

NGHIÊN CỨU SỰ BIẾN ĐỔI ÁP LỰC NƯỚC LỖ RỖNG CỦA ĐẤT LOẠI SÉT BẢO HÒA NƯỚC CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG CHU KỲ ĐƠN VÀ ĐA PHƯƠNG TRONG ĐIỀU KIỆN KHÔNG THOÁT NƯỚC

TRẦN THANH NHÀN, ĐỖ QUANG THIÊN

Email: doquangthien1969@gmail.com

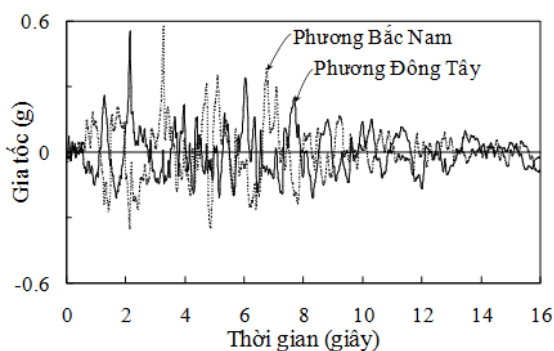
Trường Đại học Khoa học Huế

Ngày nhận bài: 6 - 8 - 2013

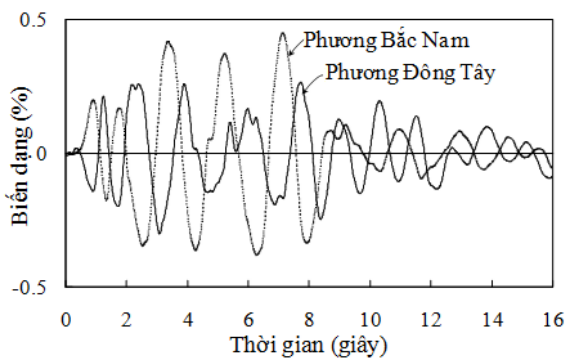
1. Mở đầu

Dưới tác động của tải trọng động, đất loại sét (kể cả đất sét yếu) có sức kháng động tốt hơn đất loại cát [4] nên các nghiên cứu về tính chất động học của đất nền chủ yếu tập trung trên đất cát [14]. Tuy nhiên, kết quả quan trắc thực tế cho thấy lực cắt trượt động của sóng S (sóng ngang) trong động đất gây tăng nhanh áp lực nước lỗ rỗng và làm giảm sức kháng cắt của đất nền. Hơn nữa, sự phân tán của áp lực nước lỗ rỗng sau động đất, chẳng hạn như sau động đất tại Mexico City năm 1985 [12] hay động đất Hyogo-ken Nanbu năm 1995 [5] gây ra hiện tượng lún mạnh, lún lệch và gây mất ổn định nền và móng các công trình xây dựng trên tầng đất sét yếu.

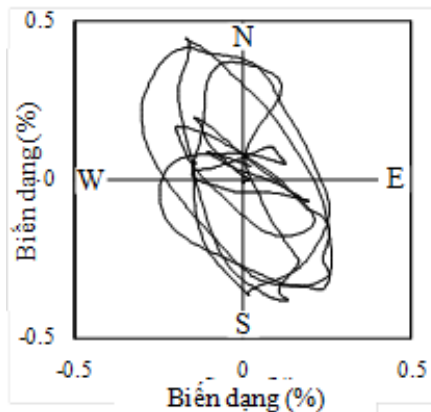
Kết quả ghi nhận xung động trong các trận động đất cùng nhiều nghiên cứu bằng mô hình đã chỉ ra rằng, trong động đất các lớp đất chịu tác dụng của tải trọng động đa phương có biên độ biến dạng và tần số thay đổi liên tục [1]. Từ hình 1 cho thấy xung động của nền đất trong động đất Hyogo-ken Nanbu năm 1995 được ghi lại theo hướng bắc nam và đông tây tại độ sâu 16m [7]. Từ xung động này các tác giả có thể tính toán và lập biểu đồ biến thiên độ biến dạng theo thời gian (hình 2) và quỹ đạo của độ biến dạng trượt trên mặt phẳng nằm ngang (hình 3). Từ hình 3 dễ dàng thấy rằng xung động của đất nền trong động đất thể hiện biên dạng trượt động đa phương. Vì vậy, các nghiên cứu liên quan đến ảnh hưởng của động đất lên tính chất động học của đất nền phải được thực hiện theo mô hình cắt trượt động đa phương.



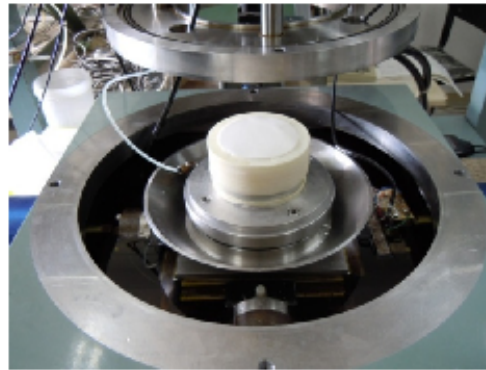
Hình 1. Xung động của nền đất được ghi nhận trực tiếp từ hai phương bắc nam và đông tây



Hình 2. Biểu đồ biến thiên độ biến dạng theo thời gian



Hình 3. Quỹ đạo độ biến dạng theo 2 phương bắc nam và đông tây trên mặt phẳng ngang



Hình 4. Ảnh chụp thiết bị thí nghiệm cắt trượt động đơn giản chu kỳ đa phương

Sự thay đổi tính chất cơ lý của đất loại sét trong điều kiện tải trọng động chu kỳ đã được nghiên cứu trong nhiều công trình với nhiều mô hình thiết bị thí nghiệm khác nhau. Ohara và Matsuda [11] đã nghiên cứu ảnh hưởng của độ biến dạng trượt (γ), số lượng chu kỳ (n) và hệ số quá cố kết (OCR) đến sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng và tính chất nền lún sau cắt trượt bằng thí nghiệm cắt trượt chu kỳ đơn phương, không thoát nước theo sơ đồ điều khiển độ biến dạng (strain-controlled). Bằng thiết bị thí nghiệm cắt trượt đơn giản chu kỳ theo sơ đồ điều khiển ứng suất (stress-controlled), Yasuhara và Andersen [13], Yildirim và Ersan [14] đã nghiên cứu đặc tính cố kết của đất sét cố kết bình thường trong điều kiện tác dụng liên tục của tải trọng chu kỳ không thoát nước xen kẽ với thời gian thoát nước. Đồng thời, các tác giả cũng đã đề xuất phương pháp dự báo sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cắt trượt và tính toán độ lún trong giai đoạn tái nén ép [9, 11, 13]. Ngoài ra, nền đất dưới móng công trình xây dựng ngoài khơi vùng Bắc cực chịu điều kiện tải trọng rất phức tạp, trong đó ngoài ứng suất cắt trượt hướng tâm do tải trọng công trình, phần tử đất dưới móng công trình còn chịu các lực cắt rất lớn theo phương ngang do tải trọng và sự dịch chuyển của băng. Do đó, để nghiên cứu ảnh hưởng của góc lệch giữa ứng suất ngang ban đầu (do tải trọng công trình) với ứng suất cắt trượt theo phương ngang khác (do tải trọng và sự dịch chuyển của băng) đến quan hệ độ bền - độ biến dạng - ứng suất của đất loại sét, DeGroot và cộng sự đã sử dụng thiết bị thí nghiệm cắt trượt tĩnh đơn giản trực tiếp Geonor (Geonor direct simple shear test apparatus) và thiết bị cắt trượt tĩnh đơn giản trực tiếp đa phương (Multi-

