

PHÂN TÍCH ĐƯỜNG TRUYỀN TẢI TRỌNG TRONG CỌC BẰNG THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH KẾT HỢP ĐO BIẾN DẠNG DỌC THÂN CỌC

LÊ PHƯƠNG

Tóm tắt: Bài báo này phân tích đường truyền tải trong cọc từ kết quả thí nghiệm thử tĩnh kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc. Kết quả so sánh các phương pháp xác định module đàn hồi của cọc theo lý thuyết và thí nghiệm hiện trường thấy độ cứng của cọc tại hiện trường lớn hơn từ 1-1.5 lần giá trị tính toán lý thuyết và độ cứng của cọc phụ thuộc vào biến dạng cọc. 1. Sử dụng module đàn hồi xác định từ biến dạng hiện trường kết quả mô hình sức chịu tải cọc gần sát với thí nghiệm thử tĩnh ở các trường hợp tải trọng tác dụng lớn hơn từ 2-3Qtk.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ.

Thí nghiệm nén tĩnh đo biến dạng dọc thân cọc đã được áp dụng từ những năm 1969 cho các cọc bê tông cốt thép đúc sẵn ở rất nhiều nơi trên thế giới để xác định mức độ huy động ma sát bên dọc thân cọc. Đến những năm 1980 các nghiên cứu thực nghiệm trên cọc khoan nhồi cũng được tiến hành, một trong những nhà tiên phong trong thí nghiệm đo biến dạng dọc thân cọc là nhà địa kỹ thuật Bengt Fellenius, ông đã đề xuất các phương pháp phân tích ngược để xác định đường truyền tải trong cọc từ đó xác định được ma sát bên đơn vị cũng như sức kháng mũi đơn vị của cọc. Ngoài ra có thể kể đến các tác giả khác như: Balasubramaniam, Dunncliff, Mcrae, Sellers. Tuy nhiên ở nước ta thí nghiệm này chỉ mới được thực hiện ở một số công trình. Do đó việc áp dụng các phương pháp phân tích số liệu còn nhiều bất cập, do đó cần tiến hành các nghiên cứu để đề xuất, điều chỉnh phù hợp với điều kiện thí nghiệm và địa chất Việt Nam.

Ở nước ta những nghiên cứu đầu tiên về thí nghiệm nén tĩnh kết hợp đo biến dạng dọc

thân cọc đã được nhóm tác giả Nguyễn Minh Hải, Trần Thanh Quang... tiến hành nghiên cứu ở công trình Royal Tower ở quận 7, Tp Hồ Chí Minh. Nghiên cứu này đã áp dụng phương pháp phân tích ngược được Fellenius đề xuất. Đề tài của Hoàng Thanh Hải đề xuất quy trình xác định quy luật t-z của cọc cũng như xử lý số liệu biến dạng dọc thân cọc theo phương pháp xác định module đàn hồi pháp tuyến cho một số cọc khoan nhồi ở Hà Nội. Hai nghiên cứu chỉ dừng lại ở thiết lập đường truyền tải trong cọc mà chưa có những so sánh với các phương pháp tính toán giải tích hay phần tử hữu hạn để đề xuất lựa chọn phương pháp tính toán sức chịu tải cọc có độ tin cậy cao và phù hợp với địa chất nước ta.

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT PHÂN TÍCH ĐƯỜNG TRUYỀN TẢI TRONG CỌC TỪ THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG

2.1. Phân tích đường truyền tải trong cọc bằng phương pháp truyền tải trọng.

2.1.1. Xác định sức kháng ma sát từ thí nghiệm CPTu theo đề xuất của Eslami và Fellenius.

Phương pháp của Eslami và Fellenius đề nghị tính toán sức chịu tải của cọc bằng giá trị sức kháng mũi có hiệu \bar{q}_E thay cho sức kháng mũi tổng \bar{q}_t . Với

$$\bar{q}_E = \bar{q}_t - u_2 \quad (1)$$

Ma sát bên đơn vị được xác định theo công thức:

$$f_s = C_s \times \bar{q}_E \quad (2)$$

Với C_s tra trong bảng sau:

Loại đất	C_s
Sét mềm độ nhay cao	0.08
Đất sét	0.05
Sét cứng, sét lẫn bụi	0.025
Cát lẫn bột	0.015
Cát mịn	0.01
Cát, cát lẫn sỏi sạn	0.004

2.1.2. Sức kháng bên của cọc từ kết quả thí nghiệm SPT-TCVN10304-2012

Đối với đất sét.

$$f_s = \alpha \times C_u \quad (3)$$

- C_u -sức kháng ma sát không thoát nước của cọc.
- α -hệ số chiết giảm. Xác định bằng công thức 4.
- P'_o - ứng suất hữu hiệu của đất.

$$\alpha = 0.5\psi^{-0.5}, \psi \leq 1.0$$

$$\alpha = 0.5\psi^{-0.25}, \psi > 1.0 \quad (4)$$

$$\alpha \leq 1, \psi = c_u / p'_o$$

Đối với đất cát:

$$f_s = 0.33 \times N \quad (5)$$

2.1.3. Sức kháng ma sát tổng

Sức kháng ma sát tổng.

