẩn thiết kế cầu hiện tại [6], đưa ra công thức (1) với ưu tiên cho việc sử dụng các thanh thép nhỏ và khoảng cách nhỏ hơn là các thanh thép đường kính lớn nhưng bố trí thưa hơn để đảm bảo tương đồng hàm lượng cốt thép.



Hình 4. Bề rộng vết nứt và bước cốt thép khi thay đổi đường kính cốt thép mà giữ nguyên hàm lượng thép.



Hình 5. Sự thay đổi hàm lượng cốt thép, giới hạn nứt và bề rộng vết nứt.

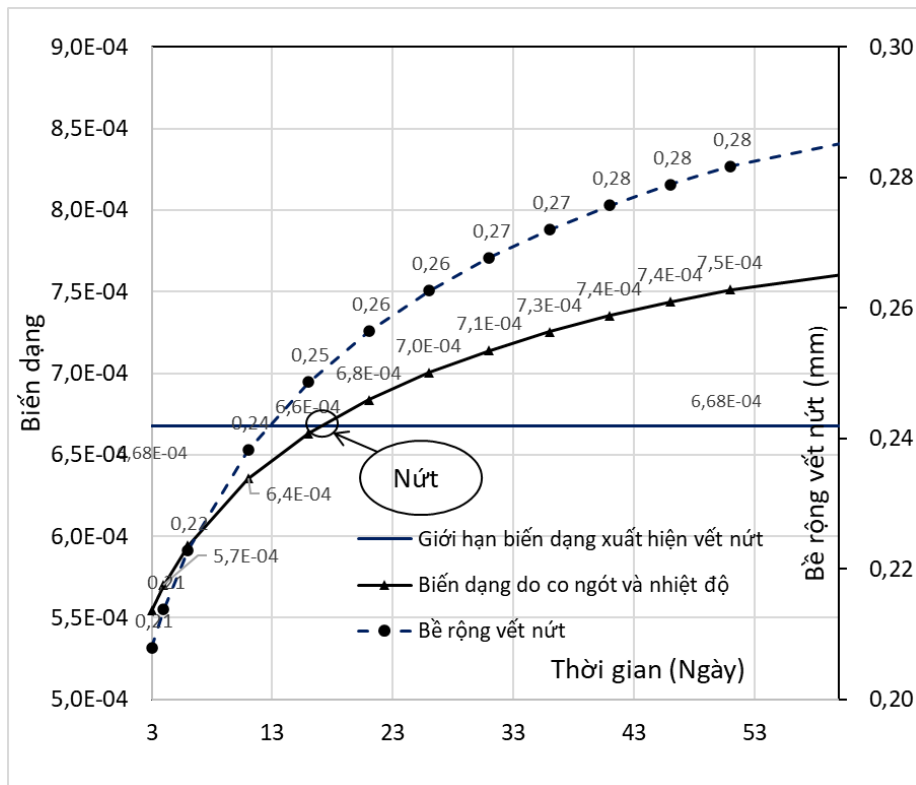
3.3. Bố trí nhiều thép tăng khả năng nứt do co ngót và nhiệt độ

Để khảo sát hàm lượng thép và phương pháp bố trí ảnh hưởng tới việc hình thành vết nứt như thế nào, tiếp tục ví dụ minh họa về bản mặt cầu dầm hộp có bố trí thép với bước thép là 150mm với các thông số như đã tính toán ở Bảng 1. Tiến hành thay đổi cốt thép từ D10 lên D22 mà giữ nguyên bước cốt thép, tức là tăng dần hàm lượng cốt thép chống nứt. Ta thấy, biến dạng giới hạn của ngưỡng xuất hiện vết nứt giảm dần khi tăng đường kính thép lên. Nghĩa là khi thép bố

trí càng dày thì kết cấu bê tông càng dễ nứt mặc dù khi nứt thì bề rộng vết nứt có thể nhỏ hơn. Ví dụ tại Hình 5, đối với sườn dầm hộp với thông số như ở Bảng 1, nếu ta tăng dần đường kính từ D10 bước 150 lên thành đường kính D22 bước 150mm (hàm lượng gấp 4,13 lần), thì ngưỡng biến dạng hình thành nứt lại giảm tương ứng xuống 3,77 lần. Với thông số đầu vào là kích thước như tại Bảng 1 thì khi sử dụng đường kính 18mm trở lên, sẽ xuất hiện vết nứt. Hàm lượng thép nhỏ hơn thì lại không nứt.