directional direct simple shear test apparatus) trên đất sét Blue Boston và kết luận rằng “tính chất kháng cắt không thoát nước của đất phụ thuộc rất lớn vào giá trị góc lệch giữa hai lực cắt trượt trên mặt phẳng ngang” [2]. Tuy nhiên, ảnh hưởng của phương cắt trượt trong tải trọng động chu kỳ đa phương lên tính chất động học của đất dính (đất loại sét) vẫn chưa được nghiên cứu và hiểu biết đầy đủ, mặc dù ảnh hưởng này đối với đất cát đã được khẳng định và nghiên cứu trong nhiều công trình, cũng như áp dụng vào tính toán thiết kế từ lâu. Ngoài ra, Matsuda và cộng sự gần đây đã nghiên cứu quan hệ giữa độ lún sau cắt trượt với hệ số suy giảm ứng suất hữu hiệu trong đất cát và đề xuất phương pháp tính toán sự thay đổi ứng suất hữu hiệu trong đất cát dưới tác dụng của tải trọng động chu kỳ đơn phương và đa phương thông qua sử dụng các thông số đường biến dạng [9].

Từ thiết bị cắt trượt động đơn giản chu kỳ đa phương, chúng tôi đã tiến hành thí nghiệm trên đất sét kaolin cố kết bình thường, theo sơ đồ điều khiển độ biến dạng từ 2 phương vuông góc với nhau. Mục đích của các thí nghiệm trong nghiên cứu này nhằm: (i) xác định ảnh hưởng của phương cắt trượt (giữa đơn phương với đa phương và giữa đa phương có độ lệch pha khác nhau), độ biến dạng trượt (γ) và số lượng chu kỳ (n) lên sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cắt trượt; (ii) phát triển phương pháp mới cho phép dự báo sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng bằng các thông số đường biến dạng. Tính chính xác của phương pháp mới này được kiểm chứng thông qua so sánh kết quả thí nghiệm với giá trị tính toán cho cả trường hợp đơn phương và đa phương; (iii) giảm thiểu hoặc triệt tiêu ảnh hưởng của phương cắt trượt lên sự phát

triển áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cắt trượt không thoát nước.

2. Thí nghiệm cắt trượt động đơn phương và đa phương

2.1. Thiết bị thí nghiệm

Hình 4 là ảnh chụp thiết bị thí nghiệm cắt trượt động đơn giản chu kỳ đa phương. Thông qua hai phương cắt trượt vuông góc với nhau, thiết bị này cho phép tác dụng lên mẫu đất (đặt trong hộp cắt) nhiều loại tải trọng động khác nhau. Hình 4a, b, c là ảnh chụp mẫu đất trong hộp cắt ở các giai đoạn

thí nghiệm khác nhau. Hộp cắt trượt là hộp cắt kiểu Kjellman, trong đó mẫu đất được bảo vệ bằng màng cao su. Bên ngoài màng cao su là 15 đến 16 vòng nhựa xếp chồng lên nhau. Mỗi vòng nhựa đường kính trong là 75,4mm, dày 2mm. Bằng cách sắp xếp này, mẫu đất không bị biến dạng ngang nhưng vẫn đảm bảo biến dạng cắt trượt trong quá trình thí nghiệm. Bề mặt của mỗi vòng nhựa được bôi bột Silicate Magie nhằm giảm thiểu ma sát giữa các vòng cũng như đảm bảo biến dạng phân bố đồng nhất theo chiều cao của mẫu trong quá trình thí nghiệm.



Hình 4. (a) Mẫu đất trong hộp cắt trước khi cố kết; (b) Mẫu đất trong hộp cắt trước khi thí nghiệm cắt trượt chu kỳ không thoát nước; (c) Mẫu đất sau khi kết thúc thí nghiệm

2.2. Mẫu thí nghiệm

Vật liệu sử dụng trong nghiên cứu này là đất sét kaolin với một số chỉ tiêu cơ lý cơ bản như sau: tỷ trọng $G_s = 2,83$, độ ẩm giới hạn chảy $w_L = 47,8\%$, độ ẩm giới hạn dẻo $w_p = 22,3\%$ và chỉ số nén ép $C_c = 0,305$. Để chuẩn bị mẫu đất thí nghiệm, bột đất sét kaolin khô được trộn với nước cất đến độ ẩm khoảng 80% (dưới dạng bùn chảy). Sau khi giữ cho độ ẩm không thay đổi trong 1 ngày, huyền phù được hút khí trong hộp chân không khoảng 30 phút và sau đó được đổ vào màng cao su đã đặt sẵn trong hộp cắt (hình 4a). Sau đó, đất sét kaolin được cố kết bằng áp lực thẳng đứng $\sigma_{v,0} = 49$ kPa và 98 kPa trong thời gian 40 phút. Thời gian cố kết này được xác định theo kết quả quan trắc áp lực nước lỗ rỗng của thí nghiệm cố kết tiến hành trong hộp cắt. Sau khi cố kết, mẫu thí nghiệm có đường kính là 75mm, chiều cao khoảng 20mm với hệ số

rỗng ban đầu $e_0 = 1,11-1,19$. Nhằm đảm bảo độ bão hòa cho thí nghiệm trong điều kiện không thoát nước, các mẫu đất phải đạt hệ số áp lực lỗ rỗng (B -value) $B > 0,95$ trước khi thí nghiệm cắt trượt.

2.3. Các bước thí nghiệm

Sau quá trình cố kết, mẫu đất sẽ chịu cắt trượt đơn giản chu kỳ đơn phương và đa phương, không thoát nước theo thông số đầu vào gồm số lượng chu kỳ, độ biến dạng trượt và độ lệch pha đã được lập trình (hình 5). Sau khi kết thúc cắt trượt, van thoát nước được mở và áp lực nước lỗ rỗng (U_{dyn}) tích lũy trong quá trình cắt sẽ được thoát. Độ lún và áp lực nước lỗ rỗng trong mẫu đất được theo dõi theo thời gian là 60 phút.

