

# NGHIÊN CỨU BIẾN DẠNG CO NGÓT VÀ THỜI ĐIỂM XUẤT HIỆN VẾT NỨT DO CO NGÓT CỦA BÊ TÔNG BẰNG PHƯƠNG PHÁP VÒNG KIỂM CHẾ

Nguyễn Khánh Hùng<sup>a,\*</sup>, Lục Đức Tiến<sup>b</sup>, Trần Minh Quân<sup>b</sup>, Phạm Huy Tùng<sup>b</sup>

<sup>a</sup>Khoa Kỹ thuật Công trình, Trường Đại học Lạc Hồng,  
10 đường Huỳnh Văn Nghệ, TP. Biên Hòa, tỉnh Đồng Nai, Việt Nam

<sup>b</sup>Khoa Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội,  
55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam

Nhận ngày 11/01/2024, Sửa xong 24/3/2024, Chấp nhận đăng 28/3/2024

## Tóm tắt

Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu so sánh biến dạng co ngót và thời điểm xuất hiện vết nứt giữa bê tông geopolimer (GPC) và bê tông xi măng thường (OPCC). Các thí nghiệm được tiến hành theo tiêu chuẩn ASTM đối với cả hai loại bê tông, bao gồm: xác định cường độ chịu nén và mô đun đàn hồi; đo co ngót trên mẫu chuẩn và mẫu chịu kiểm chế (ring test). Kết quả cho thấy biến dạng co ngót của GPC lớn hơn nhiều so với OPCC, và vết nứt xuất hiện sớm hơn. Từ kết quả đo đạc thực nghiệm và tính toán lý thuyết, nhóm nghiên cứu đề xuất phương pháp dự đoán biến dạng cực hạn khi kéo phù hợp cho cả GPC và OPCC.

*Từ khoá:* bê tông geopolimer (GPC); bê tông xi măng thường (OPCC); biến dạng co ngót; vòng kiểm chế; nứt.

A STUDY ON SHRINKAGE OF CONCRETE AND CRACK INITIATION TIME USING RING TEST METHOD

## Abstract

The experimental results on shrinkage deformation and crack initiation time of geopolimer concrete (GPC) and ordinary portland cement concrete (OPCC) are presented in this article. For both types of concrete, the experiments were carried out following ASTM standards, which included measuring shrinkage on standard samples and constrained samples (ring test); evaluating compressive strength and elastic modulus. The results indicate that cracks start to show earlier in GPC and its shrinkage deformation is substantially greater than that of OPCC. Based on the experimental measurements and theoretical calculations, a method is proposed for predicting maximum tensile strain that can be applied to both GPC and OPCC.

*Keywords:* geopolimer concrete; ordinary portland cement concrete; shrinkage; ring test; cracking.

[https://doi.org/10.31814/stce.huce2024-18\(2V\)-14](https://doi.org/10.31814/stce.huce2024-18(2V)-14) © 2024 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

## 1. Giới thiệu

Xi măng poóc-lăng (OPC) là vật liệu phổ biến trong ngành xây dựng, được sử dụng trong chế tạo bê tông và các loại vật liệu khác. Quy trình sản xuất OPC liên quan đến việc phân hủy cacbonat, đá vôi và than được đốt ở nhiệt độ rất cao, khoảng 1500 °C. Trong quá trình sản xuất OPC, lượng khí thải CO<sub>2</sub> chủ yếu đến từ hai phần: nguyên liệu thô và quá trình đốt nhiên liệu. Lượng khí thải CO<sub>2</sub> từ sản xuất xi măng được báo cáo chiếm 5–7% tổng lượng khí thải CO<sub>2</sub> toàn cầu [1], điều này dẫn đến nhiều hệ lụy đặc biệt là vấn đề về ô nhiễm môi trường. Vì vậy giảm thiểu lượng xi măng cũng như tìm kiếm vật liệu “xanh” thân thiện với môi trường là việc làm cần thiết để phù hợp với xu hướng bảo vệ môi trường hiện nay. Bê tông geopolimer (GPC) là loại bê tông mới sử dụng chất kết dính kiềm hoạt

\*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: [nguyenkhanhhung@lhu.edu.vn](mailto:nguyenkhanhhung@lhu.edu.vn) (Hùng, N. K.)

hóa thay thế cho chất kết dính xi măng thông thường. Chất kết dính kiềm hoạt hóa này là sản phẩm của phản ứng giữa dung dịch kiềm (bao gồm natri hoặc kali silicat và kali hydroxit của vật liệu giàu alumina silica) với các thành phần vật liệu có chứa hàm lượng lớn hợp chất ô xít silic và ô xít nhôm. Thành phần vật liệu của GPC (tro bay, xỉ lò cao, cát, đá, nước và chất hoạt hóa) thân thiện với môi trường hơn OPCC. Về đặc trưng cơ học, GPC có nhiều ưu điểm hơn OPCC, GPC có thể đạt cường độ khá cao khoảng 60 Mpa (bê tông cường độ cao) sau 3 ngày [2]. Ngoài ra, GPC còn có khả năng chống ăn mòn tốt hơn so với OPCC, nhất là ăn mòn clorua và ăn mòn sulfate, rất thích hợp trong việc xây các công trình ven biển.

Hiện nay trên thế giới, GPC đã và đang được nghiên cứu và ứng dụng: Hadigheh và cs. [3] nghiên cứu đề xuất gia cố GPC bằng sợi carbon tạo thành vật liệu composite CFRP-GPC để cải thiện độ bền và khả năng chịu lực cho các cây cầu bê tông cốt thép hiện hữu. Hasan và cs. [4] đã tiến hành thí nghiệm khả năng chịu uốn của sáu dầm chữ T với GPC được gia cố dọc bằng cốt sợi thủy tinh đối chứng với dầm bê tông sử dụng OPCC để chỉ ra những khác biệt trong thiết kế cần lưu ý. Vật liệu GPC tuy đã được nghiên cứu nhiều, các kết quả cho thấy quy trình chế tạo, tính công tác và các tính chất cơ lý của GPC là tương tự với bê tông thường. Tuy nhiên, chỉ có một vài nghiên cứu về vấn đề co ngót khô và tính chất từ biến của GPC sử dụng tro bay và xỉ lò cao. Nghiên cứu của Wallah và Rangan [5, 6] đã chỉ ra rằng GPC sử dụng tro bay, được dưỡng hộ nhiệt, có từ biến nhỏ, chỉ khoảng 50% so với từ biến của bê tông thường được tính toán dự báo theo tiêu chuẩn Úc AS3600-2009 [7]. Mẫu bê tông được dưỡng hộ nhiệt ở nhiệt độ 60 °C trong 24h. Thí nghiệm từ biến được tiến hành sau 7 ngày đổ bê tông, và được gia tải đến 40% cường độ chịu nén của bê tông ở thời điểm gia tải. Co ngót khô cũng được nghiên cứu theo hai cách bảo dưỡng: (i) ở nhiệt độ thường sau 3 ngày; và (ii) dưỡng hộ nhiệt ở 60 °C trong 24 giờ và bảo dưỡng sau đó 2 ngày trong nước ở 23 °C. Tất cả thí nghiệm đo co ngót được bắt đầu sau 3 ngày. Biến dạng do co ngót khô của mẫu được dưỡng hộ ở điều kiện phòng trong khoảng 1500  $\mu\epsilon$  sau 3 tháng, cao hơn khoảng 2 đến 3 lần so với bê tông thường.

