VẬT LIỆU & XÂY DỰNG
Tạp chí Vật liệu và Xây dựng
ISSN 1859 - 381X
Website: www. jomc.vn

Phương pháp thiết kế cải tiến cho kết cấu móng đường sắt sử dụng đá balast

Nguyễn Phương Nhung[1*], Nguyễn Quốc Tới[1]

[1]Khoa Công trình, Trường Đại học Công nghệ Giao thông vận tải

TỪ KHOÁ

Móng đường sắt có đá ba lát
Đường sắt hiện đại
Tải trọng lặp
Biến dạng dẻo tích lũy
Ứng suất lệch
Phần tử hữu hạn 3D
Nền đất yếu

TÓM TẮT

Nghiên cứu trình bày cách tiếp cận thiết kế kết cấu móng đường sắt có đá ba lát, hướng đến áp dụng cho các dự án đường sắt hiện đại tại Việt Nam dưới tác dụng của tải trọng lặp lớn, tốc độ khai thác cao và điều kiện nền đất yếu không đồng nhất. Phương pháp kết hợp các quan hệ thực nghiệm về biến dạng dẻo tích lũy của đá ba lát và đất nền với mô hình phần tử hữu hạn 3D (3D FE) để đánh giá ứng xử hệ thống ray – tà vẹt – đá ba lát – nền đường. Hai tiêu chí thiết kế được xem xét gồm phá hoại cắt tiến triển bề mặt nền và biến dạng dẻo tích lũy. Phân bố ứng suất lệch từ mô hình số là cơ sở đánh giá ảnh hưởng của chiều dày, độ cứng và đặc trưng vật liệu, phục vụ xây dựng biểu đồ thiết kế và định hướng hiệu chỉnh phù hợp điều kiện thực tế tại Việt Nam.

KEYWORDS

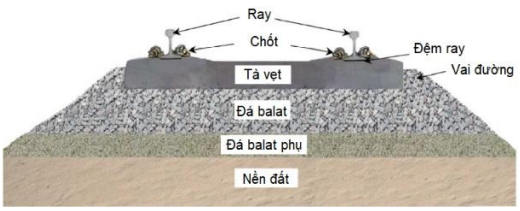
Ballasted railway track foundation
Modern railway
Repeated loading
Accumulated plastic deformation
Deviatoric stress
Three-dimensional finite element method
Soft subgrade

ABSTRACT

This study presents a design approach for ballasted railway track foundations, with a view to application in modern railway projects in Vietnam, where track structures are subjected to repeated heavy axle loads and high operating speeds and may encounter soft and heterogeneous subgrade conditions. The approach combines empirical relationships for accumulated plastic deformation of ballast and subgrade materials with a three-dimensional finite element (3D FE) model to evaluate the response of the rail–sleeper–ballast–subgrade system. Two design criteria are considered: progressive shear failure at the subgrade surface and accumulated plastic deformation under repeated loading. The deviatoric stress distribution obtained from the numerical analysis is used to evaluate the effects of layer thickness, stiffness, and material properties on the required ballast thickness. The results provide a basis for developing design criteria and charts and for subsequent calibration to the material, ground, and operational conditions of modern railway projects in Vietnam.

1. Giới thiệu

Sự gia tăng nhu cầu vận tải thúc đẩy phát triển mạnh mẽ đường sắt tốc độ cao và đoàn tàu tải trọng trục lớn. Tốc độ và tải trọng tăng làm thay đổi trạng thái chịu lực của hệ thống đường ray, làm gia tăng dao động, ứng suất động và nguy cơ suy giảm chất lượng hình học tuyến, hư hỏng mỏi cũng như chi phí bảo trì nền đường [1]. Đối với kết cấu móng đá ba lát, lớp vật liệu hạt (gồm đá ba lát và đá ba lát phụ) đóng vai trò quyết định trong việc phân tán tải trọng và hạn chế biến dạng dẻo tích lũy dưới tác dụng lặp của đoàn tàu (Hình 1).



Hình 1. Mặt cắt ngang điển hình của đường ray tàu hỏa có đá dăm.

Các phương pháp thiết kế truyền thống (AREA, Raymond, Okabe, Heath, UIC 719 R) [2–6] chủ yếu dựa trên quan hệ kinh nghiệm đơn giản, coi nền đất là môi trường bán không gian đồng nhất nên chưa phản ánh đúng sự khác biệt độ cứng giữa các lớp và ảnh hưởng của sự tích lũy biến dạng theo số chu kỳ tải. Phương pháp cải tiến của Li & Selig (1998a, b) đã kết hợp mô hình GEOTRACK với thí nghiệm nén tuần hoàn để xét đến hai cơ chế: phá hoại cắt tiến triển và biến dạng dẻo quá mức. Tuy nhiên, đánh giá của Burrow và cộng sự (2007) cho thấy các phương pháp hiện hành vẫn chưa kiểm soát triệt để độ lún, dẫn đến khối lượng duy tu bảo dưỡng lớn [7].