Tất cả các mẫu đất được thí nghiệm cắt trượt đơn phương và đa phương ($\theta = 20^\circ, 45^\circ, 70^\circ$ và

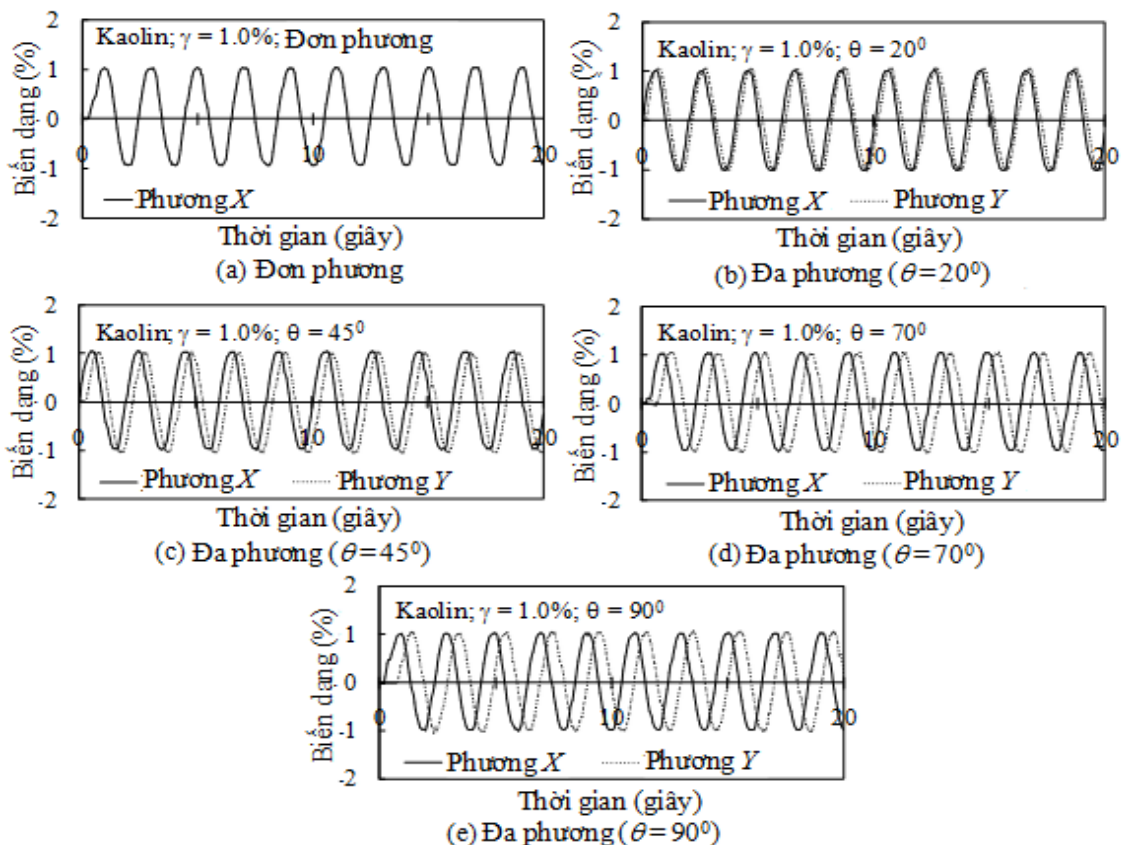
90°) trong điều kiện không thoát nước. Biên độ độ biến dạng thay đổi từ $\gamma = 0,05\%$ đến $\gamma = 3,0\%$ và số lượng chu kỳ là $n = 10, 20, 50, 100$ và 200 . Biến dạng cắt trượt tác dụng lên mẫu đất có dạng hình sin với tần số $f = 0,5$ Hz. Hình 6 thể hiện mô hình biến dạng đất trung của mẫu trong điều kiện cắt trượt đơn phương (hình 6a) và đa phương với $\theta = 90^\circ$ (hình 6b). Độ biến dạng trượt được xác định bằng tỷ số giữa biên độ biến dạng ngang lớn nhất δ với chiều cao ban đầu của mẫu.

Hình 6 thể hiện kết quả ghi lại sóng của lực cắt trượt chu kỳ và hình 7 là quỹ đạo của độ biến dạng trượt trên mặt phẳng nằm ngang cho các thí nghiệm cắt trượt chu kỳ đơn phương và đa phương có độ biến dạng $\gamma = 1,0\%$. Trong mỗi thí nghiệm, điều kiện cắt trượt đơn phương và đa phương có độ lệch pha khác nhau được máy tính điều khiển từ phương X và Y vuông góc với nhau. Trong thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương, biến dạng trượt tác dụng lên mẫu đất chỉ từ một phương (đối với nghiên cứu này là phương X, hình 6a) nên

quỹ đạo của độ biến dạng cắt trượt tạo nên đường thẳng (hình 7). Trong các thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đa phương, biến dạng trượt tác dụng đồng thời lên mẫu đất từ phương X (γ_X) và phương Y (γ_Y) vuông góc với nhau. Biến dạng trượt của hai phương này có biên độ biến dạng bằng nhau ($\gamma = 1,0\%$) nhưng có độ lệch pha khác nhau (hình 6b), do đó hình dạng của độ biến dạng thay đổi từ đường elip ($\theta = 20^\circ$) đến đường tròn ($\theta = 90^\circ$) (hình 7). Ảnh hưởng của phương cắt trượt và độ lệch pha lên hình dạng của đường biến dạng thể hiện rõ trong hình 7 nên nó có vai trò quan trọng, ảnh hưởng đến tính chất động học của đất.