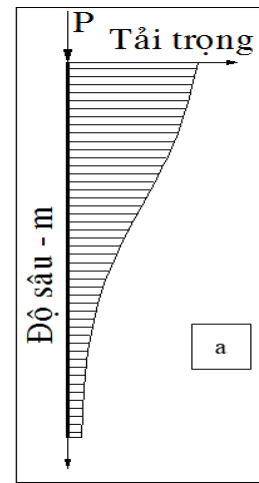
$$Q_s = \int A_s f_s dz \quad (6)$$

- Q_s : tổng sức kháng ma sát dọc thân cọc
- A_s : diện tích xung quanh cọc ở độ sâu z .

2.1.4. Đường truyền tải trong cọc.

Trong tính toán lý thuyết ta chỉ xác định được đường truyền tải cực hạn của cọc. Với giả thuyết sức kháng ma sát trong cọc được huy động hoàn toàn.

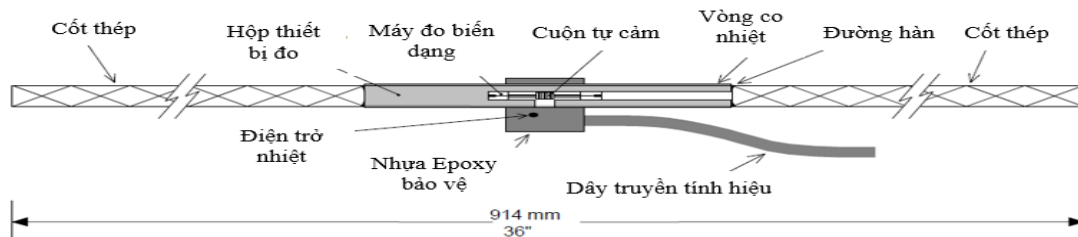
$$Q_{zi} = P - \sum f_i \Delta L_i \quad (7)$$



Hình 1. Đường truyền tải trong cọc

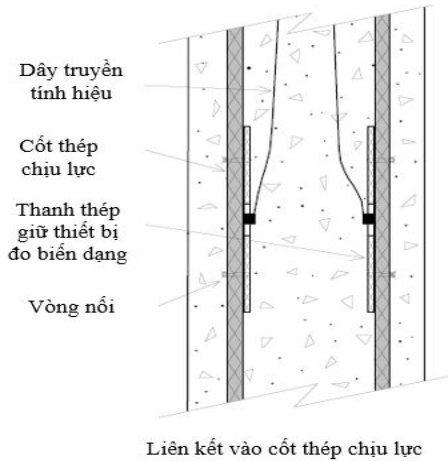
2.2. Giới thiệu thí nghiệm nén tĩnh đo biến dạng thân cọc.

Các thiết bị thí nghiệm tương tự như thiết bị thí nghiệm nén tĩnh cọc tuy nhiên thí nghiệm này có thêm lắp đặt thêm các thiết bị đo biến dạng dọc thân cọc. Các thiết bị đo biến dạng được gọi là đầu đo ứng suất bằng dây rung (Straingages – Sister bar). Thiết bị này được cung cấp bởi công ty Geokon. Sau



Hình 2. Cấu tạo thiết bị đo biến dạng – Model 491

đây là một số cấu tạo cơ bản của thiết bị đo biến dạng.



Hình 2. Cấu tạo liên kết đầu đo vào cọc.

2.3. Xác định biến dạng dọc thân cọc

Số đọc tại các đầu đo biến dạng ở 1 thời điểm được gọi là số đo biến dạng “Digits”. Số đo Digits được xác định từ quan hệ sau:

$$Digits = \frac{1}{T^2} \times 10^{-3} = \frac{Hz^2}{1000} \quad (8)$$

Với T là chu kỳ và Hz là tần số của đầu đo biến dạng dây rung.

Từ thông số Digits ta tính được biến dạng của cọc tại một vị trí khi chịu tải trọng P như sau:

$$\varepsilon = G(D_i - D_o) \quad (9)$$

Trong đó:

- G: hệ số đầu đo được cung cấp bởi nhà sản xuất thiết bị Geokon.
- D_0 : số đọc Digits ban đầu, số đọc ứng với cấp tải 0.
- D_i : số đọc Digits tại điểm thí nghiệm, số đọc ứng với cấp tải i.
- $\varepsilon < 0$ biến dạng nén, $\varepsilon > 0$: biến dạng kéo.

2.4. Xác độ cứng EA của cọc từ kết quả thí nghiệm.

Bảng 1.1. Bảng liệt kê các phương pháp xác định độ cứng của cọc

Cơ sở của phương pháp	Phương pháp	Phương trình	Các thông số chủ chốt được yêu cầu	Tài liệu trích dẫn
Thí nghiệm trong phòng	Diện tích quy đổi	$E = (E_s A_s + E_c A_c) / A$	E_c được lấy từ công thức tương quan đối với cường độ nén của các mẫu lập phương hoặc lăng trụ tròn. Các mẫu này được đúc trong quá trình đổ bê tông cọc hoặc khoan lõi cọc tại hiện trường.	O' Neil & Reese(1999), Hayes & Simmonds (2002); GEO (2006)
	Mô đun tiếp tuyến	$\sigma = 0.5a\varepsilon^2 + b\varepsilon$ $E_t = d\sigma/d\varepsilon$ $= a\varepsilon + b$ $E = 0.5a\varepsilon + b$	$d\sigma/d\varepsilon$ từ một vài bộ dữ liệu đầu đo biến dạng. a, b xác định từ biểu đồ $E_t - \varepsilon$	Fellenius (1989, 2001)
	Mô đun cát tuyến	$E = P/A\varepsilon$	ε xác định từ đầu đo biến dạng ở cao trình cao nhất.	Shi (1996); Deschamps & Richards (2005); GEO (2006)