Ở Việt Nam, Hùng và cs. nghiên cứu về ảnh hưởng của tro bay đến tính chất cơ học của GPC [8] và mô hình ứng suất khi nén bê tông geopolymers tro bay [9]. Trịnh Ngọc Duy thông qua việc nghiên cứu tính chất cơ lý của vữa geopolymers để chế tạo ra gạch nhẹ, xác định ảnh hưởng của cấp phối vữa geopolymers đến cường độ chịu nén và khối lượng thể tích của sản phẩm [10]. Đạo và cs. [11] đề xuất hệ số  $\gamma$  có xét đến biến dạng dẻo của bê tông vùng kéo khi tính toán mô men kháng nứt của dầm bê tông geopolymers cốt thép; kết quả cho thấy hệ số  $\gamma$  được tính từ hệ số đàn hồi của bê tông chịu kéo lấy theo cường độ chịu nén của bê tông geopolymers; kết quả nghiên cứu lý thuyết được kiểm chứng bởi một chương trình thí nghiệm trên 9 dầm bê tông geopolymers cốt thép do các tác giả thực hiện cũng như với kết quả thí nghiệm trên 25 dầm bê tông của các nghiên cứu khác đã được công bố trên thế giới. Hà và cs. [12] đề cập đến khả năng ứng dụng bê tông geopolymers trong thiết kế và xây dựng dầm cầu dự ứng lực nhịp liên tục. Kiên và cs. [13] khảo sát khả năng chế tạo vữa và gạch xây không nung sử dụng chất kết dính kiềm hoạt hóa thay thế hoàn toàn xi măng từ việc tận dụng đồng thời 2 loại phế thải là xỉ lò cao nghiền mịn kết hợp với tro bay và cát tái chế từ phế thải xây dựng, phế thải đá mặt để thay thế cát tự nhiên; kết quả nghiên cứu chỉ ra rằng, cường độ nén và chất lượng của các loại vật liệu này tương đương với vữa và gạch không nung sử dụng xi măng poóc lăng. Các nghiên cứu về GPC ở Việt Nam tập trung vào tính chất cơ lý như cường độ chịu nén, cường độ chịu kéo, mô đun đàn hồi; hoặc nghiên cứu ứng xử ngắn hạn của cấu kiện dầm GPC, cột GPC; chưa có nghiên cứu nào về biến dạng co ngót của GPC theo thời gian. Có thể thấy rằng biến dạng co ngót của GPC là một vấn đề rất mới ở Việt Nam, vì nó phụ thuộc nhiều vào thành phần vật liệu, điều kiện khí hậu vùng miền, điều kiện chế tạo. Do vậy, nghiên cứu co ngót của GPC sử dụng tro bay và xỉ lò cao trong điều kiện Việt Nam là cần thiết. Trong bài báo này, các nghiên cứu thực nghiệm được thực hiện (theo TCVN

và ASTM) để xác định và so sánh co ngót của GPC và OPCC.

Khi thể tích khối bê tông bị thay đổi do co ngót tự sinh, co ngót khô, co ngót do nhiệt độ bị kiểm chế, ứng suất dư sẽ phát triển và vết nứt có thể xuất hiện một khi ứng suất dư vượt quá khả năng chịu kéo của bê tông. Các vết nứt do co ngót này là một vấn đề lớn cho kết cấu hay cấu kiện bê tông phẳng với tỷ số diện tích bề mặt – thể tích lớn như là sàn nhà, lớp bê tông vỉa hè hay bản mặt cầu, đặc biệt khi bê tông ở độ tuổi sớm. Vì vậy, nhiều nhà nghiên cứu đã phát triển các thí nghiệm để đánh giá mức độ tổn thương của hỗn hợp bê tông từ rất lâu. Trong các thí nghiệm đó, thí nghiệm vòng kiểm chế đã được sử dụng rộng rãi để đánh giá khuynh hướng nứt của bê tông và các loại vật liệu gốc xi măng khác. Phương pháp này đã được chấp nhận và đưa vào tiêu chuẩn của Hiệp hội Đường cao tốc và Giao thông của Mỹ (AASHTO), hay của Hiệp hội Thí nghiệm và Vật liệu Hoa Kỳ (ASTM).

Mục tiêu trong nghiên cứu này là so sánh biến dạng co ngót giữa OPCC và GPC. Các thí nghiệm được thực hiện cho cả hai loại bê tông: đo biến dạng co ngót trên mẫu bê tông tiêu chuẩn (TCVN 3117:2022 [14], ASTM C157 [15]), đo biến dạng vành thép (ASTM C1581 [16]); đo cường độ chịu nén (TCVN 3118:2022 [17]) và đo mô đun đàn hồi (ASTM C469 [18]). Kết hợp kết quả thực nghiệm và mô hình lý thuyết, nhóm nghiên cứu đề xuất phương pháp phù hợp nhất để tính toán biến dạng co ngót của GPC và OPCC, đồng thời thí nghiệm cũng xác định được thời gian xuất hiện vết nứt của hai loại bê tông này.