Hình 5. Mô hình mẫu đất bị cắt trượt chu kỳ đơn phương (a) và đa phương với $\theta = 90^\circ$ (b)



Hình 6. Kết quả ghi lại sóng cắt trượt chu kỳ trong thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương với độ biến dạng $\gamma = 1,0\%$

3. Kết quả và thảo luận

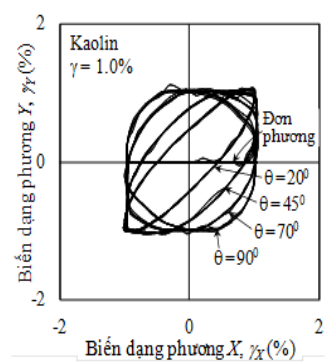
3.1. Áp lực nước lỗ rỗng là hàm số của độ biến dạng (γ) và số lượng chu kỳ (n) - phương pháp tính toán truyền thống

3.1.1. Sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cắt trượt động chu kỳ không thoát nước

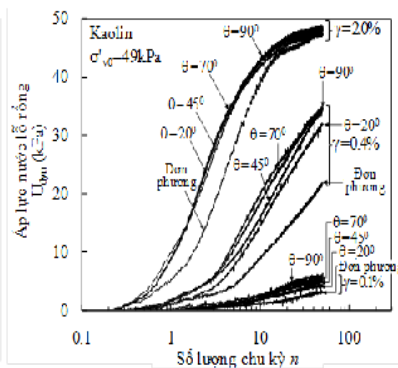
Dưới tác động của tải trọng động chu kỳ trong điều kiện không thoát nước, áp lực nước lỗ rỗng (U_{dyn}) trong đất sẽ tăng lên cùng với quá trình gia tải (hay tăng lên theo số lượng chu kỳ). Kết quả ghi lại sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng trong các thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương không thoát nước cho độ biến dạng $\gamma = 0,1\%$, $0,4\%$ và $2,0\%$ được vẽ trong hình 8. Kết quả thí nghiệm cho thấy áp lực nước lỗ rỗng trong mẫu đất tăng theo số lượng chu kỳ và tại cùng số lượng chu kỳ, độ biến dạng lớn hơn sẽ cho kết quả

áp lực nước lỗ rỗng cao hơn. Ngoài ra, tại cùng một giá trị độ biến dạng, áp lực nước lỗ rỗng trong điều kiện tải trọng động đa phương ($\theta = 20^\circ, 45^\circ, 70^\circ$ and 90°) cao hơn rất nhiều so với giá trị trong thí nghiệm cắt trượt động đơn phương; và đối với các thí nghiệm động đa phương, áp lực nước lỗ rỗng tăng theo giá trị của độ lệch pha. Kết quả tương tự có thể thấy trong hình 9 và 10; trong hai hình này hệ số áp lực nước lỗ rỗng, định nghĩa bằng U_{dyn}/σ'_{v0} với σ'_{v0} là ứng suất hữu hiệu, được vẽ với số lượng chu kỳ (hình 9) và độ lệch pha (hình 10).

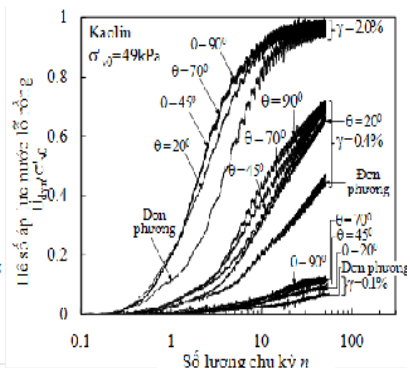
Từ các kết quả thí nghiệm vừa nêu có thể thấy rằng phương cắt trượt, biên độ độ biến dạng và số lượng chu kỳ là những thông số quan trọng ảnh hưởng đến sự hình thành và phát triển của áp lực nước lỗ rỗng trong đất dính chịu tải trọng động chu kỳ đơn phương và đa phương trong điều kiện không thoát nước.



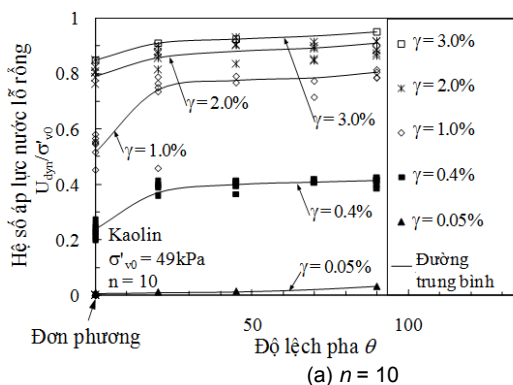
Hình 7. Quỹ đạo của đường biến dạng trượt trên mặt phẳng nằm ngang trong thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương với độ biến dạng $\gamma = 1,0\%$



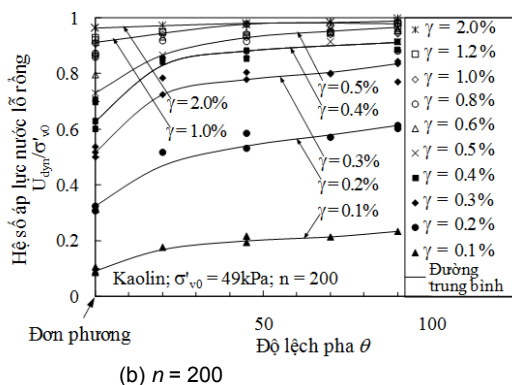
Hình 8. Kết quả thể hiện sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng (U_{dyn}) được ghi lại trong thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương với $\gamma = 0,1\%$, $0,4\%$ và $2,0\%$



Hình 9. Quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng (U_{dyn}/σ'_{v0}) với số lượng chu kỳ (n) trong các thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương với $\gamma = 0,1\%$, $0,4\%$ và $2,0\%$



(a) $n = 10$



(b) $n = 200$

Hình 10. Sự thay đổi của hệ số áp lực nước lỗ rỗng với độ lệch pha (θ) cho các giá trị độ biến dạng và số lượng chu kỳ khác nhau

3.1.2. Công thức tính toán

Năm 1984, Ohara và cộng sự xác định rằng khi đất sét kaolin có kết bình thường ($OCR = 1$) chịu cắt trượt động chu kỳ trong điều kiện không thoát nước thì áp lực nước lỗ rỗng sẽ tăng theo số lượng chu kỳ (n). Các tác giả sau đó đã xây dựng công thức tính toán thể hiện mối quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng và số lượng chu kỳ bằng hàm hyperbolic như sau:

$$\frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}} = \frac{n}{\alpha + \beta n} \quad (1)$$

Trong đó α và β là tham số thí nghiệm phụ thuộc vào độ biến dạng (γ) và được biểu diễn:

$$\alpha = A(\gamma)^m \quad (2)$$

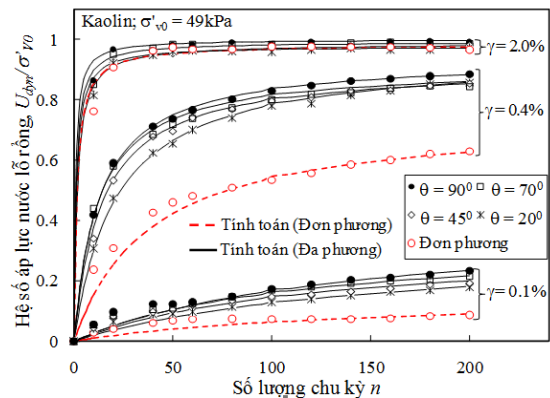
$$\beta = \frac{\gamma}{B + C\gamma} \quad (3)$$

Hằng số thí nghiệm A , B , C và m trong công thức (2) và (3) có thể xác định thực nghiệm bằng phương pháp “curve-fitting”. Chi tiết áp dụng phương pháp này để xác định giá trị cho A , B , C và m có thể tìm thấy trong các công trình nghiên cứu trước đây [10, 11].

