

Ứng dụng lưới địa kỹ thuật 3 trục gia cố khu đứng cầu phục vụ thi công trụ điện gió tại Bạc Liêu

Use TriAx geogrid for reinforcement of subgrade at crane pad in serving the installation and construction of the Bac Lieu wind turbine

Phạm Đức Cường

Tóm tắt

Việc sử dụng các vật liệu địa kỹ thuật tổng hợp tại các công trường là khả thi về mặt kinh tế so với các vật liệu xây dựng khác. Các loại vật liệu địa kỹ thuật được sử dụng phổ biến ở các dạng vải địa kỹ thuật, khung địa kỹ thuật, màng địa kỹ thuật và lưới địa kỹ thuật. Tùy thuộc vào giải pháp của các nhiệm vụ đặt ra mà lựa chọn loại vật liệu địa kỹ thuật phù hợp. Trong phạm vi bài báo này nêu ra một số tính toán và thí nghiệm thực nghiệm đối với dự án công trình điện gió Hoà Bình 5, tỉnh Bạc Liêu có sử dụng lưới địa kỹ thuật 3 trục. Bài báo trình kết quả tính toán lý thuyết và thực nghiệm kiểm chứng khả năng làm việc của lớp đệm có gia cố bằng lưới địa kỹ thuật 3 trục phù hợp đối với các công trình phục vụ thi công tuabin điện gió.

Từ khóa: Lưới địa kỹ thuật 3 trục, đệm gia cường

Abstract

The utilization of synthetic geotechnical materials at construction sites is economically feasible compared to other building materials. Types of geotextiles are commonly used in the form of geotextiles, geotextiles, geotextiles and geotextiles.

The selection of the appropriate geotechnical material depends on the solution of the given tasks. To the extent of this paper, a number of calculations and experimental experiments for Hoa Binh 5 wind power project, Bac Lieu province uses TriAx geogrid. The paper presents the results of the theoretical and experimental calculations that verify the working capacity of a padding with TriAx geogrid reinforcement suitable for works for the construction of wind turbines.

Key words: TriAx geogrid, subgrade

Phạm Đức Cường

Bộ môn Địa kỹ thuật – Công trình ngầm

Khoa Xây dựng

Email: phducuong77@gmail.com

ĐT: 0936035025

Ngày nhận bài: 09/5/2022

Ngày sửa bài: 19/5/2022

Ngày duyệt đăng: 02/01/2024

1. Đặt vấn đề.

Ở nước ta hiện nay, nhu cầu về vật liệu địa kỹ thuật tổng hợp đã tăng lên đáng kể về khối lượng và phạm vi, nhưng quy mô ứng dụng các chất liệu địa tổng hợp còn kém so với hiện nay tại các nước châu Âu. Các công trình xây dựng đường bộ, nông nghiệp, thiết kế cảnh quan sử dụng những vật liệu này đang tăng dần bởi đặc tính bền bỉ, kinh tế và thân thiện với môi trường. Các loại vật liệu địa kỹ thuật được sử dụng phổ biến ở các dạng vải địa kỹ thuật, khung địa kỹ thuật, màng địa kỹ thuật và lưới địa kỹ thuật. Tùy thuộc vào giải pháp của các nhiệm vụ đặt ra mà lựa chọn loại vật liệu địa kỹ thuật phù hợp.

Việc sử dụng các vật liệu địa kỹ thuật tổng hợp tại các công trường là khả thi về mặt kinh tế so với các vật liệu xây dựng khác. Do lượng cốt liệu cần thiết có thể giảm tới 50% nên chi phí xây dựng giảm. Trong hầu hết các trường hợp, việc sử dụng các vật liệu địa kỹ thuật tổng hợp giúp tận dụng tối đa đất địa phương và do đó tránh thay thế bằng đất bằng các vật liệu có các đặc tính cơ lý cao hơn. Các vật liệu giúp giảm độ dày của cốt liệu đắp cho những con đường tạm, bãi làm việc cho các phương tiện thi công tại khu vực có đất nền yếu.