2.5. Xác định nội lực dọc thân cọc.

Giá trị biến dạng dọc trục của cọc sẽ thu được từ thiết bị đo biến dạng, từ giá trị biến dạng ta sẽ tính được nội lực tương ứng thông qua định luật Hook:

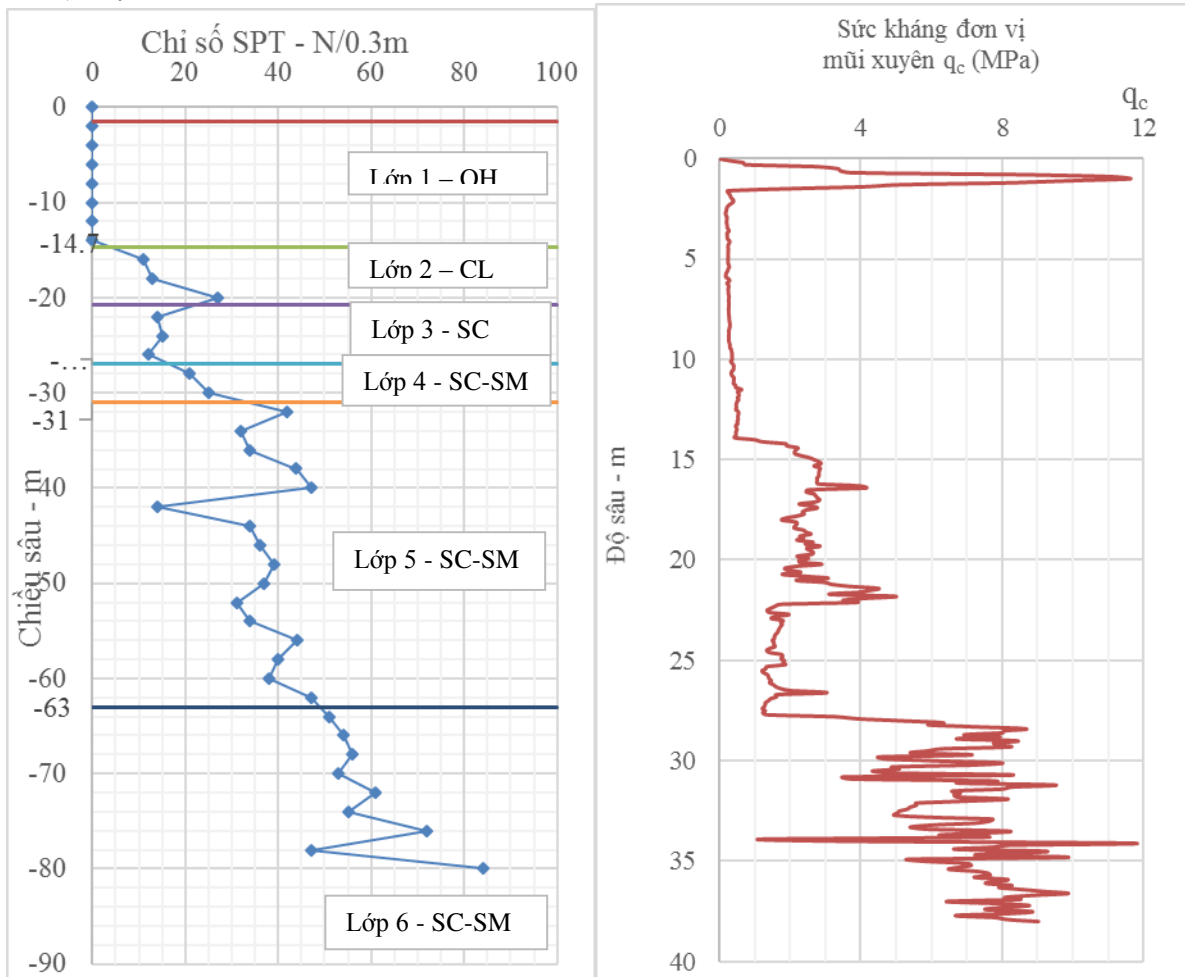
$$Q_z = EA_p \varepsilon_{AVG} \quad (10)$$

ε_{AVG} là biến dạng trung bình của các đầu đo tại 1 cao độ - đơn vị micro (microstrain).

3. Phân tích đường truyền tải trọng trong cọc công trình IC-Tower.

3.1. Tổng quan về địa chất công trình IC Tower.

Khu đất dự kiến xây dựng công trình nằm trên đường Nguyễn Lương Bằng, quận 7, TP.Hồ Chí Minh, Việt Nam.



Hình 3. Mặt cắt địa chất thông số kết quả thí nghiệm SPT,CPT.