3.4. Thời điểm xuất hiện vết nứt

Nghiên cứu cũng tiến hành tính toán biến dạng do co ngót theo thời gian với chênh lệch nhiệt độ cố định là 45°C và các thông số như ở mô cầu ở Bảng 1. Biến dạng của bê tông dưới tác dụng của co ngót được xác định theo công thức (8) và các chỉ dẫn chi tiết khác nêu trong [19]. Trong giai đoạn bảo dưỡng, ở đây tính là 3 ngày cho đến khi tháo dỡ ván khuôn là co ngót khô bắt đầu xảy ra. Sự phát triển biến dạng co ngót khá nhanh chóng trong ba tháng đầu và gần như kết thúc sau một năm. Kết quả tính toán cho thấy, sau khi tháo khuôn được 16 ngày thì sự phát triển của co ngót khô làm vết nứt bắt đầu xuất hiện. Bề rộng vết nứt lúc này chưa lớn và sẽ tiếp tục phát triển theo thời gian cho đến khi co ngót đạt giá trị tối đa. Ví dụ về sự phát triển biến dạng co ngót theo thời gian và thời điểm xuất hiện vết nứt được xác định như tại Hình 6.

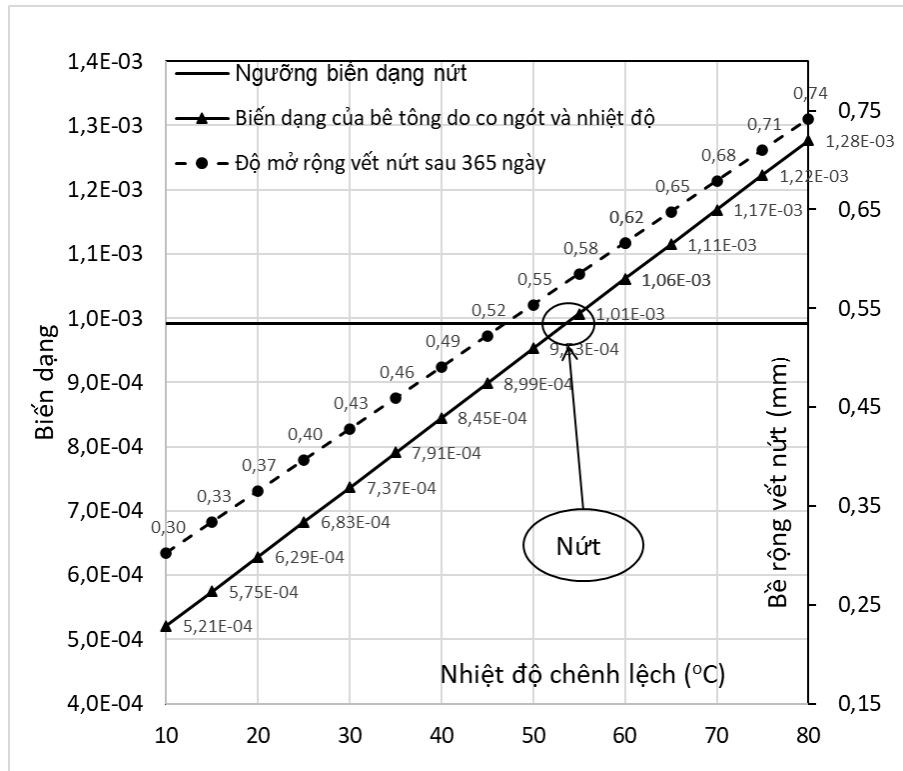


Hình 6. Thời điểm hình thành vết nứt và phát triển bề rộng vết nứt theo thời gian.