Tại các khu vực thi công trụ điện gió tại nước ta và các nước trên thế giới vật liệu địa kỹ thuật tổng hợp đã được sử dụng trên những nền đất yếu. Nhờ có vật liệu địa kỹ thuật tổng hợp nhiều nghiên cứu [8] đã chỉ ra rằng vật liệu đắp được làm cứng giúp phân bố đều tải trọng ngoài (tĩnh và động) của thiết bị lên nền đất. Nó giúp làm tăng hệ số an toàn chống lại sự cố khi chịu lực của nền đất.

Để đánh giá hiệu quả của việc sử dụng lưới địa kỹ thuật khẳng định tính đúng đắn của kết quả tính toán theo lý thuyết còn cần phải thí nghiệm hiện trường.

Trong phạm vi bài báo này nêu ra một số tính toán và thí nghiệm thực nghiệm đối với dự án công trình điện gió Hoà Bình 5, tỉnh Bạc Liêu có sử dụng lưới địa kỹ thuật 3 trục. Dự án có quy mô lớn nhất trên đất liền ven biển tại khu vực Đồng bằng sông Cửu Long tính đến thời điểm hiện tại trong lĩnh vực sử dụng nguồn năng lượng sạch, điều kiện thi công khó khăn nhiều vùng đất yếu.

2. Quá trình thiết kế, thi công và thí nghiệm kiểm chứng

2.1. Yêu cầu thiết kế và thi công

Hệ thống giao thông nội bộ cần phải đảm bảo những yêu cầu tối thiểu liên quan đến việc vận chuyển vật tư thiết bị như tải trọng của đường, chiều rộng làn đường, các bán kính cong,... để phục vụ việc vận chuyển thi công lắp đặt cũng như công tác vận hành, bảo trì sau khi nhà máy đi vào hoạt động. Quy mô đường cấp VI, tốc độ thiết kế 20 km/h.

Kết cấu mặt đường phải đảm bảo chịu lực và giữ ổn định ngoài bị các yêu cầu của qui trình quy phạm hiện hành còn theo yêu cầu của VESTAS (đơn vị có bộ tiêu chí đầy đủ, nhiều kinh nghiệm thi công dự án điện gió tại Việt Nam), tải trọng quy đổi rải đều lên mặt đường lớn nhất là trong quá trình thi công $q=5t/m^2$, trong giai đoạn vận hành khai thác tải trọng quy đổi nhỏ chỉ khoảng $1t/m^2$. Hệ số ổn định theo [2] hệ số ổn định nền đường phải đảm bảo yêu cầu $FS \geq 1.2$ trong giai đoạn thi công dự án điện gió.

Yêu cầu kỹ thuật của chủ đầu tư dự án đối với thân nền đường đắp bằng cát hạt mịn, đá dăm độ chặt $k \geq 0.95$. Trước khi đắp nền đường, bề mặt tự nhiên được vét hữu cơ chiều dày trung bình 30cm sau đó trải vải địa kỹ thuật phân cách giữa nền đất yếu và lớp cát đắp nền đường nhằm tránh xáo trộn giữa vật liệu đắp và đất yếu.

2.2. Đặc điểm địa chất khu vực thi công

Khu vực thi công địa hình tương đối bằng phẳng với hệ thực vật, địa vật không tập trung, có các hệ thống kênh mương dẫn nước, ao và nhà tạm.

Điều kiện địa chất tại khu vực thi công phân bố theo thứ tự như sau:

- lớp đất trồng trọt nông nghiệp, đất đắp, phổ biến với chiều dày 0,5 - 2m;

- lớp đất sét dẻo mềm, bề dày biến đổi từ độ sâu 2m đến 3m, $N_{30} = 5-6$, hệ số nén lún trung bình $a_{1-2} = 0,063 \text{ cm}^2/\text{kg}$;
- lớp bụi dẻo lẫn cát đôi chỗ là sét dẻo chảy, biến đổi từ độ sâu 3m -29m, $N_{30} = 1-17$, hệ số nén lún trung bình $a_{1-2} = 0,112 \text{ cm}^2/\text{kg}$;

Từ thông số trên cho thấy rằng nền đất yếu ở khu vực dự án không thích hợp cho việc xây dựng nền đường. Biện pháp làm tăng cường độ và độ ổn định của lớp nền trong những điều kiện này thích hợp nhất là sử dụng vật liệu địa kỹ thuật gia cường kết cấu nền đất đắp.