Bảng 1.1. Tổng hợp kết quả thống kê địa chất

Thông số	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6
Mô hình	HS	HS	MC	MC	MC	MC
Ứng xử	Undrained	Undrained	Drained	Drained	Drained	Drained
γ_{unsat} (kN/m ³)	14.7	19.6	19.1	19.1	20	20.2
γ_{sat} (kN/m ³)	14.82	19.91	19.7	19.8	20.58	20.7
c' (kN/m ²)	11.2	29.3	1	1	1	1
ϕ' (°)	20.6	26.5	27	31	33	34
C_u (S_u) (kN/m ²)	18	98				
Ψ	0	0	0	1	3	4
k_x (m/day)	6.48E-05	5E-05	1	1	1	1
k_y (m/day)	4.32E-05	3E-05	1	1	1	1
OCR	1	2	2	1.5	1.5	1.5
R_{inter}	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Mô hình Hardening Soil						
E_{50}^{ref} (kN/m ²)	2000	12000	12000	30000	40000	50000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (kN/m ²)	1500	12000	12000	30000	40000	50000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (kN/m ²)	6000	36000	36000	90000	120000	150000
m	1	1	0.5	0.5	0.5	0.5
ν_{ur}	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
p^{ref} (kN/m ²)	100	100	100	100	100	100
K_0^{nc}	0.648	0.554	0.577	0.47	0.463	0.441

3.2. Phân tích đường truyền tải trong cọc từ tính toán lý thuyết từ số liệu địa chất trong phòng và kết quả thí nghiệm CPT, SPT.

Dựa theo lý thuyết trình bày trong mục 2. Ta xác định được đường truyền tải lý thuyết trình bày trong bảng:

Bảng 1.2. Kết quả phân tích đường truyền tải theo số liệu CPT&SPT

Độ sâu (m)	Chiều dài đoạn cọc (m)	q_c (MPa)	SPT	f_s (kPa)	Q_s (kN)	Q_s cộng dồn (kN)	Pi (kN)
0	0			0	0	0.00	30600.00
-1	1	5348		80.22	277.2	277.22	30322.78
-1.5	0.5	5348		80.22	138.6	415.83	30184.17
-10	8.5	170		13.6	399.5	815.31	29784.69
-15	5	257		20.56	355.3	1170.56	29429.44
-20	5	2250		112.5	1944	3114.42	27485.58
-27	7	1633		40.83	987.7	4102.11	26497.89
-30	3	6344		95.16	986.6	5088.66	25511.34
-37	7	7347		110.21	2666	7754.67	22845.33
-38	1		44	146.667	506.8	8261.51	22338.49
-40	2		47	156.667	1083	9344.31	21255.69
-42	2		14	46.6667	322.5	9666.85	20933.15
-44	2		34	113.333	783.3	10450.15	20149.85
-46	2		36	120	829.4	11279.53	19320.47
-48	2		39	130	898.5	12178.03	18421.97
-50	2		37	123.333	852.4	13030.45	17569.55
-52	2		31	103.333	714.2	13744.64	16855.36
-54	2		34	113.333	783.3	14527.94	16072.06
-56	2		44	146.667	1014	15541.63	15058.37
-58	2		40	133.333	921.5	16463.16	14136.84
-60	2		38	126.667	875.5	17338.62	13261.38
-62	2		47	156.667	1083	18421.42	12178.58
-64	2		51	170	1175	19596.38	11003.62
-66	2		54	180	1244	20840.45	9759.55
-68	2		56	186.667	1290	22130.60	8469.40
-69.5	1.5		53	176.667	915.8	23046.37	7553.63

3.3. Xác định đường truyền tải trong cọc từ kết quả đo biến dạng dọc thân cọc.

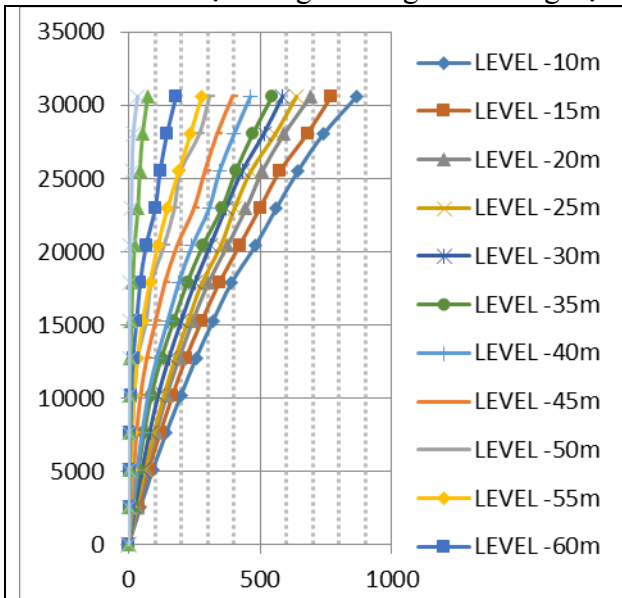
3.3.1. Biến dạng trung bình dọc trục dọc thân cọc.

Biến dạng dọc thân cọc là biến dạng trung bình của 2 đầu đo ở một điểm, biến dạng ứng với 1 cấp tải được tính theo công thức 3.5.