Để giải quyết vấn đề này, nghiên cứu vận dụng các quan hệ thực nghiệm về biến dạng dẻo tích lũy của đá ba lát và đất nền, kết hợp với mô hình phần tử hữu hạn ba chiều (3D FE) để phân tích chi tiết trường ứng suất lệch dưới tác dụng của tải trọng di động. Cách tiếp cận này tạo cơ sở cơ học chặt chẽ để lập các biểu đồ thiết kế tối ưu chiều dày lớp đá ba lát, hướng tới ứng dụng hiệu quả cho các dự án đường sắt hiện đại tại Việt Nam (bao gồm Đường sắt tốc độ cao Bắc - Nam và các tuyến đường sắt đô thị/metro), đặc biệt là trong điều kiện địa chất nền đất yếu phức tạp.

2. Phương pháp thiết kế cải tiến

Các phương pháp thực nghiệm và bán thực nghiệm truyền thống gặp hạn chế khi cần phân tích đồng thời sự tương tác phức tạp giữa

*Liên hệ tác giả: nhungnp@utt.edu.vn
Nhận ngày 19/09/2026, sửa xong ngày 22/10/2026, chấp nhận đăng ngày 23/10/2026
Link DOI: https://doi.org/10.54772/jomc.05.2026.1538

đoàn tàu – kết cấu đường ray – nền đất, đặc biệt dưới tác dụng của tải trọng lớn, tốc độ cao hoặc trên nền đất yếu không đồng nhất. Mặc dù các phương pháp số như Phần tử biên (BEM) hay kết hợp FE–BE đã được áp dụng để nghiên cứu bài toán truyền sóng và tương tác động [1, 6–8], phương pháp Phần tử hữu hạn (FEM) vẫn thể hiện ưu thế vượt trội nhờ khả năng mô phỏng hình học phức tạp, điều kiện biên đa dạng và đặc tính phi tuyến của vật liệu [2–5].

Mô hình FEM cho phép xem xét đồng thời các thành phần kết cấu (tầng trên, đá ba lát, nền đường, đất nền) và phản ánh chính xác đặc trưng cơ học phụ thuộc vào trạng thái ứng suất dưới tải trọng động. Do đó, nghiên cứu này chọn phương pháp FEM làm công cụ phân tích số chủ đạo nhằm xác định trường ứng suất và biến dạng trong kết cấu. Kết quả phân tích bổ sung cơ sở khoa học chặt chẽ cho các công thức kinh nghiệm, làm cơ sở đối chiếu và đánh giá mức độ phù hợp khi áp dụng vào điều kiện địa chất và tải trọng của các dự án đường sắt hiện đại tại Việt Nam.

2.1. Tiêu chí thiết kế

Quá trình khai thác đường sắt đối mặt với hai cơ chế hư hỏng chính do tải trọng lặp: (1) Phá hoại cắt tiến triển tại bề mặt nền đường do ứng suất tập trung; và (2) Biến dạng dẻo tích lũy quá mức của toàn bộ kết cấu móng làm suy giảm chất lượng hình học tuyến. Nguyên tắc thiết kế là gia tăng chiều dày lớp vật liệu hạt (đá ba lát và đá ba lát phụ) để giảm ứng suất lệch truyền xuống nền đất, kiểm soát đồng thời hai cơ chế trên.

Nghiên cứu thiết lập hai tiêu chí kiểm toán đồng thời:

• Khống chế phá hoại cắt tiến triển: Giới hạn biến dạng dẻo tích lũy tại bề mặt nền đường (ε_{p_s}) không vượt quá giá trị cho phép ($\varepsilon_{(p_s)a}$) để tránh nguy cơ trồi/nhô nền:

$$\varepsilon_{p_s} \le \varepsilon_{(p_s)a} \quad (1)$$

• Khống chế tổng độ lún dẻo tích lũy của đường ray (ρ_t): Kiểm soát tổng biến dạng dẻo của lớp đá ba lát (ρ_b) và lớp đất nền (ρ_s) để duy trì độ bằng phẳng của tuyến:

$$\rho_t = \rho_b + \rho_s \le \rho_{ta} \quad (2)$$

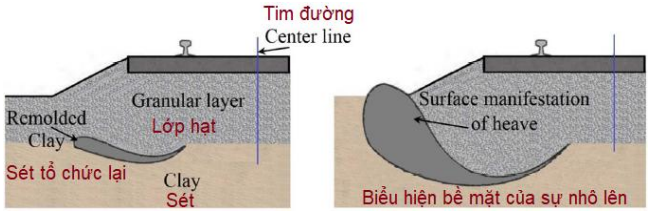
trong đó, ε_{p_s} là biến dạng dẻo tích lũy tại bề mặt nền đường dưới tác dụng tải trọng lặp lại; $\varepsilon_{(p_s)a}$ là biến dạng dẻo cho phép tại bề mặt nền đường; ρ_t là tổng biến dạng dẻo của đường ray dưới tác dụng tải trọng tàu hỏa lặp lại; ρ_b và ρ_s lần lượt là phần đóng góp vào biến dạng đường ray do lớp đá dăm và lớp nền đường gây ra; ρ_{ta} là biến dạng dẻo cho phép của đường ray đối với tải trọng thiết kế.

Việc phân tích trạng thái ứng suất – biến dạng của hệ thống bằng mô hình số là cơ sở để xác định phân bố ứng suất lệch theo chiều sâu, từ đó chọn chiều dày kết cấu tối ưu thỏa mãn đồng thời Phương trình (1) và (2) cho điều kiện thực tế tại Việt Nam.

2.2. Đặc điểm biến dạng của kết cấu đường ray

Dưới tác dụng của tải trọng đoàn tàu lặp lại, sự suy giảm chất lượng móng đường sắt tập trung vào hai cơ chế cốt lõi [1, 2]:

• Phá hoại cắt tiến triển (Hiện tượng trồi/nhô nền): Xảy ra tại vùng tiếp giáp giữa lớp đá ba lát và nền đường khi chiều dày lớp hạt không đủ phân tán tải trọng. Ứng suất lệch động tập trung lớn khiến các phần tử đất nền biến dạng dẻo, dịch chuyển ngang và đứng, bị đẩy trồi lên hai bên khu vực chịu tải (Hình 2).



Hình 2. Phá hoại cắt tiến triển và hiện tượng nhô lên tại bề mặt nền đường.

• Biến dạng dẻo tích lũy (Độ lún tích lũy): Mỗi chu kỳ tải tạo ra một lượng biến dạng dẻo nhỏ trong lớp đá ba lát và đất nền. Tích lũy qua hàng triệu chu kỳ tải sẽ gây lún tổng thể và lún không đồng đều theo chiều dọc/ngang tuyến, làm suy giảm chất lượng hình học đường ray và tăng chi phí bảo trì.

Về mặt cơ học, phá hoại cắt tiến triển tập trung cục bộ tại bề mặt tiếp giáp nền đường, trong khi độ lún tổng thể do biến dạng tích lũy của toàn bộ các lớp cấu tạo gây ra. Việc gia tăng chiều dày lớp vật liệu hạt giúp mở rộng phạm vi phân tán tải trọng, giảm ứng suất lệch đỉnh truyền xuống nền, từ đó kiểm soát đồng thời cả hai nguy cơ trên.

2.2.1. Biến dạng của đá ba lát

Để mô tả sự phát triển biến dạng dẻo tích lũy trong lớp đá ba lát (ε_{p_b}) dưới tác dụng của tải trọng lặp, nghiên cứu này kế thừa mô hình kinh nghiệm do Shahin (2009) [9] đề xuất, được hiệu chỉnh dựa trên dữ liệu thí nghiệm nén ba trục tuần hoàn cố kết đẳng hướng có thoát nước từ Alva-Hurtado [3], Raymond & Williams [4], và Lackenby cùng cộng sự [5].

Quan hệ giữa biến dạng dẻo tích lũy của lớp đá ba lát với số chu kỳ tải trọng và trạng thái ứng suất được thể hiện qua Phương trình (3):

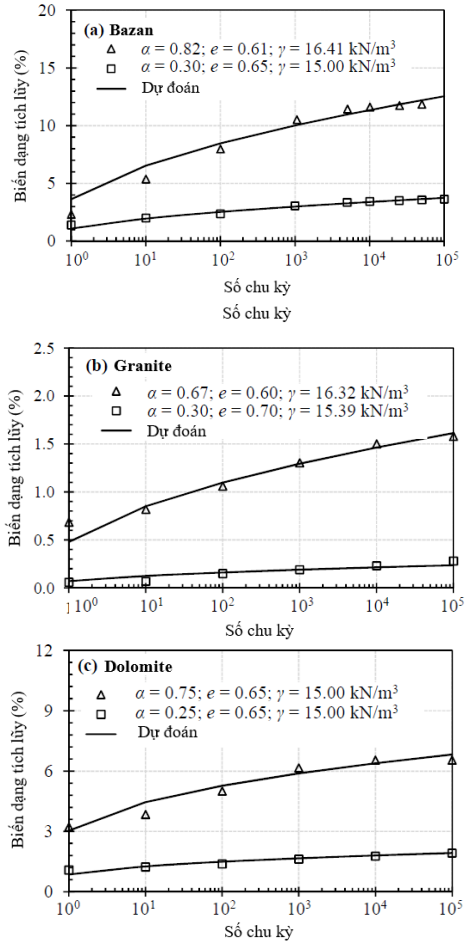
$$\varepsilon_{p_b} = \frac{x(\alpha)^y[1+\ln(N_b)]^z}{100} \quad (3)$$

trong đó, ε_{p_b} là biến dạng dẻo tích lũy của đá balat; $\alpha = \sigma_{d_b} / \sigma_{s_b}$ (với σ_{d_b} là ứng suất lệch chu kỳ được áp dụng và σ_{s_b} là cường độ nén của đá balat dưới áp lực giới hạn 50 kPa, có thể thu được từ thí nghiệm ba trục đơn điệu); N_b là số lần tải trọng tác dụng lên đá balat; x, y và z là các thông số vật liệu phụ thuộc vào loại đá balat và được đưa ra trong Bảng 1. Các thông số này được xác định từ phân tích hồi quy được thực hiện trên dữ liệu thu được từ các thí nghiệm tải ba trục chu kỳ được tiến hành trên đá balat. Hình 3 cho thấy hiệu chuẩn mô hình và dự đoán cho các loại đá balat khác nhau, bao gồm bazan [Hình 3(a)], granit [Hình 3(b)] và dolomit [Hình 3(c)]. Có thể thấy rằng ảnh hưởng của trạng thái ứng suất, trạng thái vật lý và loại đá balat đến biến dạng dẻo tích lũy được phản ánh rõ trong các dự đoán của mô hình.

Trong đó, các biến và tham số trong Phương trình (3) được xác định theo các điều kiện thí nghiệm và đặc trưng của loại đá ba lát được xét. Việc sử dụng mô hình này trong nghiên cứu hiện tại nhằm ước tính thành phần biến dạng dẻo phát sinh trong lớp đá ba lát, từ đó kết hợp với biến dạng của nền đường để đánh giá tổng biến dạng tích lũy của kết cấu.

Bảng 1. Các thông số vật liệu cho các loại đá balat khác nhau.

Loại đá balat	x	y	z
bazan	4,82	1,42	0,49
granit	1,27	2,41	0,48
dolomit	4,23	1,15	0,32



Hình 3. Hiệu chuẩn mô hình thực nghiệm phát triển cho biến dạng dẻo của đá balat với kết quả thực nghiệm.

2.2.2. Biến dạng của nền đất

Để dự báo sự phát triển biến dạng dẻo tích lũy trong nền đất dưới tác dụng của tải trọng lặp, nghiên cứu kế thừa mô hình kinh nghiệm do Li (1994) và Li & Selig (1996) đề xuất [6, 7]. Mô hình phản ánh đồng thời ảnh hưởng của số chu kỳ tải (N_s), trạng thái ứng suất tác dụng và đặc tính cơ lý của đất nền.

Biến dạng dẻo tích lũy của phần tử đất nền tại độ sâu xét ($\varepsilon_{(p_s)}$) và tổng độ lún dẻo của lớp nền đất (ρ_s) được tính toán theo Phương trình (4) và (5):

$$\varepsilon_{p_b} = \frac{a}{100}\left(\frac{\sigma_{d_s}}{\sigma_{s_s}}\right)^m N_s^b \quad (4)$$

$$\rho_s = \sum \varepsilon_{(p_s)i} H_{si} \quad (5)$$

trong đó, ε_{p_s} là biến dạng dẻo tích lũy của đất nền đường ray; σ_{d_s} là ứng suất lệch tác dụng lên nền đường; σ_{s_s} là cường độ nén không giới hạn của đất nền; N_s là số lần lặp lại tải tác dụng lên lớp nền đường; a, b và m là các thông số vật liệu được đưa ra trong Bảng 2; ρ_s là biến dạng dẻo tích lũy của nền đường ray; $\varepsilon_{(p_s)i}$ là biến dạng dẻo tại tâm của mỗi lớp nền đường được chia nhỏ được tính toán bằng Phương trình (5); H_{si} là độ dày của mỗi lớp nền.

Bộ tham số thực nghiệm cho các nhóm đất nền điển hình theo Li & Selig (1996) [7] được tổng hợp trong Bảng 2.

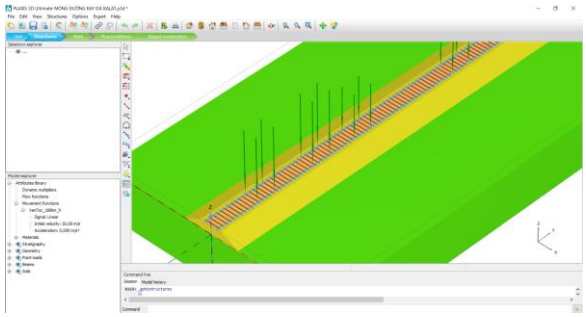
Bảng 2. Các tham số vật liệu của một số loại đất nền khác nhau, hiệu chỉnh theo Li và Selig [7].

Các thông số vật liệu	Loại đất nền			
	Đất sét có độ dẻo cao (CH)	Đất sét có độ dẻo thấp (CL)	Bùn có độ dẻo cao (MH)	Bùn có độ dẻo thấp (ML)
a	1,20	1,10	0,84	0,64
b	0,18	0,16	0,13	0,10
m	2,40	2,00	2,00	1,70

2.3. Đặc điểm ứng suất lệch của kết cấu đường ray

Ứng suất lệch truyền xuống nền đường là đại lượng quyết định đến biến dạng dẻo tích lũy của toàn bộ kết cấu móng đường sắt. Để đánh giá chính xác trường ứng suất lệch dưới tác dụng của tải trọng di động, nghiên cứu sử dụng mô hình Phần tử hữu hạn 3D (PLAXIS 3D) kế thừa từ Sayeed & Shahin [8, 9] (đã được kiểm chứng độ tin cậy qua số liệu thực nghiệm của Cunha & Correia [10] và Kaynia cùng cộng sự [11]).

Mô hình 3D FE có kích thước 80 m × 36 m × 7,5 m (Hình 4):



Hình 4. Mô hình số FE 3D (Plaxis 3D) được phát triển của đường ray tàu hỏa đá balat.

• Tầng trên & Tà vẹt: Ray UIC 60 mô phỏng bằng phần tử dầm 1D liên tục, liên kết đệm đàn hồi với tà vẹt (K_{pad} = 100 MN/m). Tổng

cộng 133 tà vẹt bê tông (khoảng cách 0,60 m) mô phỏng bằng phần tử khối 3D.

• Vật liệu: Lớp đá ba lát mô phỏng theo mô hình đàn - dẻo Mohr–Coulomb (MC); các bộ phận còn lại (ray, tà vẹt, nền đường) mô phỏng đàn hồi tuyến tính (LE). Thông số vật liệu và phạm vi khảo sát được tổng hợp trong Bảng 3 và Bảng 4.

• Tải trọng di động: Sử dụng đoàn tàu cao tốc X-2000 di chuyển dọc tuyến làm trường hợp tham chiếu (Sơ đồ Bảng 5 & Hình 5) [12–14].

Bảng 3. Các thông số vật liệu sử dụng trong mô hình phần tử hữu hạn.

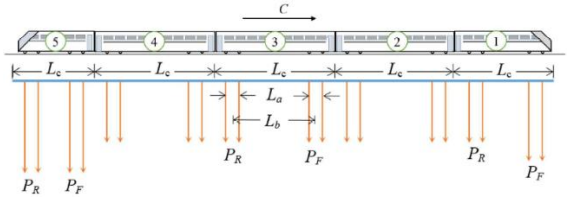
Thành phần đường ray	Tính chất vật liệu	Giá trị
Thanh ray	Mô đun đàn hồi động, E (MPa)	210.000
	Hệ số Poisson, ν	0,30
	Mômen quán tính, I (m^4)	$3{,}04\times10^{-5}$
Tà vẹt	Mô đun đàn hồi động, E (MPa)	30.000
	Hệ số Poisson, ν	0,20
	Trọng lượng đơn vị, γ (kN/m^3)	20,2
	Chiều dài, l (m)	2,50
	Chiều rộng, w (m)	0,27
	Độ dày (m)	0,20
Đá balat	Mô đun đàn hồi động, E (MPa)	270
	Hệ số Poisson, ν	0,30
	Trọng lượng đơn vị, γ (kN/m^3)	17,3
	Lực dính, c (kPa)	0,00
	Góc ma sát, ϕ°	50,0
	Độ dày, H (m)	0,45
	Vận tốc sóng cắt, C_s (m/s)	243
	Hệ số giảm chấn, ξ	0,03
Đất nền	Mô đun đàn hồi động, E (MPa)	60,0
	Hệ số Poisson, ν	0,35
	Trọng lượng đơn vị, γ (kN/m^3)	18,8
	Độ dày, H (m)	7,50
	Vận tốc sóng cắt, C_s (m/s)	108
	Vận tốc sóng Raleigh, C_R (m/s)	101
	Hệ số giảm chấn, ξ	0,03

Bảng 4. Phạm vi biến thiên của các tham số kết cấu được sử dụng trong phân tích ứng suất lệch.

Tham số	Giới hạn dưới	Danh nghĩa	Giới hạn trên
Mô đun đá balat, E_b (MPa)	135	270	540
Mô đun nền đất, E_s (MPa)	15	60	120
Độ dày đá balat, H_b (m)	0,15	0,45	1,35
Độ dày nền đất, H_s (m)	3,75	7,50	10,00

Bảng 5. Các thông số hình học và tải trọng trục của đoàn tàu X-2000, tổng hợp từ [14].

Số toa, n	Khoảng cách			Tải trọng bánh xe tiêu chuẩn	
	L_a (m)	L_b (m)	L_c (m)	P_F (kN)	P_R (kN)
1	2,9	14,5	22,2	81,0	61,3
2	2,9	17,7	24,4	61,3	61,3
3	2,9	17,7	24,4	61,3	61,3
4	2,9	17,7	24,4	61,3	61,3
5	2,9	9,5	17,2	90,0	90,0

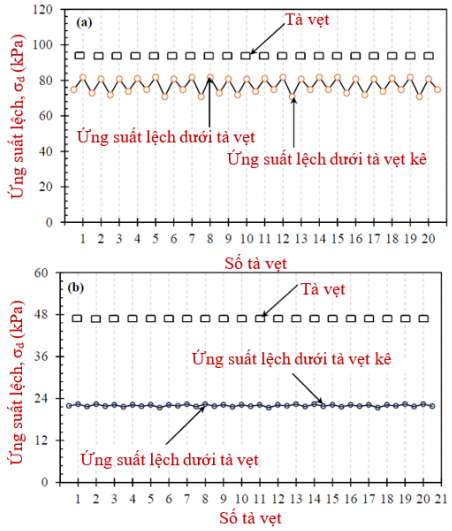


Hình 5. Sơ đồ hình học đoàn tàu X-2000 được sử dụng trong mô hình phần tử hữu hạn.

Trường ứng suất lệch thu được từ phân tích số 3D FE đóng vai trò "cầu nối" đầu vào cho các mô hình kinh nghiệm (3), (4) để dự báo chính xác độ lún tích lũy và kiểm toán phá hoại cắt, phục vụ trực tiếp việc lập biểu đồ tối ưu chiều dày lớp hạt cho các dự án đường sắt tại Việt Nam.

2.3.1. Phân bố ứng suất lệch dọc theo đường ray

Kết quả phân tích từ mô hình 3D FE thể hiện sự biến thiên ứng suất lệch dọc theo chiều dài đường ray tại hai cao độ kiểm tra chính: bề mặt lớp đá ba lát (mặt dưới tà vẹt) và bề mặt nền đường (Hình 6).



Hình 6. Phân bố ứng suất lệch dọc theo đường ray tại: (a) bề mặt lớp đá ba lát; và (b) bề mặt nền đường.

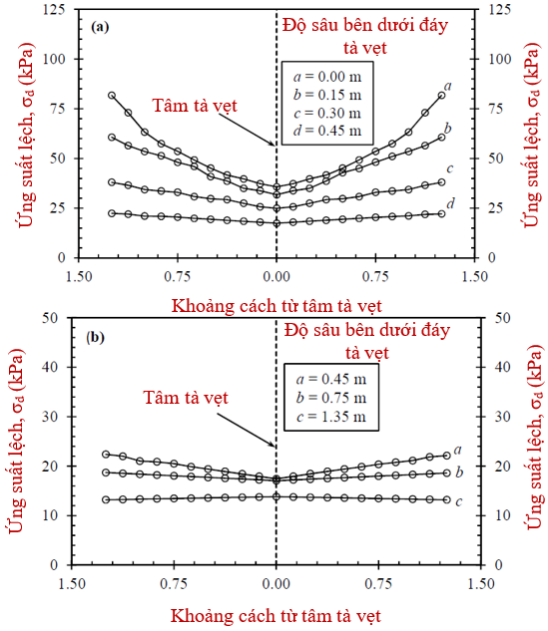
- Tại bề mặt lớp đá ba lát (Hình 6a): Ứng suất lệch đạt giá trị cực đại ngay trực tiếp phía dưới các tà vẹt và có tính lặp lại chu kỳ theo khoảng cách bố trí tà vẹt (0,60 m). Tại các vị trí nằm giữa hai tà vẹt, giá trị ứng suất lệch giảm rõ rệt. Điều này thể hiện vai trò truyền và phân bố tải trọng tập trung từ ray qua hệ thống tà vẹt xuống lớp đá ba lát.

- Tại bề mặt nền đường (Hình 6b): Mặc dù vẫn duy trì sự biến thiên dọc tuyến, sự chênh lệch ứng suất giữa vị trí dưới tà vẹt và giữa hai tà vẹt giảm đi đáng kể. Hiện tượng này khẳng định vai trò của lớp đá ba lát trong việc phân tán tải trọng không gian, làm giảm mức độ tập trung ứng suất trước khi truyền xuống nền đất.

Ý nghĩa thiết kế: Do ứng suất lệch cực đại luôn tập trung tại khu vực ngay bên dưới tà vẹt, vị trí này được lựa chọn làm điểm kiểm toán thiên về an toàn (thận trọng) để tính toán biến dạng dẻo tích lũy và xác định chiều dày tối ưu của lớp vật liệu hạt cho kết cấu đường sắt.

2.3.2. Phân bố ứng suất lệch theo phương ngang của tà vẹt

Trường ứng suất lệch theo phương ngang tà vẹt được khảo sát ở các cao độ khác nhau trong lớp đá ba lát và đất nền, kết quả thể hiện trên Hình 7(a) và Hình 7(b).



Hình 7. Phân bố ứng suất lệch theo phương ngang tại các cao độ khác nhau trong: (a) lớp đá ba lát; và (b) nền đường.

- Trong lớp đá ba lát (Hình 7a): Ứng suất lệch phân bố không đồng đều theo chiều ngang tà vẹt. Tại vùng gần tim đường ray, giá trị ứng suất lệch nhỏ hơn và tăng dần về phía hai đầu tà vẹt. Do đó, khu vực đầu tà vẹt chịu trạng thái ứng suất bất lợi nhất. Sự chênh lệch ứng suất ngang này giảm dần theo chiều sâu do hiệu ứng phân tán tải trọng của vật liệu hạt.

- Trong nền đường (Hình 7b): Tại bề mặt nền đường (độ sâu khoảng 0,45 m dưới đáy tà vẹt), ứng suất lệch vẫn duy trì giá trị đỉnh tại vùng đầu tà vẹt. Khi xuống các độ sâu lớn hơn trong lòng đất nền, sự tập trung ứng suất ngang giảm dần và chuyển sang trạng thái phân bố đồng đều.

Kết luận thiết kế: Ứng suất lệch cực đại tại vùng đầu tà vẹt được chọn làm thông số ứng suất đại diện cho toàn hệ thống. Việc sử dụng giá trị bất lợi nhất này làm thông số đầu vào cho các mô hình (3) và (4) giúp đảm bảo tính an toàn và tin cậy khi dự báo biến dạng dẻo tích lũy cũng như tính toán chiều dày móng đường sắt.

3. Kết luận và hướng nghiên cứu tiếp theo

3.1. Kết luận

(1) Nghiên cứu đã xây dựng thành công phương pháp thiết kế cải tiến cho kết cấu móng đường sắt đá ba lát bằng cách kết hợp mô hình phần tử hữu hạn 3D (PLAXIS 3D) với các mô hình kinh nghiệm dự báo biến dạng dẻo tích lũy của đá ba lát và đất nền.

(2) Phương pháp cho phép kiểm soát đồng thời hai cơ chế hư hỏng cốt lõi: phá hoại cắt tiến triển tại bề mặt nền đất và biến dạng dẻo tích lũy quá mức của toàn hệ thống. Chiều dày lớp vật liệu hạt đóng vai trò quyết định trong việc phân tán và giảm ứng suất lệch truyền xuống nền đường.

(3) Kết quả mô phỏng 3D FE khẳng định vị trí kiểm toán ứng suất lệch bất lợi nhất nằm ngay trực tiếp dưới tà vẹt và tập trung tại vùng đầu tà vẹt. Việc lựa chọn trường ứng suất đỉnh tại vị trí này làm đầu vào cho các mô hình biến dạng đảm bảo tính thận trọng và an toàn cao cho kết cấu.

3.2. Hướng nghiên cứu tiếp theo

(1) Mở rộng phạm vi khảo sát: Đánh giá đa dạng các tổ hợp tải trọng khai thác (tốc độ, tải trọng trục, chu kỳ tải) và đặc trưng địa kỹ thuật thực tế (độ ẩm, độ chặt, điều kiện thoát nước).

(2) Xây dựng biểu đồ thiết kế: Lập hệ thống biểu đồ chuẩn hóa theo từng nhóm đất nền, loại đá ba lát và tải trọng chạy tàu, hỗ trợ kỹ sư tra cứu nhanh chiều dày kết cấu móng trong thực hành thiết kế.

(3) Hiệu chỉnh theo điều kiện Việt Nam: Tiến hành các thí nghiệm nén ba trục chu kỳ trên mẫu đất/đá bản địa và kết hợp dữ liệu quan trắc hiện trường từ các tuyến đường sắt hiện hữu / đường sắt tốc độ cao Bắc - Nam tương lai để hiệu chỉnh chính xác bộ tham số thực nghiệm (a, b, m, x, y, z), hoàn thiện quy trình thiết kế phù hợp với điều kiện Việt Nam.

Tài liệu tham khảo

[1]. J. E. D. Alva-Hurtado, "A methodology to predict the elastic and inelastic behavior of railroad ballast," Ph.D. dissertation, Dept. of Civil Engineering, University of Massachusetts, Amherst, MA, USA, 1980.

[2]. G. P. Raymond and D. R. Williams, "Repeated load triaxial tests on a dolomite ballast," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 104, no. 7, pp. 1013–1029, 1978, doi: 10.1061/AJGEB6.0000655.

[3]. J. Lackenby, B. Indraratna, G. McDowell, and D. Christie, "Effect of confining pressure on ballast degradation and deformation under cyclic

triaxial loading," *Géotechnique*, vol. 57, no. 6, pp. 527–536, 2007, doi: 10.1680/geot.2007.57.6.527.

[4]. D. Li, "Railway track granular layer thickness design based on subgrade performance under repeated loading," Ph.D. dissertation, Dept. of Civil Engineering, University of Massachusetts, Amherst, MA, USA, 1994.

[5]. D. Li and E. T. Selig, "Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. 122, no. 12, pp. 1006–1013, 1996, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:12(1006).

[6]. D. Li and E. T. Selig, "Resilient modulus for fine-grained subgrade soils," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. 120, no. 6, pp. 939–957, 1994.

[7]. M. A. Sayeed and M. A. Shahin, "Modelling of ballasted railway track under train moving loads," in *Proc. 12th Australia–New Zealand Conference on Geomechanics*, Wellington, New Zealand, 2015, pp. 1–8.

[8]. M. A. Sayeed and M. A. Shahin, "Three-dimensional numerical modelling of ballasted railway track foundations for high-speed trains with special reference to critical speed," *Transportation Geotechnics*, vol. 6, pp. 55–65, 2016, doi: 10.1016/j.trgeo.2016.01.003.

[9]. M. A. Sayeed and M. A. Shahin, "Investigation into impact of train speed for behavior of ballasted railway track foundations," *Procedia Engineering*, vol. 143, pp. 1152–1159, 2016, doi: 10.1016/j.proeng.2016.06.131.

[10]. A. M. Kaynia, C. Madshus, and P. Zackrisson, "Ground vibration from high-speed trains: Prediction and countermeasure," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, vol. 126, no. 6, pp. 531–537, 2000, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:6(531).

[11]. H. Takemiya, "Simulation of track–ground vibrations due to a high-speed train: The case of X-2000 at Ledsgard," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 261, no. 3, pp. 503–526, 2003, doi: 10.1016/S0022-460X(02)01007-6.

[12]. M. A. Sayeed and M. A. Shahin, "Design of ballasted railway track foundations using numerical modelling. Part I: Development," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 55, no. 3, pp. 353–368, 2018, doi: 10.1139/cgj-2016-0633.

[13]. M. A. Sayeed and M. A. Shahin, "Design of ballasted railway track foundations using numerical modelling. Part II: Applications," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 55, no. 3, pp. 369–396, 2018, doi: 10.1139/cgj-2016-0634.

[14]. J. E. D. Alva-Hurtado and E. T. Selig, "Permanent strain behavior of railway ballast," in *Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Sweden, 1981, pp. 543–546.

[15]. J. E. D. Alva-Hurtado, D. R. McMahon, and H. E. Stewart, "Apparatus and techniques for static triaxial testing of ballast," in *Laboratory Shear Strength of Soils, ASTM STP 740*, R. N. Yong and F. C. Townsend, Eds. Philadelphia, PA, USA: ASTM, 1981, pp. 94–113, doi: 10.1520/STP28746S.