2.3. Thiết kế đệm có lớp gia cố bằng lưới địa kỹ thuật 3 trục

Vị trí làm thử nghiệm là 2 bãi cầu lắp số 07 và 25. Kết quả thi công tại hai vị trí này và các thí nghiệm liên quan làm cơ sở để triển khai kỹ thuật cho bãi cầu lắp chính còn lại.

Trên cơ sở điều kiện địa chất tại khu vực thử nghiệm sử dụng lưới địa kỹ thuật 3 trục TX-160 của Tensar. Lưới này dùng chất liệu 100% Polypropylene, kích thước mắt lưới 40mm x 40mm, gân lưới chữ nhật, mắt lưới tam giác. Hiệu quả hoạt động của nó trong các lớp gia cố chịu tải trọng động và trùng phục của bánh xe đã được kiểm nghiệm trong nhiều công trình.

Trong bài báo này giới thiệu ứng dụng lưới TriAx TX 160 gia cố nền bãi đỗ cầu chính 800 tấn ZOOM LION ZCC9800W. Tính toán thiết kế được thực hiện bởi kỹ sư của công ty TENSAR. Lý thuyết tính toán nêu trên được tích hợp với sản phẩm lưới địa kỹ thuật Tensar với tên gọi T value Method đã được công nhận trong các chỉ dẫn thiết kế sàn cầu [6,7].

Các số liệu của cầu và tải trọng như sau: kích thước chịu tải $B \times L = 1,5 \times 5,62 \text{ m}$; áp lực thiết kế $q_d = 510 \text{ kPa}$. Hệ số an toàn khả năng chịu lực của nền phải đạt được $FS = 2$.

Để tính toán khả năng chịu lực của nền q_u cần thông qua

giá trị hiệu quả truyền tải lớp hạt T đã được nghiên cứu trong [3] là hàm số của sức chống cắt không thoát nước của đất làm đệm S_u cho lưới TX 160 và áp lực đất tại đáy móng p_0 :

$$T = 2,9 \left(\frac{S_u}{p_0} \right)^{-0,32} - 0,6 \tag{1}$$

Nền cần được đầm chặt với hệ số đầm $K = 0,98$, chỉ số CBR $\geq 55\%$ cho lớp đệm.

Khoảng cách giữa các lớp lưới lấy không quá $H = 0,4 \text{ m}$ xác định được $S_u = 169,21 \text{ kPa}$ và $p_0 = 8,4 \text{ kPa}$. Từ đó có được giá trị $T = 0,509$.

Tính toán khả năng chịu lực của lớp nền cuối q_s :

- Móng vuông

$$W / L = 1: q_s = S_c \cdot N_c \cdot S_u = 1,2 \times 5,14 \times 169,211 = 1044,01 \text{ kPa};$$

Móng băng

$$W / L = 0: q_s = S_c \cdot N_c \cdot S_u = 1 \times 5,14 \times 169,211 = 870,01 \text{ kPa}.$$

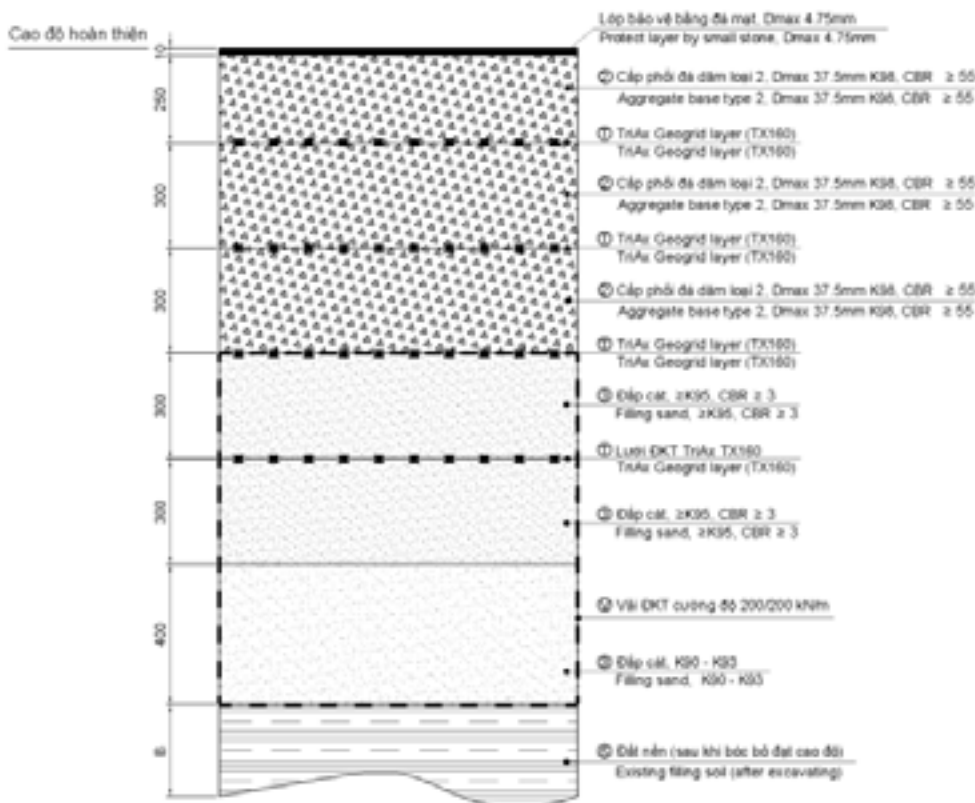
Bởi vì móng vuông $W/L = 1$ có sức chịu tải giới hạn $q_u = 1346,89 \text{ kPa}$, móng băng $W/L = 0$ có $q_u = 1346,89 \text{ kPa}$ nên bằng cách nội suy thông qua tỉ số $W/L = 0,267$ xác định được sức chịu tải giới hạn $q_u = 1083,92 \text{ kPa}$.

Hệ số an toàn sức chịu tải nền $FS = q_u / q_d = 2,13$ đạt yêu cầu đặt ra.

Nền gia cố bằng lưới TX160 được thiết kế như Hình 1.

2.4. Quá trình thi công và thí nghiệm hiện trường

Mục tiêu chính của việc thi công này là nhằm kiểm chứng khả năng làm việc của các lớp gia cố cơ học từ cấp phối đá



Hình 1. Mặt cắt phân bố các lớp đất đắp và lưới địa kỹ thuật

dầm kết hợp với lưới địa kỹ thuật trên điều kiện nền đất hiện trạng và vật liệu xây dựng sẵn có của dự án, nhằm đưa ra kết cấu điển hình áp dụng cho các bãi cầu lắp còn lại của dự án, giúp đẩy nhanh tiến độ thi công và mang lại những hiệu quả kinh tế - kỹ thuật. Trong đó tập trung chính vào độ an toàn của công trình, giảm lượng vật liệu xây dựng và tiết kiệm chi phí.

Việc kiểm tra chất lượng đã được thực hiện theo kế hoạch thử nghiệm này và các chỉ dẫn kỹ thuật liên quan. Tuy nhiên, do tiến độ yêu cầu mở rộng 2 vị trí bãi cầu lắp này rất gấp rút, đội thi công đã phải làm tăng ca đêm và tranh thủ điều kiện thời tiết trong mùa mưa nên thí nghiệm hiện trường chưa đầy đủ, chỉ được thực hiện tại một số lớp kết cấu.

Về yêu cầu đầm chặt cho nền đường và lớp đá dăm cấp phối, xác định theo phương pháp thí nghiệm xác định độ chặt nền, móng đường bằng phễu rót cát [4]. Với nền cát đập độ chặt yêu cầu từ 93%-95% nhưng không thực hiện được do cát quá ẩm, tiến độ gấp rút đòi hỏi phải thi công tăng ca đêm. Cấp phối đá dăm loại 2 có độ chặt $K > 98\%$ đạt yêu cầu thiết kế, tuy nhiên cấp phối đá chưa tốt, chất lượng không đồng đều. Khi ra đá sử dụng máy ủi nên cấp phối bị phân tầng.

Xác định giá trị mô đun đàn hồi mặt bãi E của kết cấu bãi cầu bằng các phương pháp và thiết bị đo đạc thông thường. Từ đó tính toán giá trị E_{v2} từ mô đun đàn hồi của lần gia tải thứ hai trong thí nghiệm trên bề mặt của lớp cát/lớp đá dăm cấp phối đã thi công hoàn thiện. Mô đun tổng biến dạng trong lần gia tải thứ hai (E_{v2}) được xác định theo thí nghiệm bản nén tĩnh nêu tại [5].

Theo tiêu chí của VESTAS thì khi áp lực bản nén đạt 2 kg/cm^2 $E_{v2} > 50 \text{ MPa}$, tỉ số $E_{v2}/E_{v1} < 3$; khi áp lực bản nén đạt 5 kg/cm^2 $E_{v2} > 50 \text{ MPa}$, tỉ số $E_{v2}/E_{v1} < 2,2$.

Việc thí nghiệm bản nén hiện trường xác định mô đun biến dạng E mặt bãi cầu chính số 7 và 25 được thực hiện tại 2 điểm với tấm ép tròn cứng, đường kính $D=76 \text{ cm}$ nén tới cấp áp lực $0,6 \text{ MPa}$ (Hình 2). Kết quả đo mô đun biến dạng được trình bày trong bảng 1 cho thấy đạt yêu cầu theo tiêu chí của VESTAS đặt ra $E_{v2} = 192,4 \text{ (min)} > 100 \text{ MPa}$, $E_{v2}/E_{v1} \text{ (max)} = 1,04 < 2,2$.

Kết cấu Tensar đề xuất khi nén đến cấp áp lực $0,6 \text{ MPa}$ cho thấy thỏa mãn sức chịu tải của bãi cầu là 5 kg/cm^2 theo chỉ dẫn kỹ thuật của Vestas.

Bảng 1. Kết quả đo mô đun biến dạng tại trụ 7

Thứ tự	Nội dung thí nghiệm	Kết quả thí nghiệm	Điểm đo 01 (MPa)	Điểm đo 02 (MPa)
1	Lần đo thứ 1	E_1	172.5	174.6
		E_{v1}	187.7	190.0
2	Lần đo thứ 2	E_2	179.0	176.8
		E_{v2}	194.8	192.4
Tỷ số E_{v2}/E_{v1}			1.04	1.02

Công việc thí nghiệm tiếp theo tiến hành đo lún theo thời gian được thực hiện với bản nén cứng. Tại trụ 7 dùng bản nén có kích thước $2 \text{ m} \times 1,2 \text{ m}$, diện tích tiếp xúc hữu hiệu với đất nền $2,4 \text{ m}^2$, còn tại trụ 25 dùng bản nén có kích thước $2,4 \text{ m} \times 1,7 \text{ m}$, diện tích tiếp xúc hữu hiệu với đất nền $4,08 \text{ m}^2$. Quá trình gia tải với các 4 cấp tải: 10, 20, 30, 40 t/m^2 đo lún 10 vị trí quanh tấm nén tại các thời điểm sau 5h và 12h. Kết



Hình 2. Thí nghiệm đo mô đun đàn hồi mặt bãi cầu chính – trụ 7

quả đo lún sau 5h và 12h ở cấp áp lực 40 t/m^2 được trình bày trong bảng 2.

Bảng 2. Kết quả thí nghiệm nén tĩnh tại trụ 7 và 25

TÊN ĐIỂM	Độ lún Trụ 7 (m)		Độ lún Trụ 25 (m)	
	sau 05h	sau hơn 12h	sau 05h	sau hơn 12h
D1	-0.021	-0.028	-0.017	-0.026
D2	-0.021	-0.024	-0.011	-0.02
D3	-0.023	-0.027	-0.011	-0.021
D4	-0.025	-0.031	-0.013	-0.02
QT1	-0.026	-0.033	-0.03	-0.045
QT2	-0.025	-0.03	-0.022	-0.037
QT3	-0.024	-0.029	-0.03	-0.045
QT4	-0.025	-0.029	-0.028	-0.043
QT5	-0.027	-0.032	-0.026	-0.04
QT6	-0.03	-0.034	-0.023	-0.037