## 2. Thí nghiệm đánh giá biến dạng co ngót của OPCC và GPC

### 2.1. Vật liệu và cấp phối bê tông thí nghiệm

Cấp phối của bê tông (hướng tới cấp độ bền B30) dùng trong thí nghiệm được trình bày trong Bảng 1 và Bảng 2. Cốt liệu nhỏ được lựa chọn sử dụng là cát vàng sông Lô, là loại cốt liệu phổ biến ở Việt Nam; cát được sàng loại bỏ các hạt có kích thước lớn hơn 5mm sau đó kiểm tra các tính chất cơ lý và cấp phối hạt. Cốt liệu lớn sử dụng là đá dăm có  $D_{\max} = 10$  mm; đá được sàng loại bỏ các hạt có kích thước lớn hơn 10 mm sau đó kiểm tra các tính chất cơ lý. Xi măng được sử dụng trong nghiên cứu này là PCB40 do công ty Vissai Ninh Bình sản xuất; có khối lượng riêng là  $3,1 \text{ g/cm}^3$ . Tro bay (FA) sử dụng trong nghiên cứu là tro bay loại F được lấy từ nhà máy nhiệt điện Phả Lại, Việt Nam sau đó được tuyển, sấy khô đóng gói. Xi lò cao (GBFS) từ nhà máy sản xuất thép Hòa Phát, Việt Nam. được nghiền mịn và sấy khô, đóng gói. Việc tính lượng dùng chất hoạt hóa (ACT) dạng lỏng được cho là khá phức tạp như cần xác định loại Sodium hydride với số mol khác nhau, lượng nước hiện có khác nhau... Tuy nhiên, khi sử dụng ACT một thành phần, tỷ lệ  $\text{Na}_2\text{O}/\text{SiO}_2$  thường được nhà cung cấp giữ cố định; đồng thời vì là dạng tinh thể nên không cần phải tính toán lại lượng nước trong dung dịch khi chế tạo với các cấp phối khác nhau. Do đó khi tính toán lượng dùng ACT dạng tinh thể cần lựa chọn lượng dùng  $\text{Na}_2\text{O}$  đủ để tạo môi trường kiềm để bẻ các liên kết  $\text{AlO}$  và  $\text{SiO}$  trong nguồn vật liệu đầu vào (tổng lượng dùng FA và GBFS). Trong nghiên cứu này, ACT được lựa chọn sử dụng chế tạo GPC là muối natri silicat ngâm 5 nước dạng tinh thể, khối lượng riêng là  $2,41 \text{ g/cm}^3$ , tỷ lệ thành

Bảng 1. Số liệu cấp phối OPCC

Tên CP	Xi măng (kg)	Cát (kg)	Đá (kg)	Nước (kg)
OPCC	405	640	1220	182,25

Bảng 2. Số liệu cấp phối GPC

Tên CP	FA (kg)	GBFS (kg)	Cát (kg)	Đá (kg)	ACT (kg)	Nước (kg)
GPC	100	300	640	1220	24	180

phân hóa học theo khối lượng các oxit ( $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ ) là 2,1; tỷ lệ giữa lượng dùng ACT và vật liệu nguồn (FA+GBFS) là 6%.

## 2.2. Quy cách, số lượng mẫu và thiết bị để thí nghiệm đo biến dạng của OPCC và GPC

Chi tiết các mẫu thí nghiệm được trình bày trong Bảng 3. Các thiết bị và dụng cụ sử dụng cho thí nghiệm được trình bày trong Bảng 4.

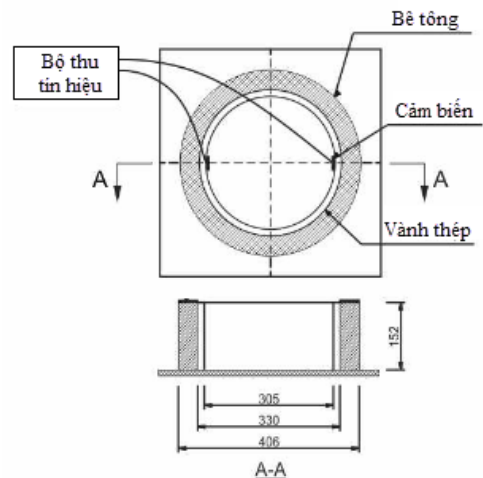
Bảng 3. Các mẫu thí nghiệm

STT	Loại thí nghiệm	Thiết bị thí nghiệm	Kích thước mẫu (mm)	Số mẫu /1 cấp phối	Tiêu chuẩn
1	Đo co ngót tổng (TS)	Comparator	100×100×400	03	TCVN 3117:2022 [14]
2	Đo co ngót tự sinh (AS)	Comparator	100×100×400	03	ASTM C157 [15]
3	Đo cường độ chịu nén	Máy nén thủy lực 200T	Trụ 150×300	03	TCVN 3118 [17]
4	Đo mô đun đàn hồi	Tem đo biến dạng và máy nén 50T	Trụ 150×300	03	ASTM C469 [18]
5	Ring test	Bộ thí nghiệm Ring Test	Chi tiết ghi tại cuối mục 2.2	02	ASTM C1581 [16]

Bảng 4. Một số thiết bị và dụng cụ sử dụng cho thí nghiệm

STT	Loại thiết bị / Dụng cụ	Vai trò
1	Tủ khí hậu	Khống chế nhiệt độ và độ ẩm
2	Thiết bị Comparator	Đo biến dạng co ngót của bê tông
3	Bộ thí nghiệm Ring Test	Chi tiết ghi tại cuối mục 2.2
4	Màng bọc thực phẩm	Bọc mẫu bê tông (co ngót tự sinh)

Thiết bị thực hiện thí nghiệm Ring test bao gồm các bộ phận: vòng tròn thép bên trong có chiều cao 152 mm, đường kính ngoài 330 mm, dày 12,5 mm, độ nhẵn mặt trong và mặt ngoài đạt 1,6 mm; vòng tròn ngoài có đường kính trong 406 mm, chiều dày 3 mm, vật liệu thép CT34; hai vòng tròn thép được đặt trên tấm đáy hình vuông ( $450 \times 450 \text{ mm}^2$ ) thép phẳng dày 3 mm phủ sơn epoxy nhờ các chốt định vị, vật liệu thép CT34; hai cảm biến (ký hiệu: CB1, CB2) loại SGT-2DD/350-SY11 OMEGA được dán vào mặt trong của vòng tròn thép trong ở vị trí giữa chiều cao cách đều nhau theo đường kính để ghi nhận biến dạng của vòng tròn thép bên trong (do co ngót của vòng bê tông xung quanh) bằng loại keo dán chuyên dùng



Hình 1. Sơ đồ bộ thí nghiệm Ring test

Extra 4000; thiết bị thu nhận dữ liệu NI9237 kết nối với máy tính thông qua cổng giao tiếp NI USB9162. Sơ đồ kết nối hệ thống thực hiện thí nghiệm Ring test theo tiêu chuẩn ASTM C1581 được thể hiện trên Hình 1.

### 2.3. Quy trình thí nghiệm và thu thập số liệu

#### a. Tiến hành chế tạo các mẫu bê tông cho thí nghiệm

Công tác chuẩn bị và chế tạo mẫu thử được tiến hành theo TCVN 3015:2022 [19]. Các khuôn mẫu được thể hiện trên Hình 2. Với tổ mẫu đo biến dạng co ngót, bê tông phải được đổ liên tục cho tới khi hoàn thành mẫu thí nghiệm. Sau khi tháo ván khuôn, các mẫu được dán ký hiệu và bảo quản trong tủ khí hậu.