3.5. Ảnh hưởng nhiệt độ chênh lệch đến sự xuất hiện và bề rộng vết nứt tương ứng

Biến thiên sự thay đổi nhiệt độ và tính toán khả năng nứt với các thông số của mô cầu ở Hình 1(a) và tại Bảng 1 (cột 1) với thời điểm khảo sát là 365 ngày, kết quả cho thấy, nếu chênh lệch nhiệt độ giữa thép và bê tông lớn hơn 52°C thì dù bố trí cốt thép thỏa mãn theo yêu cầu tiêu chuẩn ở công thức (2), kết cấu vẫn bị nứt như tại Hình 7. Trường hợp này bề rộng vết nứt

sẽ khá lớn, vượt qua các yêu cầu bề rộng tối thiểu theo tiêu chuẩn yêu cầu ở nhiều mức độ khác nhau, tối đa là 0,3mm [19][36][37].



Hình 7. Ảnh hưởng của nhiệt độ tới việc hình thành vết nứt và độ mở rộng vết nứt.

3.6. Nhận xét

Từ các khảo sát và đánh giá nêu trên cho thấy:

- Ảnh hưởng của co ngót và nhiệt độ lên biến dạng tích lũy trong bê tông là đáng kể và làm dễ xuất hiện vết nứt trong kết cấu bê tông cốt thép thường. Khi co ngót đạt giá trị tối đa thì sự mở rộng vết nứt sẽ dừng lại và không xuất hiện thêm vết nứt nữa. Do vậy, nếu có biện pháp sửa chữa phù hợp cũng sẽ không làm mở rộng lại vết nứt và ảnh hưởng đến tuổi thọ công trình.

- Việc bố trí thép theo công thức (9) dày hơn tuy có làm cho bề rộng vết nứt nhỏ đi nhưng việc xuất hiện vết nứt càng dễ xảy ra. Cùng một hàm lượng cốt thép thì bố trí thép có đường kính nhỏ và dày hơn sẽ chống nứt tốt hơn.

- Có thể bố trí cốt thép thỏa mãn yêu cầu cốt thép chống co ngót và nhiệt độ theo tiêu chuẩn tại công thức (2). Dù đáp ứng được yêu cầu này thì dưới tác động của co ngót và nhiệt độ, nứt vẫn có thể xảy ra. Để chống nứt, điều quan trọng là phải kiểm soát nhiệt độ bê tông khi thi công.

- Ảnh hưởng của nhiệt độ chênh lệch là một yếu tố quan trọng trong việc hình thành và độ mở rộng vết nứt. Thực tế, đây là yếu tố có thể kiểm soát được trong thi công. Các chỉ dẫn hiện nay yêu cầu chênh lệch nhiệt độ không quá 20°C đối với bê tông khối lớn [40] là khó đảm bảo và tương đối chặt chẽ. Khi đó, cần phải có các giải pháp giảm gradient nhiệt và các thiết bị ván khuôn thép phổ biến hiện nay cần phải có các giải pháp cách nhiệt cho phù hợp.

- Nhiệt thủy hóa bê tông đối với các kết cấu bê tông có kích thước lớn thường sẽ cao và làm tăng khả năng kết cấu bị nứt nhất do bê tông non tuổi. Nếu kiểm soát nhiệt độ bê tông khi thi công không tốt, nứt với bề rộng khá lớn hoàn toàn có thể xảy ra dù kết cấu bê tông được bố trí cốt thép đầy đủ. Thời điểm xuất hiện vết nứt có thể là vài ngày đến vài tháng sau khi tháo dỡ ván khuôn.