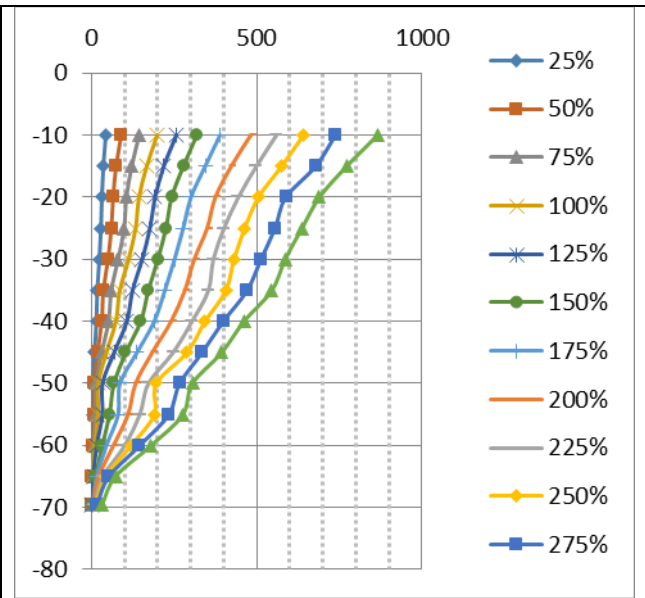
Số liệu biến dạng dọc thân cọc là số liệu thô từ hiện trường do nhiều nguyên nhân nên số liệu này cần được chuẩn hóa theo quy trình như sau:

- Lập bảng tải trọng p và biến dạng ε tương ứng tại từng cao độ thí nghiệm.
- Giả sử quan hệ ε và ε/p là tuyến tính, dùng hàm Regression trong Excel để nội suy phương trình hàm đường thẳng ($\varepsilon/p-\varepsilon$)
- Tính lại các giá trị giá trị ε/p theo hàm vừa tìm được.

➤ Tính lại ϵ ứng với ứng suất thí nghiệm



Hình 4. Số liệu biến dạng – tải trọng của cọc ở từng cao độ thí nghiệm đã chuẩn hóa.



Hình 5. Số liệu biến dạng của cọc theo độ sâu ứng với từng cấp tải trọng

3.4. Xác định độ cứng EA của cọc.

3.4.1. Phương pháp diện tích quy đổi.

Xác định EA từ công thức.

$$EA = 1.2 \times (E_s A_s + E_c A_c)$$

Hệ số 1.2 là hệ số kể đến ảnh hưởng của hình dạng thực tế của cọc từ kết quả siêu âm lỗ khoan hình.

Bảng 1.3. Xác định module đàn hồi bằng phương pháp tiết diện quy đổi

Tên cọc	TP01			
đường kính D	1000 mm	A=	0.785398	m ²
Phân bố cốt thép cọc 1	24Ø32	As=	0.019302	m ²
f _c =	40 Mpa			
E _c =	3.33E+07			
E _s =	2.00E+08			
E=	3.39E+07			
EA=	3.20E+07			

3.4.2. Phương pháp Module pháp tuyến.

Độ cứng pháp tuyến được xác định bằng công thức: $EA = P / \epsilon$, với ϵ là biến dạng ứng với giá trị tải trọng P.

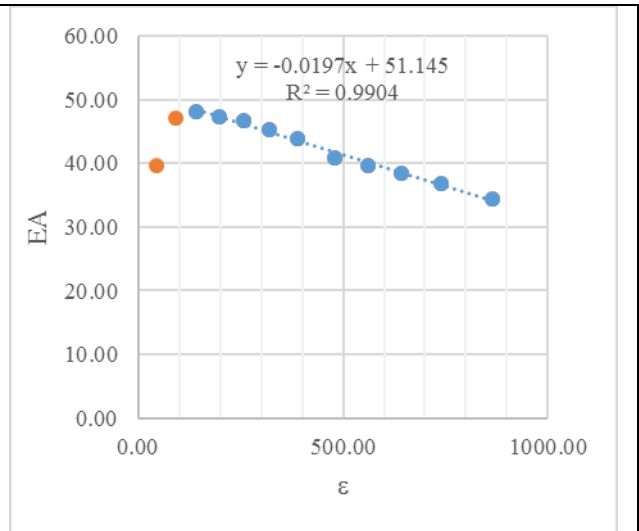
Công trình IC Tower không đo biến dạng đầu cọc nên để áp dụng được phương pháp này ta giả sử ma sát bên của 10m đất đầu tiên được huy động hoàn toàn và bằng với giá trị tính toán bằng phương pháp α : $f_{si} = \alpha C_u$.

Giá trị lực dọc tại cao độ -10m.

$$P_{i,10} = P_{i,0} - L \times u \times f_{si}$$

Giá trị EA tính toán trình bày trong bảng.

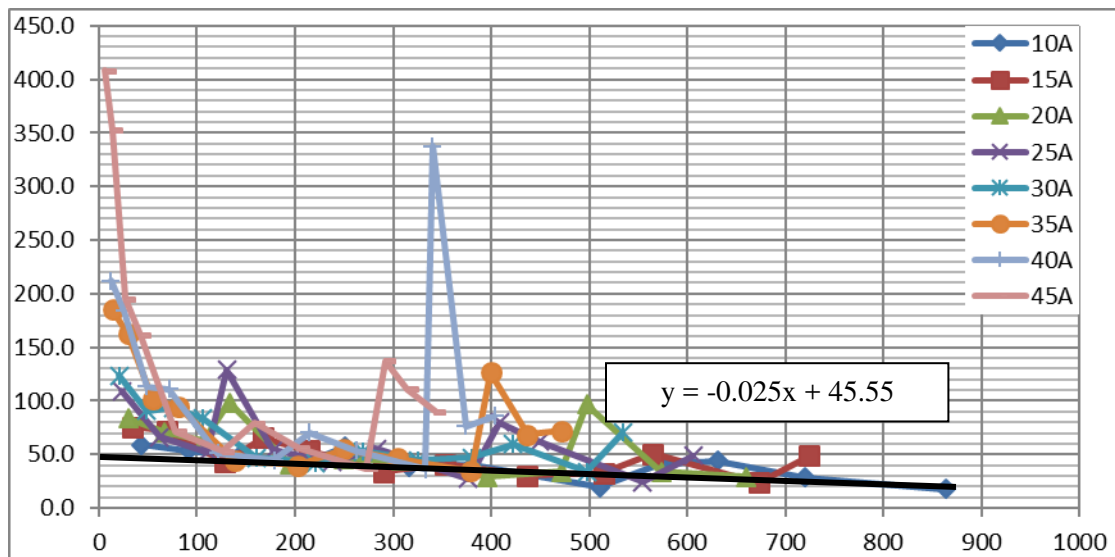
P (kN)	e μs	EA	a	b
0	0			
1750	43.34	39.66	-0.020	51.145
4300	90.89	46.99		
6850	143.18	48.03		
9400	205.81	47.31		
11950	250.41	46.68		
14500	316.90	45.20		
17050	380.55	43.77		
19600	510.73	40.77		
22150	573.05	39.56		
24700	631.12	38.47		
27250	720.21	36.84		
29800	863.77	34.42		



Bảng 1.4. Số liệu tính toán giá trị
Module đàn hồi

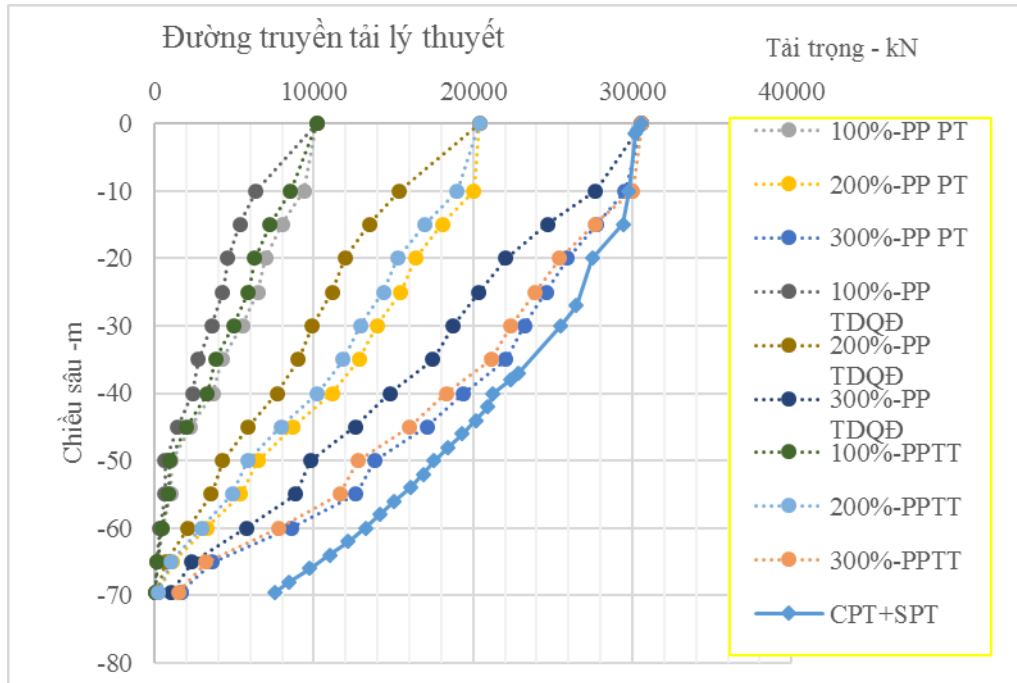
Hình 6. Biểu đồ xác định quy luật modue đàn
hồi pháp tuyến

3.4.3. Phương pháp Module đàn hồi tiếp tuyến.



3.5. Kết quả phân tích đường truyền tải trong cọc.

Áp dụng các lý thuyết trình bày trong mục 2 ta tính toán được đường truyền tải trong cọc như hình 4



Hình 7. Đường truyền tải trong cọc.

Nhận xét

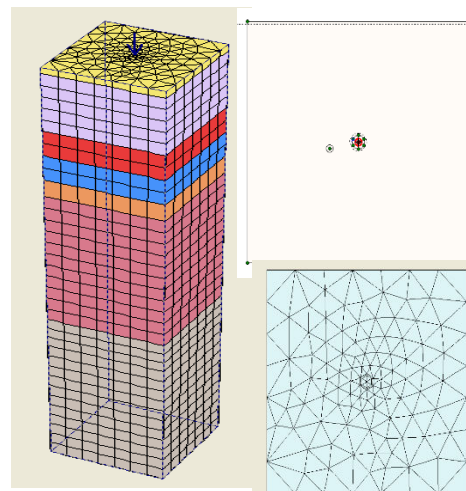
- Phương pháp ản cho kết đường truyền tải trong cọc nhỏ nhất tức là sức kháng ma sát dọc thân cọc lớn nhất.
- Phương pháp pháp tuyến và tiếp tuyến cho kết quả đường trường tải trong cọc sát với giá trị tính toán từ số liệu CPTu nhất.
- Tải trọng tải mũi cọc của đường truyền tải lý thuyết và thí nghiệm có sai số lớn.

4. Mô phỏng xác định sức chịu tải của cọc bằng phương pháp phần tử hữu hạn.

4.1. Quy trình mô phỏng.

- B1: Thiết lập mô hình: kích thước mô hình, vị trí cọc thí nghiệm, chất tải trọng đầu cọc.
- B2: Nhập các thông số địa chất, vật liệu...
- B3: mesh mô hình
- B4: Các phase tính toán:
 - Thay đổi vật liệu của đất thành bê tông cọc

- Gán tải trọng thử tĩnh từng chu kỳ (gia tải).
- Tắt tải trọng (dỡ tải)
- Tiến hành lần lượt 3 chu kỳ thí nghiệm.



Hình 8. Mô hình phân tích Plaxis

B5: Vẽ biểu đồ quan hệ tải trọng và chuyển vị đầu cọc bằng plaxis curve và Excel.

B6: Output kết đường truyền tải trong cọc.

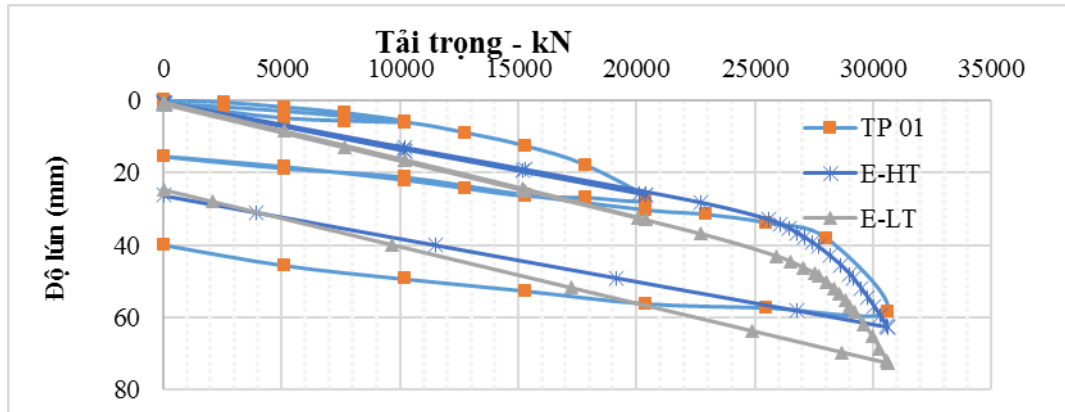
4.2. Xác định Module đàn hồi của cọc ở theo lý thuyết và tính toán từ kết quả thí nghiệm hiện trường.

Giá trị Module đàn hồi lý thuyết trình bày trong mục 3.

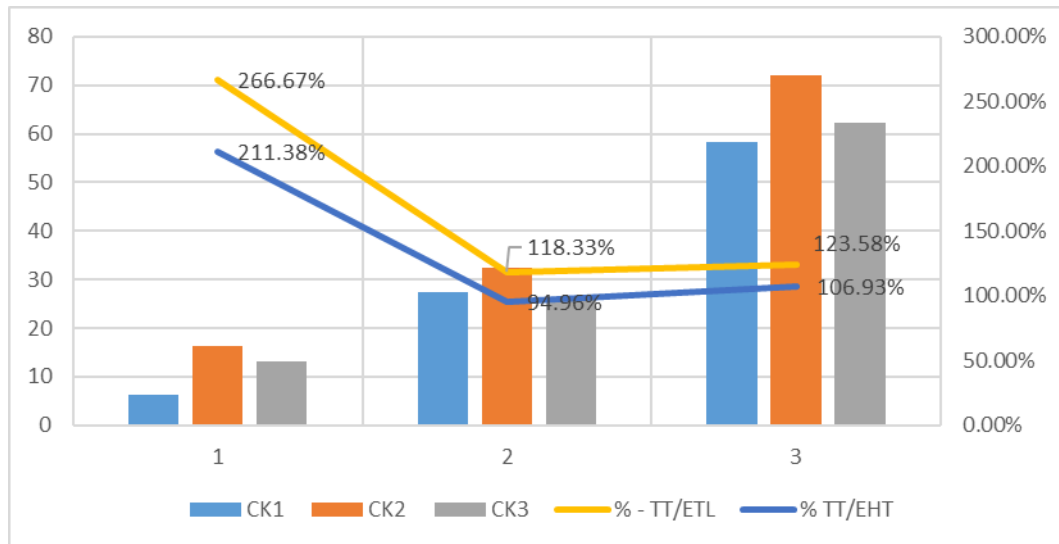
Tính toán module đàn hồi hiện trường theo mục 2.4, kết quả trình bày theo bảng tính sau:

Cao độ	E -CK1 (10 ⁶ kPa)	ΔE -CK1 (10 ⁶ kPa)	E -CK2 (10 ⁶ kPa)	ΔE -CK2 (10 ⁶ kPa)	E -CK3 (10 ⁶ kPa)	ΔE -CK3 (10 ⁶ kPa)
0	49.67		43.88		35.88	0.00
-10	49.67	0.15	43.88	0.23	35.88	0.40
-15	50.40	0.08	45.04	0.21	37.88	0.34
-20	50.82	0.04	46.09	0.11	39.57	0.21
-25	51.03	0.08	46.62	0.15	40.62	0.21
-30	51.46	0.13	47.35	0.13	41.67	0.17
-35	52.09	0.04	47.98	0.17	42.51	0.36
-40	52.30	0.13	48.83	0.23	44.30	0.27
-45	52.93	0.08	49.98	0.21	45.67	0.36
-50	53.35	0.02	51.03	0.11	47.46	0.13
-55	53.46	0.04	51.56	0.17	48.09	0.40
-60	53.67	0.02	52.40	0.19	50.09	0.44
-65	53.77	0.00	53.35	0.07	52.30	0.19
-69.5	53.77	0.07	53.67	0.14	53.14	0.02
TB	52.03	0.07	48.69	0.16	43.93	0.25

4.3. Kết quả mô phỏng



Hình 10. Kết quả thử tĩnh và Plaxis



Hình 11. Biểu đồ so sánh kết quả.

Nhận xét:

➤ Kết quả phân tích theo module đàn hồi hiện trường cho kết quả sát với thí nghiệm hơn trong phòng trong đó sai số giữa chu kỳ 2 và chu kỳ 3 là 94 & 106%, trong khi chu kỳ 1 là 211%.

➤ Kết quả chu kỳ 1 cho sai số vẫn rất lớn. Ma sát bên huy động trong cọc ở chu kỳ này từ kết quả thí nghiệm lớn hơn so với kết quả phân tích PTHH.

5. KẾT LUẬN & KIẾN NGHỊ.

5.1. Kết luận

Từ kết so sánh giữa các phương pháp phân tích số liệu và mô phỏng phần tử hữu hạn ta rút ra các kết luận như sau:

1. Độ cứng EA của cọc ở hiện trường lớn hơn giá trị độ cứng lý thuyết. Đối với công trình IC tower tỉ số độ cứng EA hiện trường lớn gấp 1-1.5 lần kết quả tính toán lý thuyết.

2. Độ cứng EA hiện trường phụ thuộc vào biến dạng của cọc, biến dạng càng lớn giá trị EA càng gần với tính toán lý thuyết.

3. Sử dụng module đàn hồi xác định từ biến dạng hiện trường kết quả mô hình sức chịu tải cọc gần sát với thí nghiệm thử tĩnh ở các trường hợp tải trọng tác dụng lớn hơn từ $2-3Q_{tk}$.

5.2. Kiến nghị.

Từ các kết quả nghiên cứu tác giả đề ra một số kiến nghị sau khi thiết kế:

1. Nên sử dụng phương pháp độ cứng pháp tuyến hoặc độ cứng tiếp tuyến để phân tích đường truyền tải trong cọc từ thí nghiệm thử tĩnh đo biến dạng dọc thân cọc.

2. Sử dụng Module đàn hồi hiện trường xác định từ module đàn hồi pháp tuyến và tiếp tuyến trong mô phỏng xác định SCT của cọc.

Tác giả đề xuất một số hướng nghiên cứu tiếp theo của đề tài này như sau:

- Xác định đường truyền tải trong cọc từ thí nghiệm hiện trường có kể đến tải trọng dư.
- Xác định quan hệ sức kháng và chuyển vị của cọc t-z, q-z từ thí nghiệm hiện trường

TÀI LIỆU THAM KHẢO.

- [1]. Châu Ngọc Ân. *Cơ Học Đất*. NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh, 2010.
- [2]. Fellenius, B. H. (2009, November). *Basics of Foundation Design*. Electronic Edition.
- [3]. Carlos Lam and Stephan A. Jefferis, "Critical assessment of pile modulus determination methods," *Can. Geotech. J.*, vol. 48, p. 1433 –1448 , 2011.
- [4]. Balasubramaniam, A.S., Phota-Yanuvat, C., Ganeshanathan, R. and Lee, K. K. (1981). "Performance of Friction Piles in Bangkok sub-soils", *Proc. of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Sweden, 605-610.
- [5]. Dunnicliff, J., 1988. *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. John Wiley & Sons.
- [6]. Mcrae, j.b., Simmonds, T., 1991. Long-term stability of vibrating wire instruments; One manufacturers perspective, *Proceedings of the 3rd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*, Oslo, Norway, Sorum (Ed), pgs. 283-293.
- [7]. Sellers, J.B., 1995. Pile load test instrumentation, *Instrumentation in Geotechnical Engineering*, *Proceedings of Geotechnical Division of the Hong Kong Institute of Civil Engineers*, pgs. 23-33.