Hình 2. Các khuôn mẫu

#### b. Thí nghiệm xác định cường độ chịu nén của các mẫu thử

Thí nghiệm xác định cường độ chịu nén được thực hiện theo TCVN 3118 [17]; kết quả được trình bày trong Bảng 5.

Bảng 5. Kết quả cường độ chịu nén của các mẫu thử

Tên cấp phối	ACT/CKD	Lượng dùng CKD (kg)	Kết quả thí nghiệm cường độ chịu nén trung bình (MPa)
GPC	0,06	400	31,5
OPCC	-	405	29,9

#### c. Thí nghiệm xác định mô đun đàn hồi của mẫu thử

Thí nghiệm xác định mô đun đàn hồi được thực hiện theo ASTM C469 [18]; kết quả được trình bày trong Bảng 6.

Các thí nghiệm đo cường độ chịu nén và mô đun đàn hồi của mẫu thử được tiến hành tại phòng thí nghiệm LASXD 125, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội.

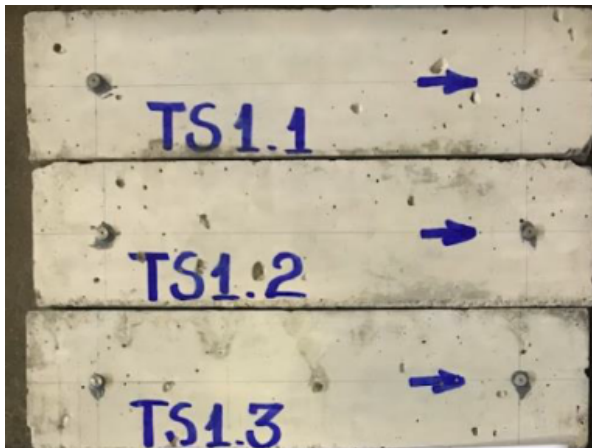


Bảng 6. Kết quả mô đun đàn hồi của các mẫu thử

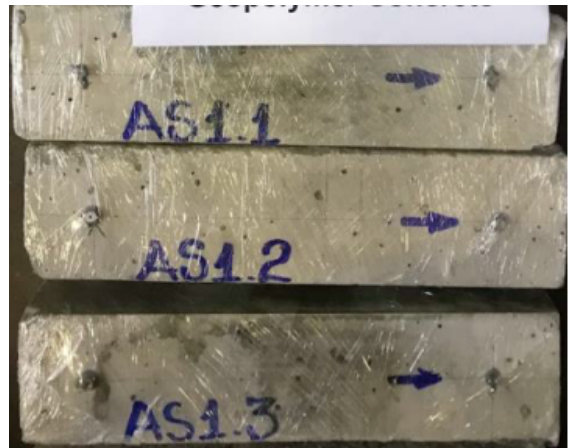
Tên cấp phối	ACT/CKD	Lượng dùng CKD (kg)	Kết quả thí nghiệm mô đun đàn hồi trung bình (GPa)
GPC	0,06	400	28,85
OPCC	-	405	27,1

d. Thí nghiệm đo biến dạng co ngót của OPCC và GPC bằng Comparator

Mẫu thí nghiệm đo co ngót là mẫu lăng trụ có kích thước  $100 \times 100 \times 400$  mm, sau khi tháo khuôn tiến hành đính các chốt inox trên 2 mặt đối xứng của mẫu bằng keo chuyên dụng. Các chốt inox có dạng hình côn, chiều dày vị trí nhỏ nhất tối thiểu là 2 mm để tránh bị gỉ ảnh hưởng đến quá trình đo. Khoảng cách thông thủy của chốt bằng khoảng cách của chuẩn đo là 300 mm. Mẫu bê tông GPC và OPC sau khi tháo khuôn và gắn chốt được đưa vào trong tủ khí hậu khống chế ở nhiệt độ  $27 \pm 2$  °C và độ ẩm  $80 \pm 5\%$ . Mẫu thí nghiệm đo co ngót tự sinh được bọc nilong để tránh mất nước ngay tại thời điểm tháo mẫu, việc này diễn ra trong suốt quá trình thí nghiệm. Các mẫu đo co ngót tổng (TS) và co ngót tự sinh (AS) được thể hiện trên Hình 3.



(a) Mẫu đo co ngót tổng (TS)



(b) Mẫu đo co ngót tự sinh (AS)

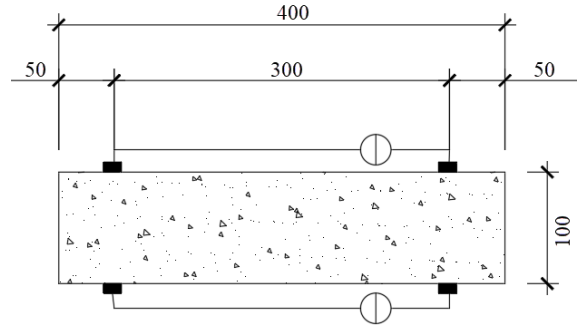
Hình 3. Các mẫu đo ngót



Hình 4. Thiết bị đo Comparator



Hình 5. Mẫu bê tông sau khi đúc với thí nghiệm đo bởi Comparator



Hình 6. Sơ đồ thí nghiệm đo co ngót

#### e. Thí nghiệm đo biến dạng vành thép bằng thí nghiệm Ring test

Quá trình đo biến dạng vành thép được thực hiện trong vòng 10 phút sau khi đổ mẫu, vòng tròn ngoài được tháo dỡ sau 24 giờ (Hình 7). Các cảm biến được kết nối với bộ thu dữ liệu và bắt đầu quá trình thí nghiệm (Hình 8). Tần suất lấy kết quả biến dạng là 30 phút và đo đến khi vòng bê tông bị nứt thể hiện trên bề mặt mẫu (đi cùng với sự giảm đột ngột giá trị biến dạng của vòng tròn thép mà cảm biến ghi nhận được).



