

# HIỆU QUẢ CỦA PHƯƠNG PHÁP CỐ KẾT CHÂN KHÔNG KẾT HỢP VỚI GIA TẢI TRƯỚC TRÊN NỀN ĐẤT YẾU KHU CÔNG NGHIỆP PHÚ MỸ

Trần Quang Hộ\*, Trịnh Thị Thùy Dương\*\*, Võ Minh Thắng\*\*

## Tóm tắt:

Ở Việt Nam còn quá ít công trình xử lý nền bằng phương pháp cố kết chân không. Tuy nhiên phương pháp cố kết chân không đã được sử dụng để xử lý nền cho công trình cảng SITV dọc theo sông Thị Vải. Công tác quan trắc đã được tiến hành đầy đủ và cẩn thận để rút ra những kết luận được sử dụng như những hướng dẫn, kinh nghiệm cho những công trình tương tự kế tiếp.

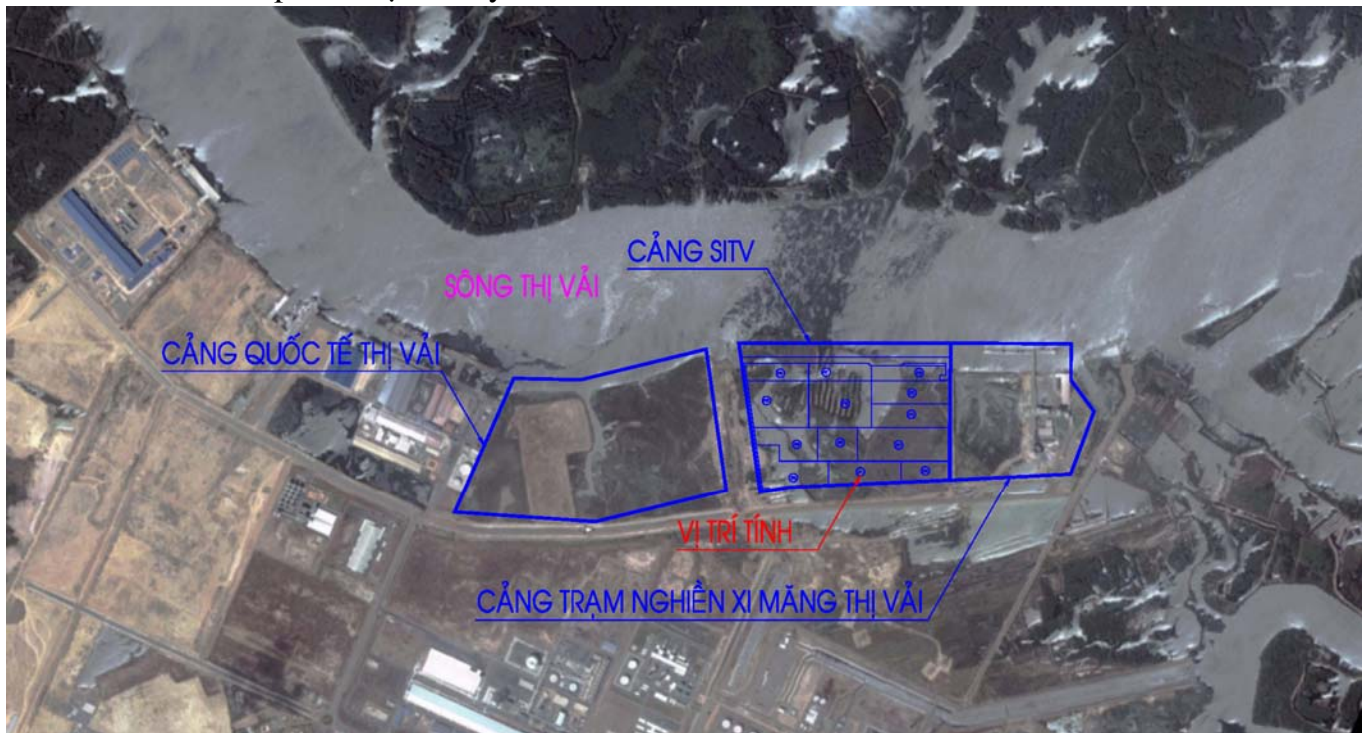
## Abstract.

There are too few study cases about vacuum consolidation in Viet Nam. Vacuum consolidation has been applied as a preloading method for SITV Terminal Soil Improvement along Thi Vai river in the South of Viet Nam. Monitoring was carried out during and after the construction. Monitoring data were back analysed to draw conclusions which will be used as past experiences and guide lines for next similar projects.

## 1. Mô tả công trình

Cảng SITV được xây dựng dọc theo sông Thị Vải. Phần bờ cần phải được xử lý nền trên

một diện tích là 33.57ha được phân ra nhiều khu vực nhỏ để xử lý từng đợt. Khu vực FP1 được chọn làm thử nghiệm hiện trường, Hình 1.



Hình 1: Vị trí xây dựng

## 2. Địa chất khu vực

Tình hình địa chất khu vực xây dựng được mô tả theo từng lớp đất và được trình bày trong Bảng 1.