Năm 1988, Ohara và Matsuda [11] phát triển công thức (1) để áp dụng trên đất sét kaolin quá cố kết ($OCR = 2, 4$ và 6) chịu tác dụng tải trọng động chu kỳ đơn phương trong điều kiện không thoát nước. Bản phát triển mới của công thức này có phổ áp dụng rất rộng đối với độ biến dạng ($\gamma = 0,1\%$ đến $3,0\%$) cũng như được sử dụng trong tính toán độ lún cho các lớp đất dính do tải trọng động chu kỳ đơn phương gây ra.

3.1.3. Tính toán hệ số áp lực nước lỗ rỗng

Trong hình 11, hệ số áp lực nước lỗ rỗng được vẽ theo số lượng chu kỳ cho đất sét kaolin có kết bình thường chịu tải trọng động chu kỳ đơn phương và đa phương với độ biến dạng $\gamma = 0,1\%$, $0,4\%$ và $2,0\%$. Ký hiệu trong hình này là kết quả thí nghiệm và đường cong nét đứt và nét liền thể hiện kết quả tính toán bằng công thức (1) tương ứng cho trường hợp đơn phương và đa phương. Dễ dàng thấy rằng kết quả tính toán phù hợp với kết quả thí nghiệm.



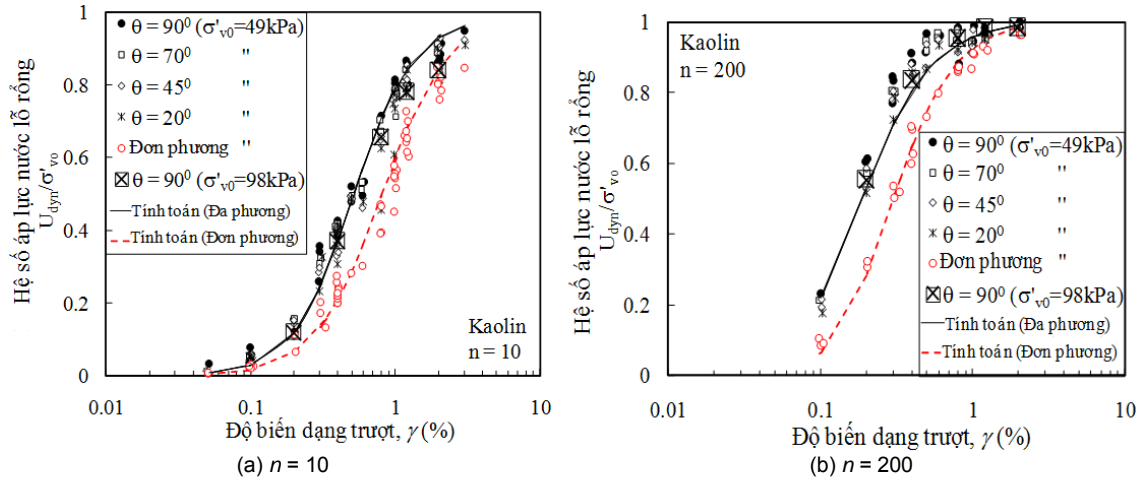
Hình 11. Hệ số áp lực nước lỗ rỗng vẽ theo số lượng chu kỳ cho các thí nghiệm cắt trượt chu kỳ đơn phương và đa phương ($\theta = 20^\circ, 45^\circ, 70^\circ$ and 90°) với $\gamma = 0,1\%$, $0,4\%$ và $2,0\%$

Quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng và logarit độ biến dạng được thể hiện trong hình 12 và 13 cho các điều kiện phương cắt trượt và số lượng chu kỳ khác nhau. Kí hiệu trong hai hình này thể hiện kết quả thí nghiệm trong khi giá trị tính toán theo công thức (1) được thể hiện bằng đường cong nét liền (đa phương) và nét đứt (đơn phương). Từ kết quả trong 2 hình trên cho thấy độ biến dạng và số lượng chu kỳ càng lớn thì hệ số áp lực nước lỗ rỗng càng cao và tại cùng độ biến dạng và số lượng chu kỳ, hệ số áp lực nước lỗ rỗng trong thí nghiệm đa phương lớn hơn giá trị trong điều kiện đơn phương. Đối với các thí nghiệm đa phương thì hệ số áp lực nước lỗ rỗng tăng theo độ lệch pha. Ngoài ra, một số kết quả thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đa phương dưới áp lực thẳng đứng 98kPa cũng được thể hiện bằng kí hiệu trong hình 12a, b. Có thể thấy rằng sự chênh lệch hệ số áp lực nước lỗ rỗng giữa hai giá trị áp lực thẳng đứng (49kPa và 98kPa) là không đáng kể. Kết quả này phù hợp với kết quả thu được trước đây cho trường hợp tải trọng động chu kỳ đơn phương [8, 11]. Do đó có thể kết luận rằng, trong giới hạn tải trọng thẳng đứng từ 49kPa đến 98kPa thì ảnh hưởng của áp lực thẳng đứng lên sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng là không đáng kể và do đó, kết quả tính toán trong hình 12 và 13 và công thức (1) có thể áp dụng vào các trường hợp tải trọng thẳng đứng khác nhau, ít nhất trong phạm vi từ 49kPa đến 98kPa.

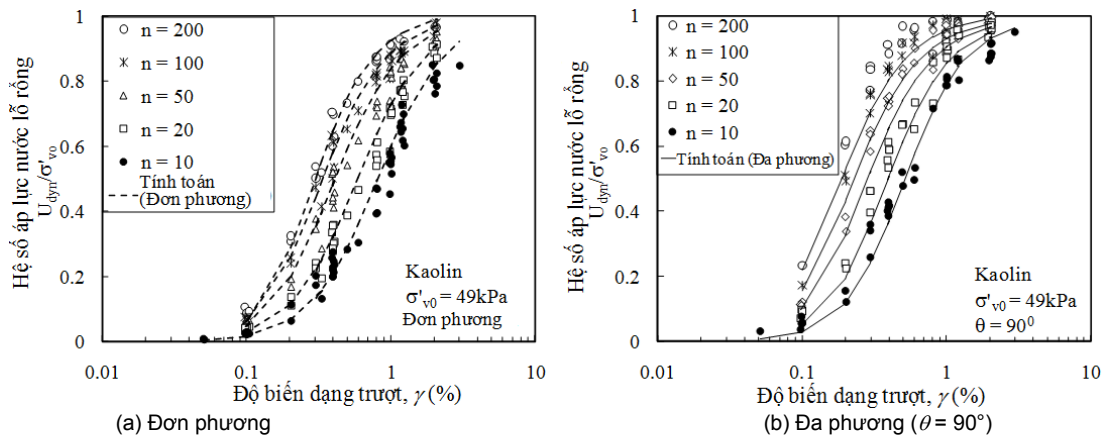
Tuy nhiên, so sánh chi tiết hơn kết quả thí nghiệm và kết quả tính toán trong hình 12a, b cho thấy khi $n < 50$ thì kết quả thí nghiệm và tính toán