Hình 7. Mẫu bê tông sau khi đúc với thí nghiệm Ring test



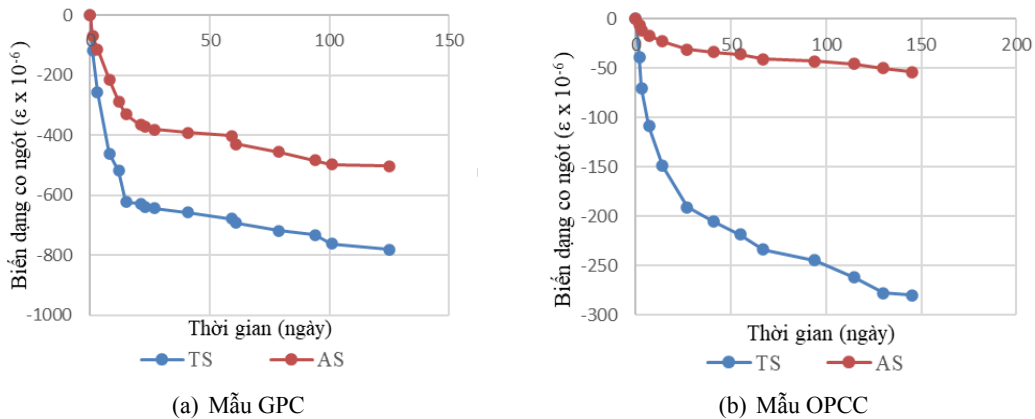
Hình 8. Lắp đặt thí nghiệm Ring Test

### 2.4. Xử lý số liệu và đánh giá

#### a. Kết quả đo co ngót bằng Comparator

Có thể quan sát thấy rằng với bê tông Geopolymer ở độ tuổi 0-125 ngày tuổi, biến dạng co ngót tổng (Total Shrinkage - TS) của tổ mẫu GPC phát triển nhanh ở giai đoạn 0-20 ngày tuổi, xu hướng này cũng xảy ra một cách tương tự đối với OPCC (Hình 9(a)). Tuy nhiên, biến dạng co ngót giữa hai loại bê tông này có sự khác biệt khá lớn. Trong 20 ngày đầu, biến dạng co ngót lớn nhất của GPC lớn hơn khoảng 3 lần so với OPCC (tương ứng  $-628.10^{-6}$  và  $-210.10^{-6}$ ). Lý do có thể là do lượng nước tự do trong hỗn hợp alkali aluminosilicate hydrates cao hơn so với OPCC, và ứng suất lỗ rỗng cao hơn trong cấu trúc của GPC. Ở các thời điểm sau đó, biến dạng co ngót của GPC tăng chậm lại và đạt đỉnh vào ngày tuổi 125 với giá trị  $-781.10^{-6}$ . Ở độ tuổi từ 20 đến 145 ngày, mức độ biến dạng co ngót tổng của OPCC có xu hướng tăng chậm và đạt giá trị lớn nhất vào khoảng  $-278.10^{-6}$ . Tốc độ co ngót khô phụ thuộc vào lượng nước bốc hơi từ bê tông. Khi lượng nước bốc hơi tăng lên, biến dạng co ngót khô cũng tăng lên vì xuất hiện nhiều lỗ rỗng hơn trong cấu trúc bê tông.

Đối với co ngót tự sinh (Autogenous Shrinkage – AS), co ngót của GPC phát triển rất nhanh trong 20 ngày đầu, đạt giá trị  $-365.10^{-6}$  (khoảng 80% so với tổng co ngót) (Hình 9(b)). Sau đó, biến dạng co ngót tự sinh của GPC có xu hướng tiếp tục tăng dần và đạt giá trị cực đại khoảng  $-500.10^{-6}$  ở 125 ngày tuổi. Tốc độ phát triển biến dạng co ngót của OPCC xảy ra nhanh nhất trong giai đoạn từ 0 đến 50 ngày đầu, giá trị cực đại khoảng  $-35.10^{-6}$  (nhỏ hơn khoảng gần 10,5 lần so với GPC). Ở giai đoạn sau đó, biến dạng này có xu hướng tăng chậm lại, đạt giá trị khoảng  $-54.10^{-6}$  ở 145 ngày tuổi (khoảng 77% trong giai đoạn 50 ngày đầu và 23% trong giai đoạn còn lại). Đối với OPCC, hiện tượng co ngót tự sinh phát triển chậm hơn rất nhiều so với GPC; lý do có thể là GPC có mức độ bão hòa cao hơn, một mật độ lỗ rỗng dày hơn và một giá trị co ngót hóa học lớn hơn OPCC.



Hình 9. Biểu đồ biến dạng co ngót của mẫu OPCC và GPC

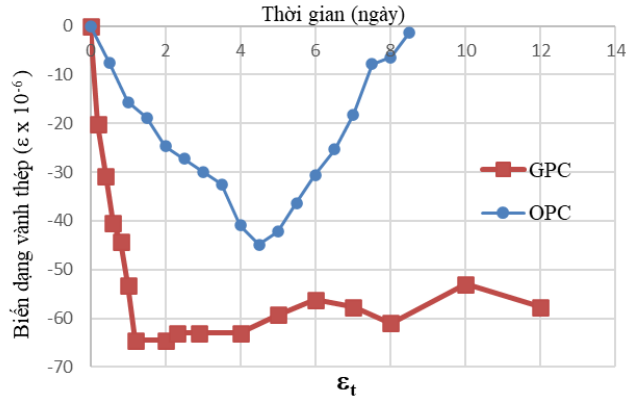
Thông qua biểu đồ biến dạng co ngót giữa GPC và OPCC, có thể thấy mức độ biến dạng do co ngót tổng lớn hơn rất nhiều so với co ngót tự sinh đối với cả hai loại bê tông. Tỷ lệ co ngót của mẫu AS trên mẫu TS của GPC lớn hơn nhiều so với của OPCC (0,5 so với 0,2), điều đó cho thấy GPC ít bị ảnh hưởng bởi môi trường hơn so với OPCC.

#### b. Kết quả đo biến dạng vành thép bằng thí nghiệm Ring test

Quá trình biến dạng trong vành thép phản ánh sự phát triển co ngót trong bê tông (Hình 10). Đối với GPC, tốc độ phát triển co ngót rất nhanh và đạt đỉnh sau 2 ngày. Nhưng do tác dụng của geopolymers nên GPC có khả năng chịu kéo lớn hơn và không bị phá hoại dưới tác dụng của ứng suất kéo gây ra bởi sự kiểm chế biến dạng của vành thép. Vì vậy vành thép và bê tông có xu hướng đạt đến một trạng thái cân bằng và hiện tượng co ngót dần đi vào trạng thái ổn định. Đối với OPCC, tốc độ phát triển co ngót cũng diễn ra nhanh nhưng chậm hơn so với GPC và đạt đỉnh sau 5 ngày. Sau đó, vành thép dần dần không biến dạng nữa và trở lại trạng thái ban đầu như khi chưa có lực tác dụng. Nguyên nhân là do OPCC gần như đã bị phá hoại hoàn toàn dưới tác dụng của ứng suất kéo. Nhìn vào giá trị lớn nhất của biến dạng vành thép có thể thấy OPCC có mức độ co ngót kém hơn so với GPC.

Có thể thấy rằng việc dùng thí nghiệm Ring test để đánh giá độ co ngót của bê tông cho kết quả định tính tương đối phù hợp với tính chất của các loại bê tông dùng trong thí nghiệm. Tuy nhiên, việc đánh giá thông qua số đo biến dạng của vành thép chưa cho phép đánh giá định lượng về co ngót trong bê tông. Để giải quyết vấn đề này, mô hình tính toán ứng suất, biến dạng trong vành thép và bê tông của thí nghiệm ring test được xây dựng trong mục 3.