Từ kết quả ở bảng 2 có thể thấy bề mặt lún ở các vị trí khác nhau của tấm nén là tương đối đồng đều. Giá trị độ lún đo được tại trụ 25 cho độ lún sau 05h giữ tải 40 t/m^2 , điểm thấp nhất là 1,1 cm và điểm cao nhất là 3,0 cm; độ lún sau 12h giữ tải 40 t/m^2 , điểm thấp nhất là 2,0 cm và điểm cao nhất là 4,5 cm. Tại trụ 7 độ lún đo được sau 05 h quan trắc, điểm giá trị thấp nhất là 2,1 cm và điểm cao nhất là 3,0 cm; độ lún sau 12h giữ tải 40 t/m^2 , điểm giá trị thấp nhất là 2,4 cm và điểm cao nhất là 3,4 cm. Với kết quả như vậy độ lún này đạt yêu cầu đặt ra nằm trong giới hạn cho phép không vượt quá 5cm phù hợp với yêu cầu đặt ra của VESTAS.

Biện luận cho kết quả đo lún trên từ thực tế thi công do việc tổ chức thi công và kiểm soát chất lượng thi công tại Trụ số 7 thực hiện tốt hơn tại Trụ số 25. Thực tế cho thấy độ hoàn thiện của kết cấu, giá trị thí nghiệm tại các trụ này khác nhau là do thi công tiến hành trong điều kiện gấp rút để đón thiết bị về. Hơn nữa, khu vực dự án suốt thời gian thi công bị mưa nhiều, nền đất và cốt liệu bị ẩm nên phải thi công khá vội vàng, lu đầm các lớp cát, một số lớp cấp phối đá dăm còn chưa đạt yêu cầu đề ra.

Đá dăm cung cấp không đồng đều giữa các đợt cung cấp. Một số chuyến xe, chất lượng cốt liệu đá dăm cấp phối

- Loại 2 không đạt chuẩn. Cấp phối kém cũng ảnh hưởng không nhỏ tới chất lượng lu đầm và độ hoàn thiện của công trình.

3. Kết luận

Thí nghiệm mô đun đàn hồi trên bề mặt kết cấu bãi cầu chính được gia cố với lưới địa kỹ thuật Tensar TX160 nên giá

trị đạt được là tương đối cao mặc dù chất lượng lu đầm và hoàn thiện bề mặt lớp cấp phối đá dăm – loại 2 chưa thật tốt.

Mô đun đàn hồi trên bề mặt của các lớp cấp phối đá dăm đã thi công hoàn thiện được đo đạc đạt yêu cầu kỹ thuật khẳng định tính hiệu quả của vật liệu gia cố – lưới địa kỹ thuật 3 trục TriAx. Giá trị E_{v2} đạt được lớn hơn gấp gần 2 lần so với yêu cầu giá trị E_{v2} từ VESTAS./.

Tài liệu tham khảo

1. 22TCN 262:2000. Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô trên nền đất yếu.
2. 22TCN 346:2006. Quy trình thí nghiệm xác định độ chặt nền, móng đường bằng phễu rót cát.
3. Abd EL Samee W. Nashaat and Ahmed S. Rabei. Effect of Reinforced Replacement Soil on Behavior of Soft Clay. *Life Sci J* 2019;16(10):17-35]. ISSN: 1097-8135 (Print) / ISSN: 2372-613X.
4. Lees & Matthias (2019). "Bearing capacity of a geogrid-stabilised granular layer on clay". *Ground Engineering*, November 2019.
5. DIN 18134:2012-04. Soil - Testing procedures and testing equipment. Plate load test.
6. "Working platforms – Design of granular working platforms for construction plant – A guide to good practice TWJ2019: 02" Published by Temporary Works Forum, c/o Institution of Civil Engineers, London, United Kingdom.
7. "Guide to Working Platforms" by the joint EFC/DFI Working Platforms Task Group, 1st Edition December 2019.
8. E.A. Мартынов. Определение эффекта армирования дорожных конструкций геосинтетическими материалами. *Техника и технологии строительства. № 2(2), 2015.*

So sánh nội lực trong thành bể chứa trụ đứng thép...

(tiếp theo trang 72)

giá trị lớn nhất tại vị trí cách đáy bể khoảng 50cm đến 60cm sau đó giảm dần do hiệu ứng biên tại đáy bể. Mô men cực bộ tại khu vực đáy bể đạt giá trị lớn nhất tại vị trí cách đáy bể 20cm đến 30cm. Do chiều dày đáy bể lấy theo cấu tạo thường mỏng (khoảng 5mm đến 6mm) nên độ cứng của đáy bể thường nhỏ hơn so với thành bể nên liên kết nối thân với đáy thường không đảm bảo liên kết ngàm cứng mà thuộc loại liên kết ngàm đàn hồi, mô men cực bộ tại đáy bể không đạt giá trị lớn nhất.

- Giá trị mô men cực bộ tại khu vực đáy bể thay đổi phụ thuộc vào độ cứng tương đối giữa thành và đáy bể. Cụ thể với một bể chứa khi giữ nguyên các thông số thiết kế, chỉ thay đổi kích thước chiều dày thành bể hoặc đáy bể thì giá trị mô men cực bộ tại khu vực đáy bể có sự thay đổi về giá trị. Khảo sát cụ thể với bể chứa số 2, giữ nguyên các thông số thiết kế, chỉ thay đổi chiều dày thành bể theo các giá trị $t = 10, 12, 14$ mm. Kết quả khảo sát mô men cực bộ tại khu vực đáy bể số 2 theo chiều dày thành bể thể hiện ở bảng 3.3. Mô men cực bộ lớn nhất tại vị trí cách đáy 0,3m. Thực hiện tương tự, giữ nguyên các thông số thiết kế bể chứa số 2, chiều dày thành bể $t = 10$ mm, thay đổi chiều dày đáy bể theo các giá trị $t_d = 6, 8, 10$ mm. Kết quả khảo sát mô men cực bộ tại khu vực đáy bể số 2 theo chiều dày đáy bể thể hiện ở bảng 3.4. Khi chiều dày đáy bể $t_d = 10$ mm, mô men cực bộ đạt giá trị lớn nhất tại đáy bể. Như vậy, giá trị mô men cực bộ tại khu vực đáy bể thay đổi phụ thuộc vào kích thước của đáy bể và thành bể. Trong công thức (3), công thức tính gần đúng mô men cực bộ lớn nhất tại đáy bể thì giá trị mô men cực bộ phụ thuộc vào hệ số α , lấy cố định $\alpha = 0,1$ với liên kết ngàm đàn hồi và $\alpha = 0,3$ với liên kết ngàm cứng. Do đó, công thức này chưa phản ánh chính xác giá trị mô men cực bộ trong từng trường hợp cụ thể.

4. Kết luận và kiến nghị

- Bài báo đã trình bày việc khảo sát nội lực trong thành bể chứa trụ đứng thép dưới tác dụng của áp lực thủy tĩnh theo lý thuyết phi mô men và theo phân tích bằng phần mềm SAP 2000 đối với một số bể chứa có kích thước khác nhau, kết quả khảo sát thể hiện ở bảng 3.2.

Kết quả tính ứng suất trong thành bể theo lý thuyết phi mô men có độ tin cậy cao, có thể sử dụng phương pháp tính đơn giản hóa này trong thiết kế tính toán bể chứa trụ đứng.

Giá trị mô men cực bộ tại khu vực đáy bể phụ thuộc vào độ cứng tương đối giữa thành bể và đáy bể, giá trị này thay đổi theo từng trường hợp cụ thể theo kích thước của đáy bể và thành bể. Công thức tính gần đúng mô men cực bộ tại khu vực đáy bể chưa phản ánh chính xác được giá trị mô men cực bộ trong từng trường hợp cụ thể. Do đó, cần sử dụng phương pháp tính có độ chính xác cao hơn.

- Kiến nghị thực hiện khảo sát với quy mô rộng và đầy đủ hơn để làm căn cứ cho việc lựa chọn phương án thiết kế an toàn, hợp lý.

- Bài báo này có thể sử dụng làm tài liệu tham khảo cho sinh viên ngành Kỹ thuật xây dựng của trường Đại học Kiến trúc Hà Nội./.

Tài liệu tham khảo

1. Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam (2012), TCVN 5575_2012 kết cấu thép tiêu chuẩn thiết kế, Nhà xuất bản Xây Dựng - Hà Nội;
2. Phạm Văn Hội (2013), Kết cấu thép: Công trình đặc biệt - NXB Khoa học và kỹ thuật - Hà Nội;
3. I.A.M-Likhtarnhicóp (1984), Tính toán kết cấu thép, NXB Xây Dựng - Hà Nội.