phù hợp với nhau cho cả trường hợp đơn phương và đa phương. Nhưng khi $n > 50$, kết quả tính toán cho trường hợp đa phương (hình 13b) không chính xác bằng kết quả trong điều kiện đơn phương (hình 13a). Vì vậy, khi tính toán áp lực nước lỗ rỗng

trong đất dính chịu tải trọng động chu kỳ đa phương thì công thức (1) chỉ có thể áp dụng cho trường hợp $n < 50$. Khi $n > 50$, cần thiết phải phát triển công thức (1) hoặc đề xuất phương pháp tính toán mới phù hợp hơn.



Hình 12. Quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng và độ biến dạng cho các thí nghiệm cát trượt chu kỳ đơn phương và đa phương với số lượng chu kỳ khác nhau



Hình 13. Quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng với độ biến dạng cho thí nghiệm cát trượt chu kỳ đơn phương và đa phương ($\theta = 90^\circ$) với số lượng chu kỳ khác nhau

3.2. Áp lực nước lỗ rỗng theo hàm số của độ biến dạng tích lũy (G^*) - phương pháp tính toán mới

3.2.1. Định nghĩa các thông số đường biến dạng

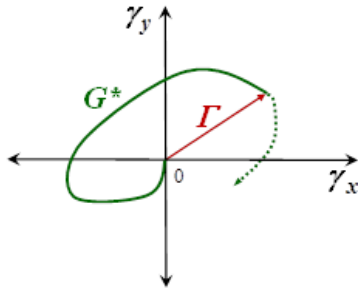
Fukutake và Matsuoka xây dựng một mô hình gọi là Mô hình Bowl để luận giải sự di chuyển hạt đất của đất loại cát trong điều kiện cắt trượt động chu kỳ đa phương thoát nước. Trong mô hình này, đường biến dạng trượt trên mặt phẳng ngang có thể mô tả bằng hai thông số là độ biến dạng tổng hợp - T và độ biến dạng tích lũy - G^* [3]. Trong đó, độ

biến dạng tổng hợp là khoảng cách hiện tại của hạt đất so với vị trí ban đầu, thông số này liên quan đến sự dịch chuyển của hạt đất trong quá trình cắt trượt và độ biến dạng tích lũy là chiều dài của đường biến dạng trượt trong quá trình cắt trượt, nên thông số này liên quan đến mức độ phá hủy cấu trúc của mẫu đất (hình 14). Hai thông số trên được mô tả bằng công thức (4) và (5) như sau:

$$G^* = \sum \Delta G^* = \sum \sqrt{\Delta \gamma_x^2 + \Delta \gamma_y^2} \quad (4)$$

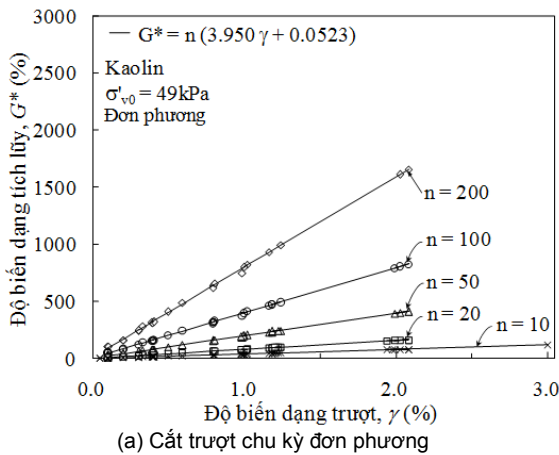
$$\Gamma = \sqrt{\gamma_x^2 + \gamma_y^2} \quad (5)$$

Với $\Delta\gamma_x$ và $\Delta\gamma_y$ đặt trung cho phần tử tăng lên của độ biến dạng trượt lần lượt theo phương X và Y.



Hình 14. Khái niệm độ biến dạng tích lũy (G^*) và độ biến dạng tổng hợp (Γ) trong cắt trượt chu kỳ đa phương (theo Fukutake và Matsuoka [14])

Quan hệ giữa độ biến dạng tích lũy (G^*) với độ



biến dạng trượt (γ) cho số lượng chu kỳ khác nhau ($n = 10, 20, 50, 100$ và 200) lần lượt được trình bày trên hình 15a, b cho trường hợp đơn phương và đa phương. Kí hiệu trong hình là kết quả thí nghiệm và các đường nét liền là giá trị tính toán theo các công thức sau:

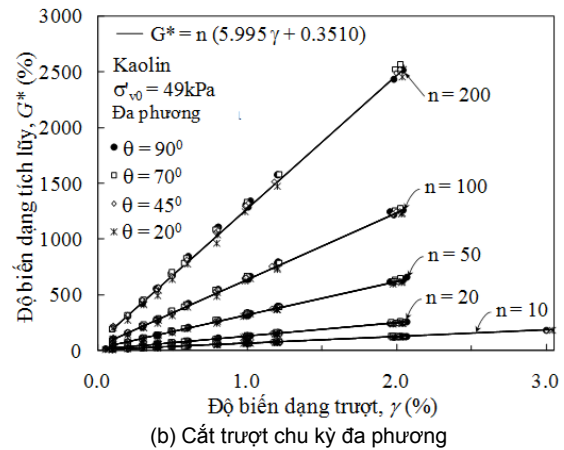
- Cắt trượt chu kỳ đơn phương:

$$G^* = n (3.950 \gamma + 0.0523) \quad (6)$$

- Cắt trượt chu kỳ đa phương:

$$G^* = n (5.995 \gamma + 0.3510) \quad (7)$$

Giá trị tính toán theo công thức (6) và (7) hoàn toàn phù hợp với kết quả thí nghiệm. Từ hình 15 có thể kết luận rằng độ biến dạng tích lũy là hàm số của độ biến dạng (γ) và số lượng chu kỳ (n). Khi số lượng chu kỳ bằng nhau, G^* tăng theo tỷ lệ với γ , và khi so sánh hình 15a, b tại cùng độ biến dạng, G^* trong trường hợp đa phương lớn hơn trong trường hợp đơn phương và độ chênh lệch giữa chúng tăng lên theo số lượng chu kỳ.



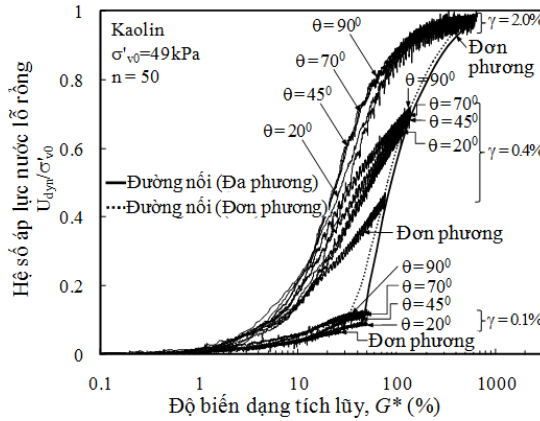
Hình 15. Quan hệ giữa độ biến dạng trượt tích lũy (G^*) với độ biến dạng (γ) và số lượng chu kỳ (n) trong cắt trượt chu kỳ đơn phương (a) và đa phương (b)

3.2.2. Quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng (U_{dyn}/σ'_{v0}) với độ biến dạng tích lũy (G^*)

Nhằm thể hiện tính ưu việt của độ biến dạng tích lũy (G^*) trong mô tả sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng, quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng và G^* được trình bày trên hình 16 cho số lượng chu kỳ $n = 50$ (số liệu tương tự trong hình 9). Hai đường nét đứt và nét liền lần lượt là giá trị của U_{dyn}/σ'_{v0} sau 50 chu kỳ cho trường hợp đơn phương và đa phương. Có thể thấy rằng, tại cùng giá trị độ biến dạng và số lượng chu kỳ, độ biến

dạng tích lũy trong thí nghiệm đa phương lớn hơn trong đơn phương và đối với cắt trượt chu kỳ đa phương có độ lệch pha khác nhau thì thông số này tăng theo độ lệch pha, và G^* càng lớn thì hệ số áp lực nước lỗ rỗng càng cao. Như đã đề cập trước đây, áp lực nước lỗ rỗng phụ thuộc rất lớn vào phương cắt trượt (giữa đơn phương và đa phương) nên sự khác nhau về hệ số áp lực nước lỗ rỗng giữa thí nghiệm đa phương và đơn phương là rất rõ ràng (hình 12). Tuy nhiên, khi so sánh hai đường nét liền và nét đứt trong hình 16 thấy chúng gần như trùng nhau và điều này cho thấy sự khác nhau về

hệ số áp lực nước lỗ rỗng giữa thí nghiệm đơn phương và đa phương (hay ảnh hưởng của phương



Hình 16. Quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng và độ biến dạng tích lũy trong thí nghiệm cắt trượt chu kỳ đơn phương và đa phương thực hiện cho $\gamma = 0,1\%$, $0,4\%$ và $2,0\%$

3.2.3. Hệ số áp lực nước lỗ rỗng là hàm số của độ biến dạng tích lũy G^*

Năm 2011, Matsuda cùng cộng sự đã đề xuất phương pháp mới tính toán sự thay đổi của ứng suất hữu hiệu trong đất loại cát dưới tác động của tải trọng chu kỳ đa phương thông qua sử dụng độ biến dạng tích lũy (G^*) như sau:

$$\left| \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right| = \frac{G^*}{\alpha + \beta G^*} \quad (8)$$

trong đó $\Delta \sigma'_v$ là độ suy giảm của ứng suất hữu hiệu

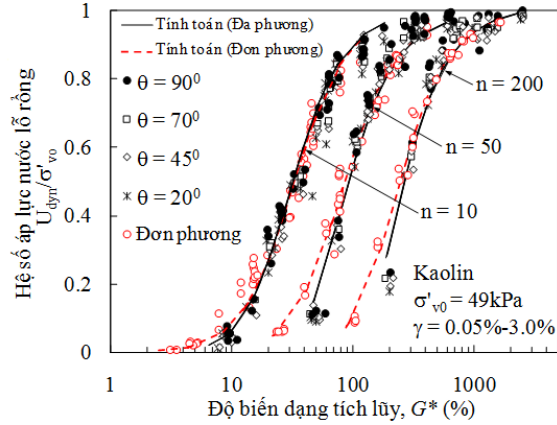
Đối với điều kiện không thoát nước thì độ suy giảm của ứng suất hữu hiệu cân bằng với giá trị tăng lên của áp lực nước lỗ rỗng, nghĩa là $U_{dyn} = |\Delta \sigma'_v|$. Do đó, khi ứng dụng cho thí nghiệm cắt trượt chu kỳ không thoát nước thì công thức (8) trở thành:

$$\frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}} = \frac{G^*}{\alpha + \beta G^*} \quad (9)$$

Hệ số α và β trong công thức (8) và (9) tương tự như trong công thức (1).

Quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng và logarit độ biến dạng tích lũy được thể hiện trong hình 17 cho các điều kiện phương cắt trượt, độ biến dạng và số lượng chu kỳ khác nhau. Ký hiệu

cắt trượt lên áp lực nước lỗ rỗng) có thể được triệt tiêu khi sử dụng độ biến dạng tích lũy G^* .



Hình 17. Quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng và logarit của độ biến dạng tích lũy cho các điều kiện phương cắt trượt, độ biến dạng và số lượng chu kỳ khác nhau

trong hình là kết quả thí nghiệm và đường nét liền và nét đứt tương ứng với giá trị tính toán bằng công thức (9) cho trường hợp đơn phương và đa phương. Nhìn chung, giá trị tính toán phù hợp với kết quả thí nghiệm cho tất cả các điều kiện thí nghiệm khác nhau. Ngoài ra có thể thấy trong hình 17, độ biến dạng tích lũy G^* tăng theo độ biến dạng trượt và số lượng chu kỳ, và độ biến dạng tích lũy càng lớn thì hệ số áp lực nước lỗ rỗng càng cao.

Trong hình 12a, b, tương ứng với mỗi số lượng chu kỳ, hệ số áp lực nước lỗ rỗng giữa thí nghiệm đa phương và đơn phương chênh lệch nhau rất lớn trong giới hạn độ biến dạng từ 0,05% đến 3,0%. Tuy nhiên, khi sử dụng độ biến dạng tích lũy G^* , thì sự chênh lệch này bị biến mất, cũng như thông qua kết quả thí nghiệm và giá trị tính toán trong hình 17. Do đó, sự chênh lệch hệ số áp lực nước lỗ rỗng giữa cắt trượt chu kỳ đơn phương và đa phương hay ảnh hưởng của phương cắt trượt lên sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng có thể bị triệt tiêu khi sử dụng hàm số của độ biến dạng tích lũy.

4. Kết Luận

Kết quả ghi lại từ máy tính về sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cắt trượt không thoát nước và quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng với độ lệch pha và độ biến dạng cho thấy rằng phương cắt trượt, biên độ biến dạng trượt và số lượng chu kỳ có ảnh hưởng rất lớn đến sự phát

triển của áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cắt trượt động chu kỳ không thoát nước. Độ biến dạng và số lượng chu kỳ càng lớn thì hệ số áp lực nước lỗ rỗng càng cao. Tại cùng giá trị độ biến dạng và số lượng chu kỳ, áp lực nước lỗ rỗng do cắt trượt đa phương gây ra lớn hơn rất nhiều trong thí nghiệm đơn phương. Đối với các thí nghiệm đa phương thì áp lực nước lỗ rỗng tăng theo độ lệch pha.

Phương pháp tính toán áp lực nước lỗ rỗng truyền thống do Ohara và Matsuda (1984) đề xuất (cho điều kiện cắt trượt đơn phương) có thể áp dụng cho điều kiện cắt trượt đơn phương và đa phương khi $n < 50$. Khi $n > 50$ giá trị tính toán trong điều kiện đa phương không chính xác nên cần thiết phải phát triển phương pháp cũ hoặc đề xuất phương pháp mới cho phép tính toán hệ số áp lực nước lỗ rỗng trong điều kiện cắt trượt chu kỳ đa phương với độ biến dạng và số lượng chu kỳ khác nhau.

Nhằm kiểm tra ảnh hưởng của tải trọng thẳng đứng lên tính chất động học của đất, một số thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đa phương ($\theta = 90^\circ$) được tiến hành trong điều kiện tải trọng thẳng đứng $\sigma_{vo} = 98$ kPa. Kết quả thí nghiệm cho thấy sự khác nhau của tải trọng thẳng đứng, tối thiểu giữa 49kPa và 98kPa, không ảnh hưởng nhiều đến sự phát triển của áp lực nước lỗ rỗng trong điều kiện cắt trượt chu kỳ đa phương. Kết quả này phù hợp với kết luận trước đây cho điều kiện cắt trượt chu kỳ đơn phương.

Thông qua sử dụng thông số biến dạng mới là độ biến dạng tích lũy G^* , chúng tôi đã phát triển và áp dụng thành công phương pháp mới cho phép tính toán hệ số áp lực nước lỗ rỗng trong các điều kiện thí nghiệm khác nhau: đơn phương, đa phương có độ lệch pha khác nhau, biên độ biến dạng và số lượng chu kỳ khác nhau. Đồng thời, bằng việc sử dụng thông số mới này, chúng ta có thể triệt tiêu ảnh hưởng của phương cắt trượt lên sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cắt trượt không thoát nước.

TÀI LIỆU DẪN

[1] Ansal, A., Iyisan, R. and Yildirim, H., 2001: "The cyclic behavior of soils and effects of geotechnical factors in microzonation", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 21, No. 5, pp. 445-452.

[2] DeGroot, D. J., Ladd, C. C. and Germaine, J. T., 1996: Undrained multidirectional direct simple shear behavior of cohesive soil, J. Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 122, No. 2, pp.91-98.

[3] Fukutake, K. and Matsuoka, H. A., 1989: "Unified law for dilatancy under multi-directional simple shearing", Journal of JSCE Division C, JSCE, Vol. (412/III-1), pp. 143-151 (tiếng Nhật)

[4] Hyodo, M., Yamamoto, Y. and Sugiyama, M., 1994: "Undrained cyclic shear behaviour of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress", Soils and Foundations, Vol. 34, No. 4, pp. 1-11.

[5] Matsuda, H., 1997: "Estimation of post-earthquake settlement-time relations of clay layers", Journal of JSCE Division C, JSCE, Vol. 568(III-39), pp. 41-48 (tiếng Nhật).

[6] Matsuda, H. and Ohara, S., 1989: "Threshold strain of clay for pore pressure buildup", Proc. of 12th World Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio De Janeiro, pp. 127-130.

[7] Matsuda, H. and Nagira, H., 2000: "Decrease in effective stress and reconsolidation of saturated clay induced by cyclic shear", Journal of JSCE Division C, JSCE, Vol. 659(III-52), pp. 63-75 (tiếng Nhật).

[8] Matsuda, H., Shinozaki, H., Okada, N., Takamiya, K. and Shinyama, K., 2004: "Effects of multi-directional cyclic shear on the post-earthquake settlement of ground", Proc. of 13th World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2890.

[9] Matsuda, H., Andre, P. H., Ishikura, R. and Kawahara, S., 2011: "Effective stress change and post-earthquake settlement properties of granular materials subjected to multi-directional cyclic simple shear", Soils and Foundations, Vol. 51, No. 5, pp. 873-884.

[10] Ohara, S., Matsuda, H. and Kondo, Y., 1984: "Cyclic simple shear tests on saturated clay with drainage", Journal of JSCE Division C, JSCE, Vol. (352/III-2), pp. 149-158 (tiếng Nhật).

[11] Ohara, S. and Matsuda, H., 1988: "Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear", Soils and Foundations, Vol. 28, No. 3, pp. 103-113.

[12] Ohmachi, T., Kawamura, M., Yasuda, S.,

Mimura, C. and Nakamura, Y., 1988: "Damage due to the 1985 Mexico Earthquake and the ground conditions", Soils and Foundations, Vol. 28, No. 3, pp. 149-159.

[13] Yasuhara, K. and Andersen, K. H., 1991: "Recompression of normally consolidated clay

after cyclic loading", Soils and Foundations, Vol. 31, No. 1, pp. 83-94.

[14] Yildirim, H. and Ersan, H., 2007: "Settlements under consecutive series of cyclic loading", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 27, No. 6, pp. 577-585.

SUMMARY

Study on excess pore water pressure changes of saturated soft clay subjected to undrained uni-directional and multi-directional cyclic simple shears

In this paper, normally consolidated specimens of kaolinite clay were tested under undrained uni-directional and multi-directional cyclic simple shears. It is shown from the test results that shear strain amplitude (γ), cyclic shear direction (phase difference (θ)) and the number of cycles (n) have significant effects on the changes of excess pore water pressure during cyclic shearing. However, the effect of cyclic shear direction on the excess pore water pressure can be eliminated by using a new parameter - cumulative shear strain (G^*). Conventional estimation method of excess pore water pressure can not be used for the case of multi-directional cyclic shear with the number of cycles larger than 50 ($n > 50$). Consequently, a new estimation method, which is a function of cumulative shear strain was proposed. This method can be applied to various experimental conditions including uni-directional and multi-directional cyclic simple shear with different shear strain amplitudes and number of cycles.