Hình 10. Kết quả thí nghiệm Ring test của GPC và OPCC

### 3. Tính toán biến dạng co ngót của bê tông dựa trên biến dạng của vành thép bằng phương pháp giải tích

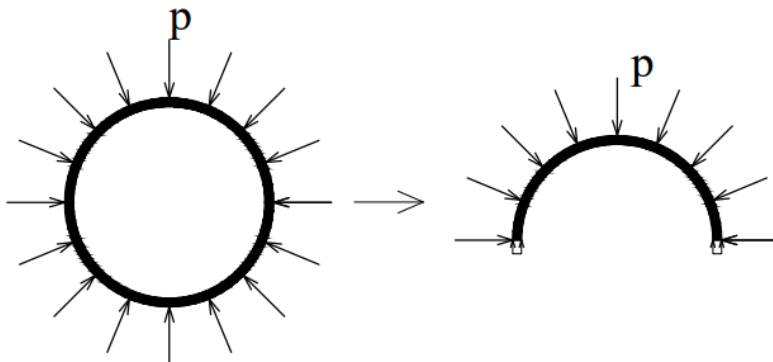
#### 3.1. Lý thuyết tính toán và mô hình

Bê tông co ngót tạo ra một áp lực nén đều lên vành thép và làm cho vành thép biến dạng, ngược lại vành thép cũng tạo ra phản lực tác dụng đều vào mặt trong của vành bê tông. Biến dạng của vành thép  $\varepsilon_t$  được đo từ thí nghiệm ring test, kết hợp với bài toán ống tròn chịu áp lực hướng tâm [20] để xác định biến dạng của vành bê tông  $\varepsilon_{\theta\theta}$  và kiểm chứng mức độ phù hợp với biến dạng cực hạn của bê tông. Mô hình tính được mô tả trên Hình 11.



Hình 11. Mô hình tính toán của thí nghiệm Ring test

Do vành thép có chiều dày ( $e$ ), chịu áp lực đều do co ngót của bê tông gây ra nên nhóm nghiên cứu giả thiết ứng suất phân bố đều theo chiều dày, dùng phương pháp mặt cắt để xét một nửa vành thép (Hình 12).



Hình 12. Ống tròn chịu áp lực  $p$  và biểu đồ ứng suất do lực  $p$  tác động

Chiều lên phương thẳng đứng ta có phương trình:

$$\sum y(F_i) = 2\sigma e - pD = 0 \quad (1)$$

Từ đó ta xác định được áp lực  $p$  theo ứng suất  $\sigma$ :

$$p = \frac{2\sigma e}{D} \quad (2)$$

Theo định luật Hooke:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (3)$$

Từ công thức (2)–(3) ta rút ra:

$$p = \frac{2E\varepsilon e}{D} \quad (4)$$

Mô hình lý thuyết (Hình 13) được áp dụng để tính ứng suất và biến dạng trong vòng bê tông, với áp lực  $p$  được tính theo công thức (4).

Ứng suất hướng kính ( $\sigma_{rr}$ ) và ứng suất vòng ( $\sigma_{\theta\theta}$ ) trong bê tông lần lượt được thể hiện ở công thức dưới đây:

$$\sigma_{rr} = \frac{pa^2}{b^2 - a^2} - \frac{p}{b^2 - a^2} \frac{a^2 b^2}{r^2} \quad (5)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{pa^2}{b^2 - a^2} + \frac{p}{b^2 - a^2} \frac{a^2 b^2}{r^2} \quad (6)$$

Từ định luật Hooke ta tính được biến dạng biến dạng vành bê tông theo ứng suất trong bê tông với công thức sau:

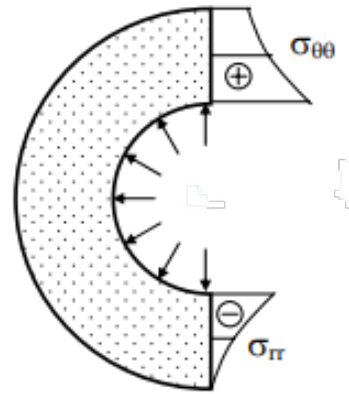
$$\begin{aligned} \varepsilon_{rr} &= \frac{1}{E} (\sigma_{rr} - \nu\sigma_{\theta\theta}) \\ \varepsilon_{\theta\theta} &= \frac{1}{E} (\sigma_{\theta\theta} - \nu\sigma_{rr}) \end{aligned} \quad (7)$$

### 3.2. Kết quả và nhận xét

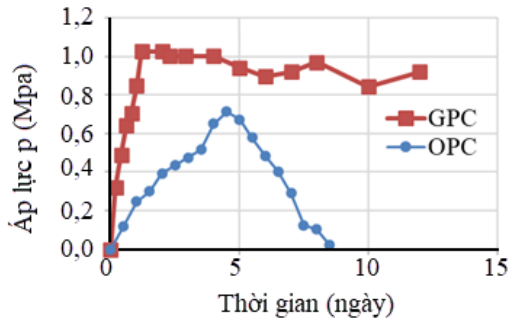
Kết quả tính toán áp lực  $p$  tương ứng trong thí nghiệm Ring test của hai loại OPCC và GPC được thể hiện dưới dạng đồ thị trên Hình 14. Có thể thấy, áp lực  $p$  của GPC đạt đến giá trị cực trị là 1026,136 kN/m<sup>2</sup> lớn hơn nhiều so với áp lực của OPCC khi đạt đến giá trị cực trị là 713,523 kN/m<sup>2</sup>. Những ngày sau đó áp lực của GPC có xu hướng duy trì ổn định. Trong khi đó, áp lực của OPCC sau khi đạt giá trị cực đại đã giảm mạnh và trở về 0. Kết quả này cho thấy mức độ co ngót của GPC lớn hơn so với OPCC và có khả năng chịu kéo tốt hơn. Hiện tượng quan sát được cũng phù hợp với kết quả thực nghiệm.

Từ kết quả tính toán áp lực  $p$ , các thành phần ứng suất trong bê tông được tính toán và thể hiện trong Hình 15, Hình 16. Thành phần ứng suất  $\sigma_{\theta\theta}$  sẽ gây ra nứt nếu có giá trị lớn hơn khả năng chịu kéo của bê tông. Quan sát biểu đồ ứng suất kéo ngang của 2 loại GPC và OPCC cho thấy ứng suất kéo đạt đến giá trị cực trị của GPC là 5021,640 kN/m<sup>2</sup> lớn hơn nhiều so với ứng suất kéo ngang của OPCC là 3491,792 kN/m<sup>2</sup>. Sau đó, GPC vẫn duy trì được ứng suất nhưng OPCC thì không. Hơn nữa, OPCC bị nứt và mất ứng suất dưới tác dụng của hiện tượng co ngót. Kết quả này thể hiện rằng GPC chịu kéo tốt hơn so với OPCC.