\* Trường Đại học Bách Khoa Tp.Hồ Chí Minh

\*\* Công ty Cổ phần Tư vấn Thiết kế Cảng — Kỹ thuật Biển (PortCoast)

Bảng 1: Chỉ tiêu cơ lý của đất nền

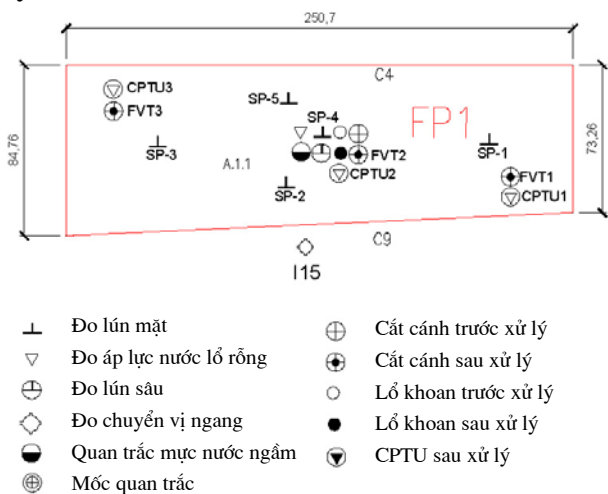
H	w	$\gamma_w$	e	$w_L$	$I_L$	$I_p$	$C_c$	$C_v$
m	%	g/cm <sup>3</sup>		%		%		m <sup>2</sup> /yr
3.0~3.6	55.5	1.67	1.485	51.9	1.07	27.6	0.330	4.4
5.0~5.6	82.5	1.50	2.287	88.1	0.82	49.9	-	-
7.0~7.6	73.9	1.55	2.044	74.2	0.89	43.9	0.833	2.0
9.0~9.5	72.4	1.57	1.986	80.0	0.91	45.3	1.808	0.9
12~12.6	68.0	1.59	1.847	70.2	0.95	37.6	0.699	1.3
14~14.7	61.4	1.64	1.666	65.1	1.01	37.1	0.916	1.8

### 3. Phương pháp hút chân không

Khu vực FP1 được thử nghiệm với phương pháp cố kết chân không cộng với gia tải trước. Nền bên dưới đã được xử lý bằng bác thấm dài 35m bố trí theo lưới tam giác với khoảng cách là 1.2m. Áp lực hút chân không được thực hiện bắt đầu từ ngày 22/10/2008. Sau khi áp lực hút chân không ổn định với áp lực là 80kPa nền được gia tải trước với chiều cao 2.5m cát bên trên màn kín khí bao quanh khu vực hút chân không. Nền chịu tác dụng đủ tải do hút chân không và gia tải trước kể từ ngày 17/12/2008. Nền được dỡ tải và xả áp lực hút chân không vào ngày 23/3/2009. Tổng cộng thời gian nền được cố kết trước là 152 ngày.

### 4. Kết quả quan trắc

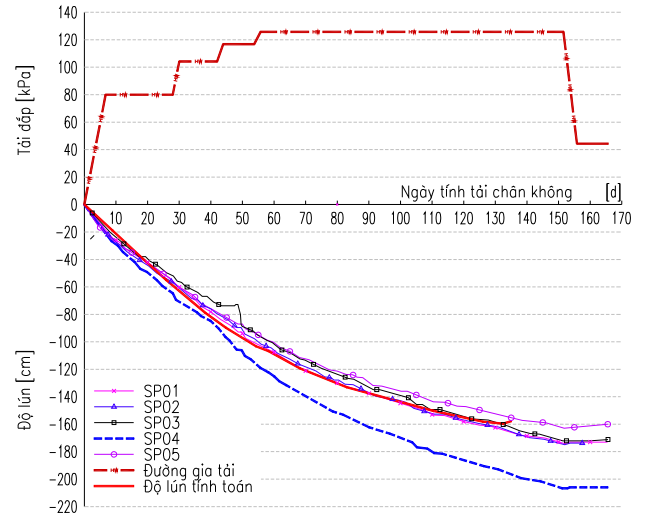
Mặt bằng bố trí các thiết bị đo và vị trí các thí nghiệm ở hiện trường trước và sau khi xử lý.



Hình 2: Mặt bằng xử lý & quan trắc

### 4.1. Độ lún

Độ lún cố kết sơ cấp được quan trắc bằng bàn đo lún suốt trong thời gian hút chân không là 1.623m đến 2.060m và độ lún trung bình là 1.774m. Sau khi xả áp lực hút chân không độ nở của nền là 1,8cm. Các đường cong lún từ kết quả quan trắc và từ tính toán được trình bày trong Hình 3.

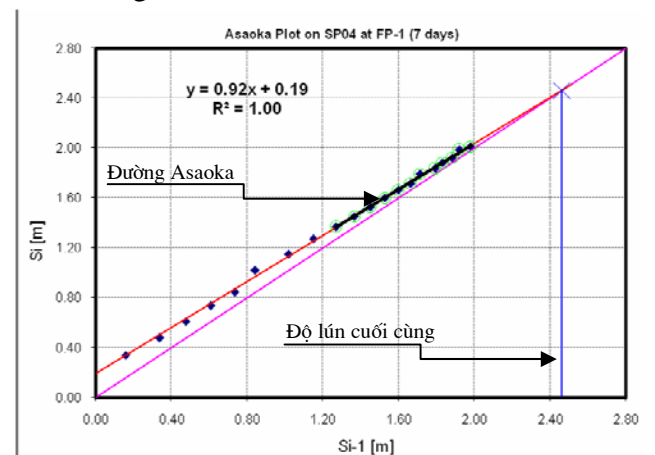


Hình 3: Lún từ kết quả quan trắc & tính toán

Để xác định thời gian phải hút chân không và gia tải trước, phương pháp Asaoka được sử dụng để xác định độ lún cố kết sơ cấp cuối cùng bằng cách vẽ biểu đồ quan hệ giữa độ lún  $S_i$  ở thời điểm  $t$  và độ lún  $S_{i-1}$  ở thời điểm  $t+\Delta t$ . Bằng phương pháp thống kê tuyến tính có thể xác định phương trình đường quan hệ trên ở dạng đường thẳng như sau:

$$S_i = \beta_0 + \beta_1 S_{i-1} \quad (1)$$

Độ lún cuối cùng của nền là độ lún lúc  $S_i = S_{i-1}$  có nghĩa là vẽ đường 45<sup>0</sup> sẽ xác định độ lún cuối cùng, Hình 4.



Hình 4: Biểu đồ Asaoka xác định độ lún

$\beta_0$  : giá trị lún ban đầu (sau 7 ngày đầu quan trắc).

$\beta_1$  : độ dốc đường Asaoka.

Theo tính toán thiết kế dưới tác dụng của áp lực hút chân không 80kPa kết hợp 2.5m cát gia tải thì nền yêu cầu phải đạt đến độ cố kết 85% khi dỡ tải. Giả thiết độ lún tức thời  $S_i = 0.1S_c$  và nền phải đạt 85% độ lún cố kết  $S_c$  thì độ lún yêu cầu lúc dỡ tải được xác định như sau:

$$S_{\text{target}} = S_{\text{fp}} (10\% + 90\%.85\%) = 0,865S_{\text{fp}} \quad (2)$$

$S_{\text{target}}$  : độ lún yêu cầu.

$S_{\text{fp}}$  : độ lún cuối cùng theo Asaoka.

Kết quả tính toán từ các vị trí đo lún như sau:

**Bảng 2: Kết quả phân tích theo phương pháp Asaoka**

Số hạng	Đơn vị	SP01	SP02	SP03	SP04	SP05	Tr.bình
Th.gian	ngày	152	152	152	152	152	152
$S_{\text{fp}}$	cm	183.0	203.0	205.3	246.4	198.2	207.2
$\beta_1$		0.907	0.916	0.921	0.922	0.911	0.915
$\beta_0$	cm	17.0	17.2	16.3	19.2	17.7	17.5
$S_{\text{target}(85\%)}$	cm	158.3	175.6	177.6	213.1	171.4	179.2
$S_{\text{max}}$	cm	162.3	174.1	171.4	206.0	173.2	177.4
U	%	88.7	85.7	83.5	83.6	87.4	85.8

## 4.2. Áp lực nước lỗ rỗng

Hình 5 cho thấy áp lực nước lỗ rỗng giảm trong suốt quá trình hút chân không. Khi mới bắt đầu tác dụng áp lực hút chân không áp lực nước ở trên bề mặt giảm một cách nhanh chóng và chiều sâu vùng ảnh hưởng của áp lực hút chân không đến cao trình -17.4m. Khi gia tải thêm thì áp lực nước lỗ rỗng tăng từ 14kPa đến 31kPa ở vị trí các piezometer P01-1 đến P01-5. Tuy nhiên sau đó áp lực nước lỗ rỗng giảm xuống một cách nhanh chóng do ảnh hưởng của áp lực hút chân không.

Độ cố kết trung bình tính trên cơ sở áp lực nước lỗ rỗng được tính theo công thức như sau:

$$U_{\text{average}} = 1 - \frac{\int [u_f(z) - u_s] dz}{\int [u_0(z) + \Delta\sigma - u_s] dz} \quad (3)$$

Trong đó:

$u_f$  : áp lực nước lỗ rỗng vào thời điểm tính toán.

$u_s = \gamma_w z - 80$  : đường áp lực hút chân không ở độ sâu z (áp lực hút chân không 80kPa).

$\gamma_w$  : dung trọng đơn vị của nước.

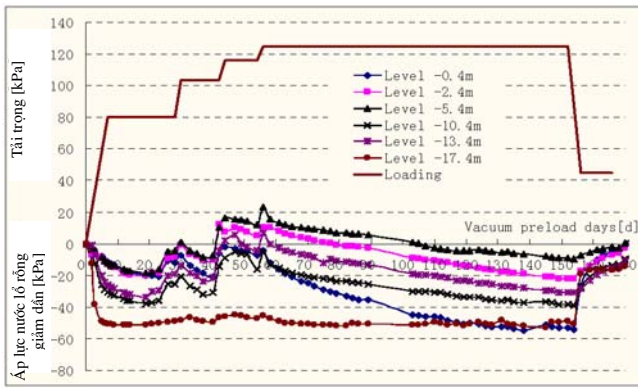
$\Delta\sigma$  : áp lực do gia tải trước.

**Bảng 3: Độ cố kết tính theo áp lực nước lỗ rỗng**

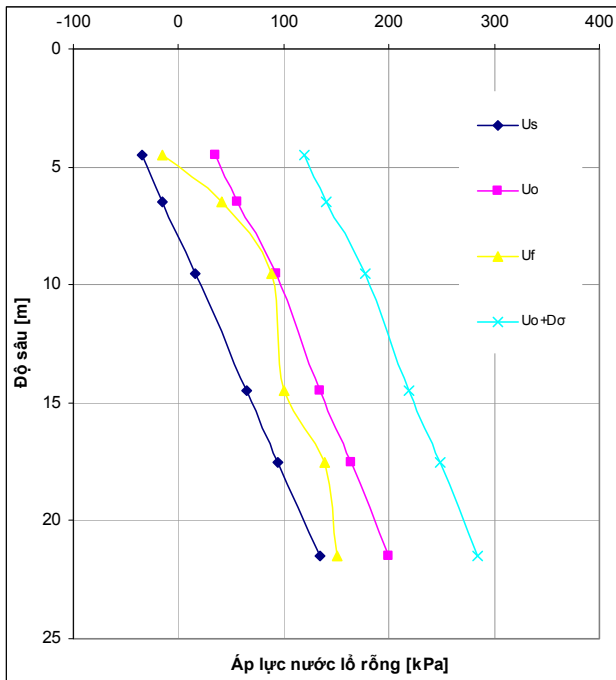
Vị trí	z	P	h	$u_s$	$u_0$	$u_f$	$\Delta_s$	$U_{\text{average}}$
	m	kPa	m	kPa	kPa	kPa	kPa	%
P01-1	-0.4	80	4.5	-35	34.9	-16.17	84.76	73.03
P01-2	-2.4	80	6.5	-15	56.0	35.38	84.76	
P01-3	-5.4	80	9.5	15	92.5	84.5	84.76	
P01-4	-10.4	80	14.5	65	134.7	97.88	84.76	
P01-5	-13.4	80	17.5	95	163.5	133.66	84.76	
P01-6	-17.4	80	21.5	135	200.0	147.23	84.76	

So sánh với độ cố kết tính theo độ lún quan trắc và độ lún cuối cùng theo phương pháp Asaoka thì độ cố kết tính theo áp lực nước lỗ rỗng cho kết quả nhỏ hơn. Điều này đã dự đoán trước khi xử lý nền. Kết quả tính theo độ lún vẫn đáng tin cậy hơn. Kết quả tính theo áp lực nước lỗ rỗng nhỏ hơn có thể do những nguyên nhân sau:

1. Trong thực tế quá trình từ biến xảy ra đồng thời với cố kết sơ cấp, các hạt đất có sự sắp xếp trở lại cho nên áp lực nước lỗ rỗng khó tiêu tán và vẫn tồn tại ở giá trị lớn.
2. Áp lực nước lỗ rỗng được đo tại từng điểm ở những độ sâu khác nhau cho nên không đại diện được cho toàn bộ lớp đất cũng như cho cả chiều dày lớp đất.
3. Trong quá trình lắp đặt các piezometer phải khoan các hố khoan. Các hố khoan được giữ thành bằng bentonite và lấp lại bằng sét giữa hai piezometer. Cho nên vật liệu lấp hố khoan không giống với địa chất ban đầu.
4. Việc quan trắc lún bằng năm bàn đo lún tại các vị trí khác nhau trên toàn bề mặt vùng xử lý cho nên kết quả tính đại diện cho toàn khu vực mà không chịu ảnh hưởng bởi chiều dày cũng như điều kiện địa chất của các lớp đất bên dưới.
5. Đối với sét cố kết thường thì độ cố kết tính theo độ lún lớn hơn so với độ cố kết tính theo áp lực nước lỗ rỗng (Tavenas, 1979a).



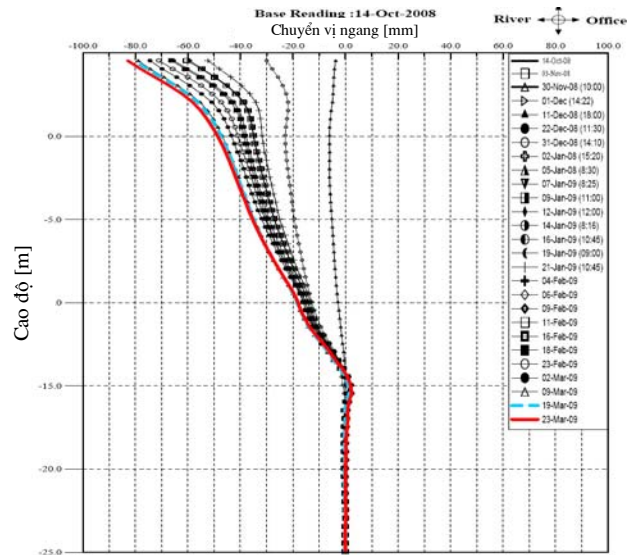
Hình 5: Áp lực nước lỗ rỗng quan trắc



Hình 6: Mức độ cố kết tính từ kết quả quan trắc áp lực nước lỗ rỗng

### 4.3. Chuyển vị ngang

Từ kết quả đo ở hiện trường, Hình 7, đã cho thấy chuyển vị ngang của nền hướng về phía khu vực được xử lý mà không chuyển vị ra ngoài như trường hợp gia tải thường thấy. Hơn nữa vì cố kết chân không kèm với gia tải trước cho nên chuyển vị ngang đã được bù trừ và có giá trị không lớn như thường thấy ở các công trường xử lý nền bằng phương pháp gia tải trước.



Hình 7: Kết quả quan trắc chuyển vị ngang

## 5. Kết quả phân tích ngược

Vì trong quá trình thi công bậc thấm đất nền xung quanh bị xáo trộn làm giảm đi hệ số thấm ngang cho nên hệ số thấm ngang trong vùng xáo trộn thường được giả thiết và đường kính vùng đất bị xáo trộn cũng được giả thiết. Việc giả thiết như vậy đôi khi có phần chủ quan và thiếu cơ sở thực nghiệm. Mục đích của việc phân tích ngược là bỏ đi tính chủ quan đó mà vẫn kể đến sự xáo trộn của đất trong lần phân tích kế tiếp. Đặc biệt kết quả phân tích ngược sẽ rất hợp lý khi phân tích lần kế tiếp bằng các phần mềm tính toán cố kết thấm của bậc thấm mà không mô phỏng được vùng đất bị xáo trộn như phần mềm Plaxis chẳng hạn. Thật vậy kết quả đo ở ngoài hiện trường đã có ảnh hưởng của sự xáo trộn cho nên khi phân tích ngược xác định hệ số cố kết thấm  $C_h$  từ lời giải của Hansbo (1981) thì hệ số  $F$  chỉ cần kể đến ảnh hưởng của tỉ số  $F_n = d_s/d_w$ , vì khi kể đến các hệ số  $F_s$  cũng như  $F_r$  mà giá trị của chúng thực sự đúng với thực tế ở ngoài công trường (thực ra vẫn là giả thiết) thì giá trị tính toán được của  $C_h$  xem như của đất tự nhiên.

### 5.1. Phân tích ngược hệ số cố kết thấm $C_h$ theo độ lún

Hệ số cố kết thấm theo phương ngang được phân tích ngược theo phương trình:

$$C_h = -d_c^2 F \frac{\ln(\beta_1)}{8\Delta t} \quad (4)$$

$$F = \ln\left(\frac{d_e}{d_w}\right) - 0.75$$

Bảng 4: Hệ số cố kết thấm được phân tích ngược

Plate	s	d <sub>e</sub>	d <sub>w</sub>	F	β <sub>1</sub>	Δt	C <sub>h</sub>
	cm	cm	cm			day	m <sup>2</sup> /yr
SP1	120	126	5.2	2.438	0.907	7	2.42
SP2	120	126	5.2	2.438	0.915	7	2.19
SP3	120	126	5.2	2.438	0.921	7	2.05
SP4	120	126	5.2	2.438	0.922	7	2.02
SP5	120	126	5.2	2.438	0.911	7	2.33
Trung bình	120	126	5.2	2.438	0.915	7	2.20

### 5.2. Phân tích ngược hệ số cố kết thấm C<sub>h</sub> theo áp lực nước lỗ rỗng

Hệ số cố kết thấm theo phương ngang được phân tích ngược theo phương trình:

$$C_h = \frac{-F_n d_e^2 \ln(1 - U_h)}{8t} = 1.81 \text{m}^2 / \text{yr} \quad (5)$$

Trong đó:  $F_n = \ln\left(\frac{d_e}{d_w}\right) - 0.75$

$$U_h = U_{\text{average}} \\ t = 152 \text{ ngày}$$

Vì U<sub>h</sub> được tính toán từ số liệu quan trắc cho nên kết quả tính C<sub>h</sub> ở trên đã có ảnh hưởng của đất xáo trộn cho nên khi tính toán lại U<sub>h</sub> thì chỉ sử dụng F = F<sub>n</sub>.

### 5.3. Hệ số cố kết thấm C<sub>h</sub> theo số liệu thí nghiệm hiện trường trước khi thi công

Mức độ cố kết theo lý thuyết được tính từ hệ số cố kết như công thức sau

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (6)$$

Trong đó:  $U_h = 1 - \exp\left(\frac{-8T_h}{F}\right)$

$$T_h = \frac{C_h t}{d_e^2}; F = F_n + F_s + F_r;$$

$$F_n = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2};$$

$$F_s = \left[ \left( \frac{k_h}{k_s} \right) - 1 \right] \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right); F_r = \pi Z(L - Z) \frac{k_h}{q_w}$$

$$U_v = 2\sqrt{\frac{T_v}{\pi}}; T_v = \frac{C_v t}{H_d^2}$$

Trong đó:  $\frac{k_h}{k_s} = 2; d_s = 0.061 \text{m}$

Bảng 5: So sánh giữa các phương pháp

Mục	Đơn vị	Thí nghiệm	PP Asaoka (trung bình)	PP áp lực lỗ rỗng (P01)
Bắt đầu			22-Oct-08	22-Oct-08
Ngày tính			23-Mar-09	23-Mar-09
Thời gian	Ngày	152	152	152
C <sub>h</sub>	m <sup>2</sup> /yr	1.86	2.20	1.81
C <sub>v</sub>	m <sup>2</sup> /yr	1.14	1.10	0.91
U	%	74.9	85.8	73.0

Từ bảng phân tích có thể nhận thấy rằng vì độ cố kết tính theo công thức lý thuyết ở trên là dựa trên áp lực nước lỗ rỗng cho nên kết quả tính có phần gần với kết quả do cố kết tính theo áp lực lỗ quan trắc ở hiện trường.

### 5.4. Phân tích ngược hệ số nén thứ cấp C<sub>αε</sub>

Vấn đề lún cố kết thứ cấp hay lún từ biến vẫn còn tiếp tục nhiều tranh cãi giữa các chuyên gia về cơ học đất là lún từ biến bắt đầu xảy ra khi nào. Có ba giả thiết khác nhau:

- Giả thiết cổ điển là lún cố kết thứ cấp (hay lún từ biến) xảy ra sau khi kết thúc lún cố kết sơ cấp.
- Giả thiết thứ hai là xem hiện tượng cố kết sơ cấp và cố kết thứ cấp xảy ra đồng thời và ảnh hưởng tương hỗ lẫn nhau.
- Giả thiết thứ ba là hiện tượng cố kết thứ cấp xảy ra ngay sau khi ứng suất có hiệu trong nền vượt qua áp lực tiền cố kết, có nghĩa là lúc đất nền trở nên cố kết thường.

Trong phân tích này giả thiết thứ nhất được sử dụng và độ lún cố kết thứ cấp được xác định theo công thức quen thuộc sau:

$$S_s = C_{\alpha\epsilon} H \log(t/t_p) \quad (7)$$

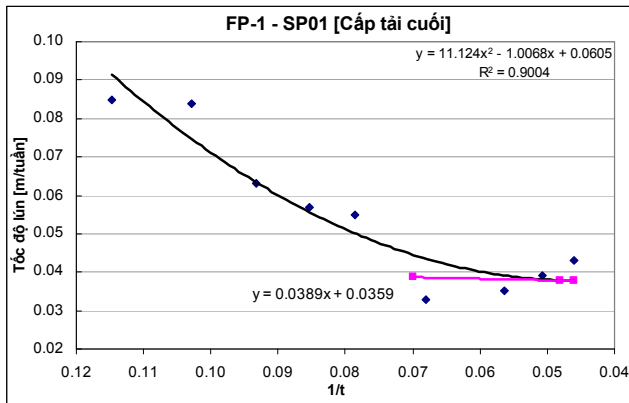
Trong đó C<sub>αε</sub> là hệ số nén cố kết thứ cấp, t<sub>p</sub> là thời gian kết thúc cố kết thứ cấp, H là chiều dày nén lún.

Lấy vi phân biểu thức trên theo t và xấp xỉ gần đúng bằng sai phân thì sẽ có được.

$$\Delta S_s = \frac{C_{\alpha\epsilon} H}{\ln(10)t} \Delta t = 0.4343 C_{\alpha\epsilon} H \frac{\Delta t}{t} \quad (8)$$

Giá trị 0.4343 C<sub>αε</sub>H chính là độ dốc của đoạn đường thẳng (giai đoạn từ biến) quan hệ giữa

tốc độ lún ( $\Delta S_s/\Delta t$ ) theo nghịch đảo của thời gian ( $1/t$ ) như trong Hình 8.

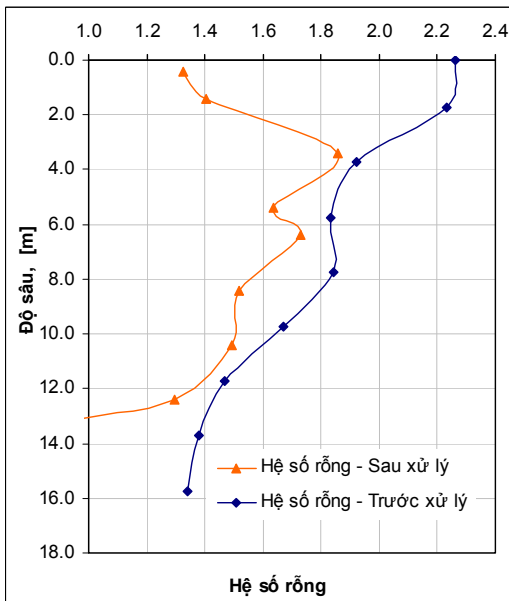


Hình 8: Hệ số lún từ biến tình từ tốc độ lún

Độ dốc của đường thẳng là 0.0389 cho nên  $C_{\alpha\varepsilon} = 0.004\text{m}^2/\text{năm}$ . Với kết quả đã tính thì độ lún cố kết thứ cấp sau thời gian 20 năm sẽ là:

$$S_s = C_{\alpha\varepsilon} H \log(t/t_p) = 13.4\text{cm}/20\text{năm}$$

Theo yêu cầu độ lún dư  $S_{\text{residual}}$  sau 20 năm kể từ khi dỡ tải nhỏ hơn 20cm. Độ lún dư bằng độ lún còn lại  $S_{\text{remain}}$  cộng với độ lún cố kết thứ cấp,  $S_s$ :



Hình 9: Hệ số rỗng theo độ sâu

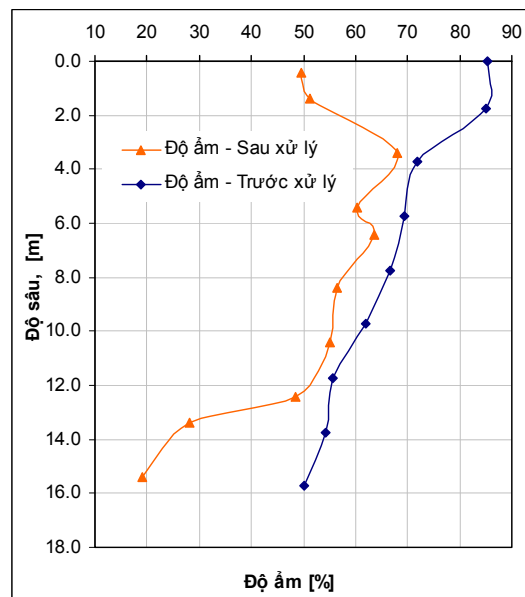
$$S_{\text{residual}} = S_{\text{remain}} + S_s = 1.8 + 13.4 = 15.2\text{cm}/20\text{năm} < 20\text{cm}/20\text{năm}$$

## 6. Các chỉ tiêu cơ học của nền sau khi xử lý

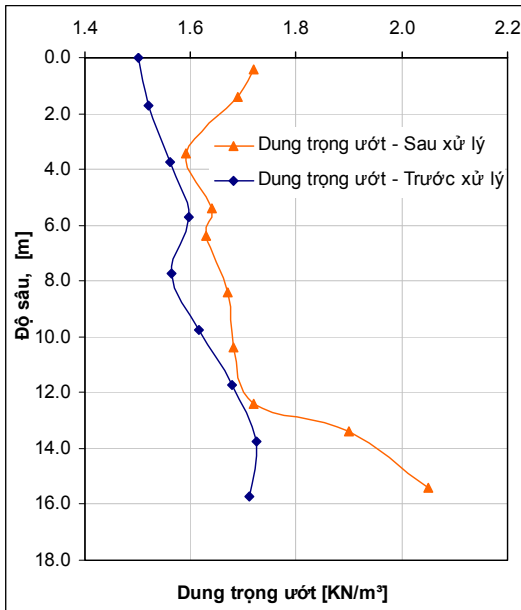
Để đánh giá sự hiệu quả của việc cố kết chân không, sau khi dỡ tải công tác khoan khảo sát thí nghiệm trong phòng cũng như ngoài hiện trường được tiến hành. Các mẫu đất lấy từ công trường được tiến hành thí nghiệm tất cả các chỉ tiêu. Ngoài công trường thí nghiệm xuyên tĩnh cũng như cắt cánh được tiến hành tại 3 vị trí cho mỗi loại thí nghiệm như Hình 1.

### 6.1. Kết quả thí nghiệm trong phòng

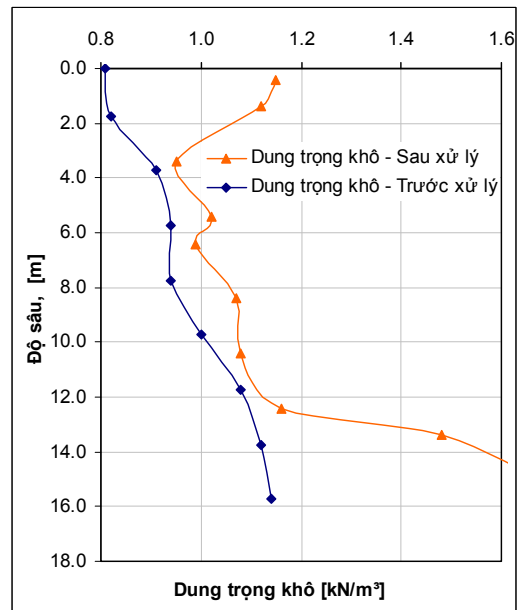
Từ kết quả thí nghiệm trong phòng đã cho thấy hệ số rỗng đã giảm, Hình 9, độ ẩm giảm, Hình 10, trong khi đó dung trọng ẩm, Hình 11 cũng như dung trọng khô, Hình 12 đều gia tăng.



Hình 10: Độ ẩm theo độ sâu



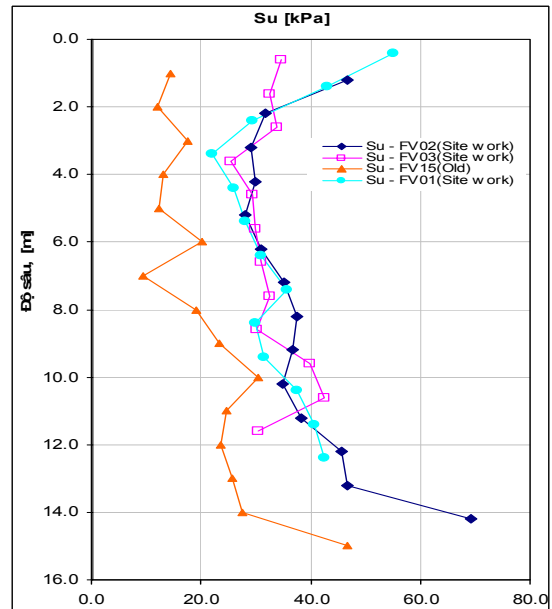
Hình 11: Dung trọng ướt theo độ sâu



Hình 12: Dung trọng khô theo độ sâu

### 6.2. Kết quả thí nghiệm ngoài hiện trường

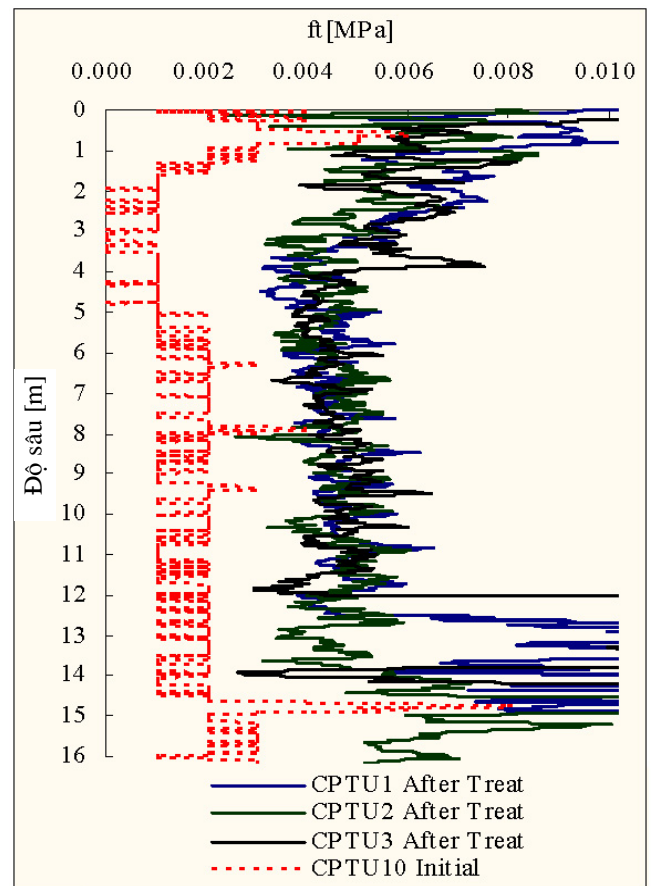
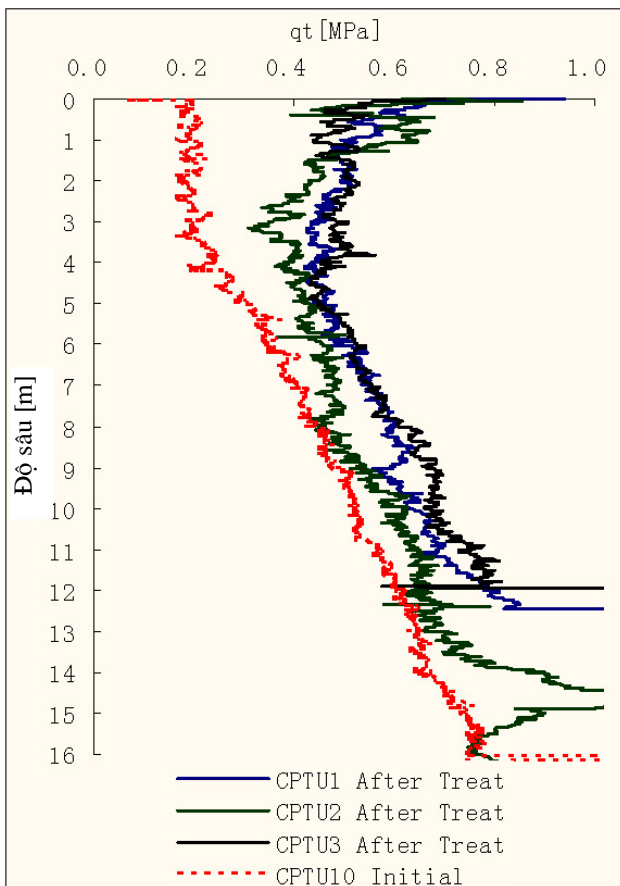
Kết quả sức chống cắt không thoát nước từ thí nghiệm cắt cánh, Hình 13 trước khi xử lý ký hiệu là  $S_u$ -FV15 và sau khi xử lý ký hiệu là  $S_u$ -FV01,  $S_u$ -FV02,  $S_u$ -FV03. Trên cơ sở giá trị trung bình thì kết quả đó cho thấy sức chống cắt tăng từ 21.3kPa đến 36.4kPa, có nghĩa là tăng khoảng 70%.



Hình 13: Thí nghiệm cắt cánh hiện trường trước và sau khi xử lý

Kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh, hình 14, trước khi xử lý ký hiệu là CPTU10 (initial) và sau khi xử lý ký hiệu là CPTU1, CPTU2, CPTU3 (After Treat.). Kết quả trước khi xử lý sức kháng xuyên thay đổi từ giá trị 0.071MPa đến 0.609MPa theo độ sâu từ

0÷12m. Kết quả sau khi xử lý trung bình thay đổi 0.307MPa đến 0.943MPa theo độ sâu từ 0÷12m. Kết quả sức kháng xuyên đã gia tăng 52%.



Hình 14: Sức kháng xuyên theo độ sâu

## 7. Kết luận

- Vì có sự hiện diện của bậc thấm cho nên vùng ảnh hưởng của cốt kết chân không lớn hơn 16m.
- Chuyển vị ngang của nền đất yếu chuyển dịch vào tâm vùng đất được xử lý và có giá trị nhỏ vì có sự bù trừ giữa hai chiều chuyển vị do hút chân không và gia tải trước.
- Thời gian để đạt được độ cố kết 85% phải mất 5 tháng từ thời điểm bắt đầu xử lý.
- Độ cố kết tính theo độ lún lớn hơn so với tính theo áp lực nước lỗ rỗng: điều này phù hợp với kết quả nghiên cứu của Tavenas (1979a).
- Độ cố kết tính theo công thức lý thuyết (Hansbo, 1979) dựa trên áp lực nước lỗ rỗng cho nên kết quả tính gần với độ cố kết tính theo áp lực nước lỗ rỗng quan trắc ở hiện trường.
- Các chỉ tiêu cơ lý và cường độ của đất nền sau khi dỡ tải đã cải thiện và gia tăng một cách hợp lý.

## 8. Tài liệu tham khảo

- Siew Ann Tan & Soon-Hoe Chew. Coparison of the hyperbolic and Asaoka Observational Method of Monitoring Consolidation With Vertical Drains, SOIL AND FOUNDATIONS Vol.36 No.3, 31-42, Sept,1996 Japneses Geotechnical Society.
- Bergado, Dennes T. & et al., Prefabricated vertical drains ( PVDs) in soft Bangkok Clay: a case study of the new Bangkok International Airport Project.. Can Geotech J. Vol 39, 2002.
- Asaoka, Akira, Observational Procedure of settlement prediction, SOIL AND FOUNDATIONS Vol.18 No.4, Dec.,1978, Japneses Geotechnical Society.
- Hansbo, S., Consolidation of Fined Grained Soils by Prefabricated Drains.
- Tavenas, F. et al. (1979a) Analyse critique de la theorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. Revue Francaise Geotechnique, No.7, pp.29-43.
- Soft ground treatment stage report of FP1 area, CHEC-SITV project Management office.