- Nếu xuất hiện các vết nứt điển hình do co ngót và nhiệt độ đối với các công trình như ở Hình 1 với bề rộng không quá 0,25mm [19][37][38] thì cũng là vấn đề bình thường, không quá nghiêm trọng và cấp bách, không phải là các vết nứt do chịu lực quá tải gây ra cho dù số lượng vết nứt có lớn. Các vết nứt điển hình bao gồm: nứt dọc theo dầm hộp ở giữa sườn và bản nắp, nứt ngang trên nóc hầm và vuông góc với trục hầm, nứt thẳng đứng ở mố cầu hay tường chắn bê tông cốt thép. Tuy nhiên, vấn đề chống xâm thực thì cần phải giải quyết ngay để tránh việc xuất hiện vết nứt làm tăng tốc độ ăn mòn lên bê tông và thép, đặc biệt tại các khu vực ăn mòn gần biển.

4. KẾT LUẬN

Nội dung bài báo đã tiến hành phân tích mối tương quan giữa việc bố trí cốt thép, ảnh hưởng của co ngót và nhiệt độ tới sự hình thành vết nứt và xác định bề rộng vết nứt. Ảnh hưởng của nhiệt độ thi công là đáng lưu ý và cần được kiểm soát tốt trong thi công để đảm bảo kết cấu không bị nứt ngay khi bê tông còn non tuổi. Các vết nứt điển hình của kết cấu cầu như nứt dọc mố, tường chắn sau khi thi công một thời gian có thể rộng nhưng không phải là vấn đề do chịu lực quá tải. Ảnh hưởng của co ngót và nhiệt độ thay đổi có thể tạo ra các vết nứt có bề rộng có thể vượt mức tiêu chuẩn cho phép đối với kết cấu bê tông.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. M. Herbers, S. Marx, Experimental Investigations on the Load-Bearing Behavior of Monolithically Connected Bridge Piers, in : A. Ilki, D. Çavunt, Y. S. Çavunt (Eds.), Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient, Fib Symposium 2023, Lecture Notes in Civil Engineering, Vol 349. Springer, pp. 1325–1334. https://doi.org/10.1007/978-3-031-32519-9_134
- [2]. M. M. Leonardo, V. Jaime, R. Fabián, Minimum longitudinal reinforcement in rectangular and flanged reinforced concrete walls, Structures, 55 (2023) 1342-1353. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.06.104>
- [3]. G. Guo, P. Yang, C. Wang, J. Zhang, Z. Zeng, Experimental study on the full-scale test of sidewalls in casting of concrete with magnesium anti-cracking agent, New Building Materials/Xinxing Jianzhu Cailiao, 6 (2023) 147-151.
- [4]. P. B Bamfort, Early-age thermal crack control in concrete, CIRIA C660, London, 2007, Chapter 2, pp. 26.
- [5]. American Assosiation of State Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. SI Units, 8th Edition (2017), Section 5, Concrete structures, C5.7.3.4, pp. 45, 2017.
- [6]. Tiêu chuẩn quốc gia: Thiết kế cầu đường bộ, TCVN 11823:2017, Tập 5, 7.3.4, pp.46-47.
- [7]. C.G. Berrocal, I. Fernandez, I. Löfgren, E. Nordström, R. Rempling, Strain and Temperature Monitoring in Early-Age Concrete by Distributed Optical Fiber Sensing, RILEM Bookseries, Springer, 43 (2023). https://doi.org/10.1007/978-3-031-33211-1_82
- [8]. A. M. L. Machado, L. F. A. L. Babadopulos, A. E. B. Cabral, Casting plan for a mass concrete foundation of a high-rise building for avoiding DEF and shrinkage cracking, J Build Rehabil 8 (2023), 49. <https://doi.org/10.1007/s41024-023-00294-2>

- [9]. J. Dahlberg, B. M. Phares, Z. Liu, Evaluation of the Performance of Expanded Polystyrene Block on the Reduction of the Deck Cracking in Wide Integral Abutment Bridge. *Transportation Research Record*, 2677 (2023) 700-712. <https://doi.org/10.1177/03611981231160160>
- [10]. A. Abudushalamu, M. Ippei, V. Matthieu, Thermal Expansion of Cement Paste at Various Relative Humidities after Long-term Drying: Experiments and Modeling, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 21 (2023) 151-165. <https://doi.org/10.3151/jact.21.151>
- [11]. H. W. Park, J. H. Lee, J. H. Jeong, Finite Element Analysis of Continuously Reinforced Bonded Concrete Overlay Pavements Using the Concrete Damaged Plasticity Model. *Sustainability*, 15 (2023) 4809. <https://doi.org/10.3390/su15064809>
- [12]. Z. Yating, R. Jeffery, D. Sachindra, Predicting transverse crack properties in continuously reinforced concrete pavement, *Construction and Building Materials*, 364 (2023) 129842. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129842>.
- [13]. P. Liu, Z. Xu, D. Zhang, C. Guo, B. Wang, Y. Liu, Research on application of crack control technology for mass concrete slab structure, *New Building Materials/Xinxing Jianzhu Cailiao*, 9 (2022) 35-43.
- [14]. C. Chang, T. Huiqi, W. Tao, L. Jiyun, C. Zhao, L. Fuhai, S. Qian, L. Rui, Long-term shrinkage performance and anti-cracking technology of concrete under dry-cold environment with large temperature differences, *Construction and Building Materials*, 349 (2022) 128730. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128730>.
- [15]. L. Xiaoda, Y. Zhipeng, C. Kexin, D. Chunlin, Y. Fang, Investigation of temperature development and cracking control strategies of mass concrete: A field monitoring case study, *Case Studies in Construction Materials*, 18 (2023) 02144. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02144>
- [16]. M. Meyer, V. Z. Juandré, R. Combrinck, The influence of temperature on the cracking of plastic concrete, *MATEC Web of Conferences; Les Ulis*, 364 (2022). <https://doi.org/10.1051/matecconf/202236402018>
- [17]. D. Shen, Cracking Resistance of Internally Cured Concrete Under Uniaxial Restrained Condition at Early-Age, in: *Cracking Control on Early-Age Concrete Through Internal Curing*, Springer, Singapore, (2023) 269-243. https://doi.org/10.1007/978-981-19-8398-6_6
- [18]. D. Wen, Q. Li, S. Zeng, Y. Chang, Investigation of temperature crack control technology in the process of concrete pouring, *New Building Materials / Xinxing Jianzhu Cailiao*, 10 (2022) 55-58.
- [19]. Joost Walraven, Agnieszka Bigaj-van Vliet, *fib Model Code for Concrete Structures*, Structural & Building Engineering, (2010).
- [20]. P. Marti, M. Alvarez, W. Kaufmann, V. Sigrist, Tension Chord Model for Structural Concrete, *Structural Engineering International*, 8 (1998) 287–298, <https://doi.org/10.2749/101686698780488875>
- [21]. R. I. Gilbert, Control of Flexural Cracking in Reinforced Concrete, *ACI Structural Journal*, 105-S29 (2008) 301-307.
- [22]. V. H. Nguyen, Study of Rupture Mechanism in Concrete Girder Strengthened by External Fiber Reinforced Polymer Using Crack Analysis, *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering: Materials Science and Engineering*, 869 (2020) 072069. <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/869/7/072049>
- [23]. V. H. Nguyen, T. T. Bui, V. P. Pham, N. L. Nguyen, An experimental study and a proposed theoretical solution for the prediction of the ductile/brittle failure modes of reinforced concrete beams strengthened with external steel plates, *Frattura ed Integrità Strutturale*, 16 (2022) 198–213. <https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.61.13>
- [24]. Y. Hachem, E. Ezzedine, M. Dandachy, J. M. Khatib, Physical, Mechanical and Transfer Properties at the Steel-Concrete Interface: A Review, *Buildings*, 13 (2023) 886. <https://doi.org/10.3390/buildings13040886>
- [25]. J. Nan, L. Yang, W. Da, L. Naiwei, Y. Feng, Investigation of Bond Behavior between Steel Bar and Concrete under Coupled Effect of Fatigue Loading and Corrosion, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 35 (2023) 10. <https://doi.org/10.1061/JMCEE7.MTENG-16113>

- [26]. W. Hao, L. Yuanpeng, H. Zhangli, L. Hua, Y. Ting, L. Jiaping, Influencing aspects and mechanisms of steel bar reinforcement on shrinkage and cracking of cement-based materials: A review, *Journal of Building Engineering*, 77 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2023.107476>.
- [27]. M. Enzo, A. B. K. Eduardus, C. Antonio, A numerical recipe for modelling hydration and heat flow in hardening Concrete, *Cement & Concrete Composites*, 40 (2013) 48–58.
- [28]. Trần Văn Miên, Nguyễn Lê Thi, Nghiên cứu đặc trưng nhiệt của bê tông sử dụng hàm lượng tro bay lớn, *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*, số 3+4/2013.
- [29]. M. H. Lee, S. C. Young, S. K. Bae, D. Y. Hyun, Influence of Casting Temperature on the Heat of Hydration in Mass Concrete Foundation with Ternary Cements, *Applied Mechanics and Materials*, 525 (2014) 478-481.
- [30]. Y. Sherif, L. Taha, H. Mohamed, H. Mohammad, Monitoring of strain induced by heat of hydration, cyclic and dynamic loads in concrete structures using fiber-optics sensors, *Measurement* 52 (2014) 33–46.
- [31]. H. Guangdong, G. Changsheng, C. Ji, Thermal stress numerical simulation on concrete hydration heat of giant floor in deep foundation pit, *Advanced Materials Research*, 535-537 (2012) 1961-1964.
- [32]. H. Shi, L. Yongjian, L. Yi, L. Jiang, Z. Ning, Numerical simulation investigation on hydration heat temperature and early cracking risk of concrete box girder in cold regions, *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 10 (2023) 697-720. <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2023.05.002>
- [33]. P. W. Zou, Z. Fei, Z. Zhe, C. Zhuo, L. Yuliang, M. B. Zhong-Da, Effect of Steam Curing Scheme on the Early-Age Temperature Field of a Prefabricated Concrete T-Beam, (2023) 34. <http://dx.doi.org/10.2139/ssrn.4484851>
- [34]. Z. Xinping, B. Laurent, V. Matthieu, J. Zhengwu, Scaling of nanoscale elastic and tensile failure properties of cementitious calcium-silicate-hydrate materials at cryogenic temperatures: A molecular simulation study, *Cement and Concrete Research*, 172 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2023.107242>
- [35]. H. Wu, J. Liu, Investigations of the Temperature Field and Cracking Risk in Early Age Massive Concrete in the Segment of a Box Girder Bridge. *KSCE J Civ Eng*, 27 (2023) 3971-3989. <https://doi.org/10.1007/s12205-023-2050-4>
- [36]. Tiêu Chuẩn Quốc Gia, TCVN 9343:2012 kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - hướng dẫn công tác bảo trì, 2012.
- [37]. Tiêu Chuẩn quốc gia, TCVN 5574:2012 về Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế, 2012.
- [38]. Bộ Giao Thông Vận Tải, Tiêu Chuẩn Ngành, 22TCN 18:1979 về quy trình thiết kế cầu công theo trạng thái giới hạn, 1979.
- [39]. Bộ Giao Thông Vận Tải, Tiêu Chuẩn Ngành, 22TCN 272 :2005 Tiêu chuẩn thiết kế cầu, 2005.
- [40]. Bộ Xây Dựng, Tiêu Chuẩn Xây Dựng Việt Nam, Bê tông khối lớn – Quy phạm thi công và nghiệm thu, TCXDVN 305-2004.