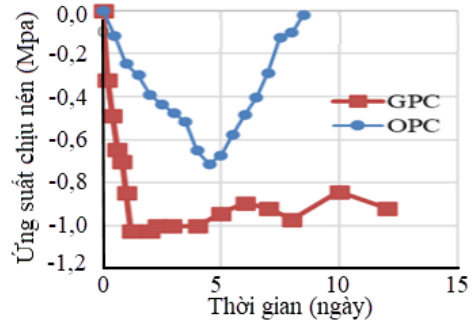
Từ kết quả tính toán ứng suất  $\sigma_{\theta\theta}$  trong bê tông ta tính toán được biến dạng của vành bê tông được biểu thị qua Hình 17.



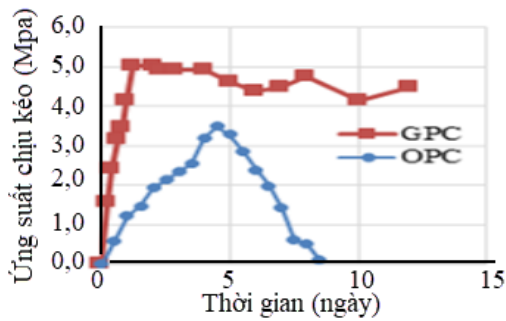
Hình 13. Biểu đồ ứng suất khi ống chịu áp lực trong  $p$



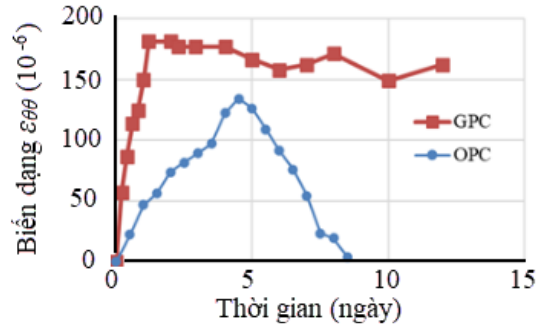
Hình 14. Biểu đồ tính toán áp lực  $p$  tác dụng vào vành thép



Hình 15. Biểu đồ tính toán ứng suất chịu nén  $\sigma_{rr}$  của OPCC và GPC



Hình 16. Biểu đồ tính toán ứng suất chịu kéo  $\sigma_{\theta\theta}$  của OPCC và GPC



Hình 17. Biểu đồ tính toán biến dạng vành bê tông  $\varepsilon_{\theta\theta}$  của OPCC và GPC

Khi biến dạng bê tông chịu kéo theo thực nghiệm vượt quá giá trị biến dạng cho phép thì bê tông sẽ xuất hiện hiện tượng nứt ( $[\varepsilon_{btu}] < \varepsilon_{tn}$ ). Biểu đồ tính toán biến dạng vành bê tông chịu kéo của GPC và OPCC thể hiện rõ hơn nhận định về hiện tượng nứt và mất ứng suất trong bê tông. Đối với OPCC, giá trị biến dạng  $\varepsilon_{\theta\theta}$  lớn nhất là  $1,35 \cdot 10^{-4}$ , sau đó bê tông có hiện tượng mất ứng suất. Hiện tượng quan sát thấy trong thực nghiệm cho thấy sau 5 ngày OPCC bắt đầu xuất hiện vết nứt; ở những ngày kế tiếp vết nứt phát triển lớn hơn và gần như vòng bê tông bị phá hoại hoàn toàn do ứng suất kéo từ vành thép tác dụng ngược lại lên vành bê tông. Còn với GPC, giá trị biến dạng  $\varepsilon_{\theta\theta}$  cực đại là khoảng  $1,8 \cdot 10^{-4}$ , tuy nhiên do GPC chịu kéo tốt hơn OPCC nên hiện tượng mất ứng suất gần như không xảy ra, điều đó đúng với quan sát trên thực tế khi vành bê tông mặc dù vẫn xuất hiện vết nứt sau 2 ngày nhưng vẫn không bị phá hoại hoàn toàn dưới tác dụng của ứng suất kéo.

### 3.3. Tính toán biến dạng kéo cực hạn của mẫu bê tông

Quan hệ giữa cường độ chịu kéo,  $R_t$ , và cường độ chịu nén,  $R_b$ , được mô tả theo các công thức thực nghiệm sau [21, 22]:

$$R_t = \alpha \sqrt{R_b} \quad (8)$$

$$R_t = 0,233 \sqrt[3]{R_b^2} \quad (9)$$

trong đó  $\alpha$  là hệ số quy đổi ( $\alpha = 0,28 \div 0,3$ ). Mô đun biến dạng khi kéo có giá trị là  $E_{bt} = \nu_t E_b$ , trong đó  $\nu_t$  là hệ số đàn hồi khi kéo;  $E_b$  là mô đun đàn hồi khi nén của bê tông. Thí nghiệm cho thấy khi ứng suất kéo của bê tông đạt đến cường độ chịu kéo  $R_t$  thì  $\nu_t$  có giá trị trung bình là 0,5 [21, 22]. Như

vậy, từ (8) và (9), biến dạng kéo cực hạn của bê tông có thể được tính theo các công thức sau:

$$\varepsilon_{btu} = \frac{\alpha \sqrt{R_b}}{0, R_t = 0,233 \sqrt[3]{R_b^2} 5 E_b} \quad (10)$$

$$\varepsilon_{btu} = \frac{0,233 \sqrt[3]{R_b^2}}{0, R_t = 0,233 \sqrt[3]{R_b^2} 5 E_b} \quad (11)$$

Kết quả tính toán biến dạng cực hạn  $\varepsilon_{btu}$  của bê tông được thể hiện trong Bảng 7.

Bảng 7. Kết quả tính toán biến dạng cực hạn của bê tông

	Bê tông thường (OPCC)	Bê tông Geopolymer (GPC)
Công thức (10)	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$
Công thức (11)	$1,63 \cdot 10^{-4}$	$1,62 \cdot 10^{-4}$
Kết quả tính toán theo phương pháp giải tích dựa trên số liệu thực nghiệm	$1,35 \cdot 10^{-4}$	$1,8 \cdot 10^{-4}$

Từ kết quả tính toán trên, sai số giữa kết quả tính toán thực nghiệm và lý thuyết là không quá lớn (khoảng 10-30%). Vì vậy, với OPCC, theo công thức (10) kết quả tính toán biến dạng chịu kéo là  $1,2 \cdot 10^{-4}$  nhỏ hơn giá trị tính toán trong thí nghiệm là  $1,35 \cdot 10^{-4}$ . Điều này khá hợp lý vì giá trị thực nghiệm lớn hơn giá trị lý thuyết cho thấy tính đúng đắn của mô hình tính. Tuy nhiên đối với GPC, việc sử dụng công thức (11) là khả thi hơn để tính toán và đánh giá biến dạng chịu kéo của loại bê tông này. Do giá trị tính toán biến dạng chịu kéo thực nghiệm là  $1,8 \cdot 10^{-4}$  lớn hơn giá trị tính toán theo công thức (11) là  $1,62 \cdot 10^{-4}$  (chênh lệch 10%), trong khi đó sự chênh lệch này đối với giá trị tính toán theo công thức (10) là 33%. Do vậy, để thiên về an toàn, công thức (10) được kiến nghị sử dụng để xác định biến dạng cực đại khi kéo của OPCC và công thức (11) để tính toán cho GPC.

#### 4. Kết luận

Kết quả nghiên cứu cho thấy biến dạng co ngót của bê tông geopolymer được gây ra bởi co ngót tổng và co ngót tự sinh là chủ yếu. Biến dạng co ngót lớn nhất của bê tông thường đạt khoảng 30% so với bê tông geopolymer có biến dạng co ngót lớn hơn nhiều so với bê tông thường. Bằng phương pháp thí nghiệm với vòng kiểm chế (ring test), nhóm nghiên cứu đã xác định được thời điểm xuất hiện vết nứt của bê tông thường và bê tông geopolymer; thời điểm xuất hiện vết nứt của bê tông geopolymer là sớm hơn so với bê tông thường khoảng 3 ngày. Trên cơ sở kết hợp các kết quả thực nghiệm và mô hình tính toán theo phương pháp giải tích, phương án tính toán phù hợp để xác định biến dạng cực đại khi kéo được đề xuất như sau: áp dụng công thức (10) cho bê tông thường; xem xét điều chỉnh công thức (11) để phù hợp với bê tông geopolymer thông qua hệ số thực nghiệm. Tuy nhiên, số lượng mẫu thực nghiệm còn tương đối hạn chế, do đó nghiên cứu này cần được mở rộng với số lượng mẫu lớn hơn để khẳng định tính chính xác của phương án tính toán được đề xuất.

#### Tài liệu tham khảo

- [1] Gartner, E. (2004). Industrially interesting approaches to “low-CO<sub>2</sub>” cements. *Cement and Concrete Research*, 34(9):1489–1498.
- [2] Kiên, T. T., Lanh, P. T., Thành, L. T. Bê tông Geopolymer-Những thành tựu, tính chất và khả năng ứng dụng ở Việt Nam. *Tạp chí Vật liệu xây dựng*, 3:62–66.

- [3] Hadigheh, S. A., Ke, F., Fatemi, H. (2022). [Durability design criteria for the hybrid carbon fibre reinforced polymer \(CFRP\)-reinforced geopolymer concrete bridges](#). *Structures*, 35:325–339.
- [4] Hasan, M. A., Sheehan, T., Ashour, A., Elkezza, O. (2023). [Flexural behaviour of geopolymer concrete T-Beams reinforced with GFRP bars](#). *Structures*, 49:345–364.
- [5] Wallah, S. E. (2010). [Creep Behaviour of Fly Ash-Based Geopolymer Concrete](#). *Civil Engineering Dimension*, 12(2).
- [6] Wallah, S. E., Rangan, B. V. (2006). *Low calcium fly ash based geopolymer concrete: long term properties*. Faculty of Engineering, Curtin University of Technology, Perth, Australia.
- [7] AS3600 (2009). *Concrete structures*. Standards-Australia.
- [8] Hung, T. V., Long, N. N. (2017). Nghiên cứu các tính chất cơ học của bê tông Geopolymer tro bay. *Giao thông vận tải*, 5.
- [9] Hung, T. V., Hữu, P. D., Long, N. N. (2017). Mô hình quan hệ ứng suất biến dạng khi nén của bê tông geopolymer tro bay. *Giao thông Vận tải*, 5.
- [10] Duy, T. N. (2016). *Nghiên cứu tính chất cơ lý của vữa Geopolymer để chế tạo gạch nhẹ*. Luận văn thạc sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Sư phạm Kỹ thuật Thành phố Hồ Chí Minh.
- [11] Đạo, P. Q., Tùng, P. T. (2020). [Nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm về mô men kháng nứt của dầm geopolymer cốt thép](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCN XD) - ĐHXD*, 14(2V):14–25.
- [12] Hà, N. B., Bảo, N. Q., Quang, V. T. (2023). [Nghiên cứu ứng dụng bê tông geopolymer cho cầu dầm liên tục bê tông cốt thép dự ứng lực](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCN XD) - ĐHXDHN*, 17(2V): 32–41.
- [13] Kiên, T., Phát, N., Hanh, P., Sáng, L. (2017). Nghiên cứu chế tạo gạch không nung và vữa từ phế thải công nghiệp phục vụ phát triển bền vững. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCN XD) - ĐHXDHN*, 1: 3–10.
- [14] TCVN 3117:2022. *Bê tông-Phương pháp xác định độ co*. Tiêu chuẩn Quốc gia Việt Nam.
- [15] ASTM C157 (2008). *Standard test method for length change of hardened hydraulic-cement mortar and concrete*. West Conshohocken, PA.
- [16] ASTM C1581 (2010). *Standard Test Method for Determining Age at Cracking and Induced Tensile Stress Characteristics of Mortar and Concrete under Restrained Shrinkage*. West Conshohocken, PA.
- [17] TCVN 3118:2022. *Bê tông - Phương pháp xác định cường độ chịu nén*. Tiêu chuẩn Quốc gia Việt Nam.
- [18] ASTM C469 (2010). *Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*. West Conshohocken, PA.
- [19] TCVN 3105:2022. *Hỗn hợp bê tông và Bê tông - Lấy mẫu, chế tạo và bảo dưỡng mẫu thử*. Tiêu chuẩn Quốc gia Việt Nam.
- [20] Liên, T. V. (2011). *Cơ học môi trường liên tục*. Nhà xuất bản Xây dựng.
- [21] Minh, P. Q., Phong, N. T., Công, N. Đ. (2006). *Kết cấu bê tông cốt thép phần cấu kiện cơ bản*. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật.
- [22] Minh, P. Q., Phong, N. T., Thắng, N. T., Tùng, V. M. (2021). *Kết cấu bê tông cốt thép phần cấu kiện cơ bản*. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật.