

모래 지반에 위치한 말뚝의 인발 저항력

Determination of Uplift Capacity of Pile in Sand

이용훈* · 권오균** · 김명모***

Lee, Young Hoon · Kwon, Oh Kyun · Kim, Myoung Mo

Abstract

This paper examines the conventional methods to estimate the uplift capacity of the piles in sands and points out the limitations of each methods. And the modified method to estimate the uplift capacity more correctly is proposed. The comparisons between each theoretical values and the reported experimental results show that Meyerhof method tends to underestimate the uplift capacity for dense sands, but to overestimate for medium and loose sands. Of the analytical methods, Chattopadhyay and Pise method is most agreeable to the experimental data. But the difference between the measured values and the analytical ones is significant. This difference can be reduced by the modification of the failure surface proposed by Chattopadhyay and Pise.

요 지

본 연구에서는 모래 지반에 위치한 말뚝의 인발저항력을 산정하는 기존의 방법들을 검토한 다음, 각 방법의 한계점을 분석하였다. 그리고, 보다 정확한 인발저항력을 산정하는 방법을 제시하였다. 기존의 실험 결과들과 이론적 방법들에 의한 결과들을 비교한 결과, Meyerhof 방법은 조밀한 모래 지반에서 인발저항력을 과소 평가하지만, 중간 정도나 느슨한 모래 지반에서 인발저항력을 과대 평가하는 경향을 나타내고 있다. Chattopadhyay & Pise 등이 제안한 방법은 기존의 방법들에 비하여 정확성이 있었으나, 느슨한 사질토 지반의 경우에, 아직도 상당한 차이를 나타내었다. 이에 본 연구에서는 기존의 실험 결과에 보다 가까운 계산 결과를 얻을 수 있도록 Chattopadhyay와 Pise가 제안한 방법을 수정 제안 하였다.

1. 서 론

지표면 흙의 지지력이 상부 구조물의 하중을 지지하기에 충분하지 못한 경우에, 이 하중을 깊은 지반에 전달하기 위하여 흔히 말뚝 기초가 사용되며,

주로, 압축하중을 받는다. 그러나, 전신탕이나 부두의 계류 구조물, 그리고 석유 시추를 위한 해양구조물 등에 사용되는 말뚝 기초들은 압축하중 뿐만 아니라 인발하중에 대해서도 저항하여야 한다. 지난 20~30년 동안 압축 또는 횡방향 하중을 받는 단일말뚝 또는 군말뚝의 거동에 대해서는 집중적인 연구가 있어 왔으나, 인발에 대한 연구는 극히 제한적으로 수행되어 왔다.

* 정회원 · 서울대학교 대학원 토목공학과, 공학석사

** 정회원 · 계명대학교 공과대학 토목공학과, 전임강사

*** 정회원 · 서울대학교 공과대학 토목공학과, 교수

말뚝의 인발저항력에 대한 연구 가운데 가장 많이 이용되어 온 Meyerhof 방법⁽⁸⁾은 아래 식,

$$P_u = \frac{1}{2} K_u \tan \delta \gamma L \quad (1)$$

으로 인발저항력을 산출하는데, 여기서, K_u 는 인발 계수, δ 는 말뚝-흙 사이의 마찰각, γ 는 흙의 유효단위하중, 그리고, L 은 말뚝의 길이를 나타낸다.

위의 식 (1)에서 보면, 말뚝 표면의 단위 면적당 인발 저항력이 말뚝 길이에 비례하여 증가하는데, 일찍이 Vesic(1967) 같은 학자들은 단위 인발 저항력의 증가가 멈추는 한계 깊이를 주장하여, 말뚝 길이와 직경비(L/D)가 약 15 이상이면 그 후로는 단위 인발 저항력이 일정한 값을 갖는다고 하였다. Das(1983)⁽⁴⁾는 일련의 모형 실험을 통하여 Vesic의 주장을 뒷받침하는 결과를 얻고 구체적으로 한계길이 - 직경비를 경험식으로 나타내고, 한계치 이내의 말뚝과 그 이상 매설된 말뚝의 인발 저항력 산정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\frac{L}{D} < \left[\frac{L}{D} \right]_{cr} \text{인 경우, } P_u = \frac{1}{2} \pi \gamma L^2 K_u \tan \delta \quad (2-a)$$

$$\frac{L}{D} \geq \left[\frac{L}{D} \right]_{cr} \text{인 경우, } P_u = \frac{1}{2} \pi \gamma L_{cr}^2 K_u \tan \delta + \pi \gamma L_{cr} K_u \tan \delta (L - L_{cr}) \quad (2-b)$$

여기서,

$$\left(\frac{L}{D} \right)_{cr} = 0.156 D_r + 3.85, \quad D_r < 70\%$$

$$\left(\frac{L}{D} \right)_{cr} = 14.5, \quad D_r \geq 70\%$$

D_r = 상대밀도

p = 주면둘레

Chattopadhyay와 Pise(1986)⁽²⁾는, 그러나, 기존의 대표적인 인발저항력 산정식들이 실제 말뚝의 거동과는 크게 차이가 나는 결과를 준다(Chaudhuri & Symons, 1983)⁽³⁾는 판단아래 비교적 새로운 인발 파괴기구를 가정하여 인발저항력을 산정하는 이론식을 제안하였다. 그러나, 본 연구에서 Chattopadhyay와 Pise 등이 제안한 방법으로 인발저항력을 산정하여 기존의 실험결과들과 비교하여 본 결과, 이

방법의 계산치는 기존의 방법들 보다는 정확성이 있었으나 조밀한 사질토 지반의 경우에, 그 중에서도 말뚝의 길이-직경비가 클 때를 제외하고는 아직도 상당한 차이를 나타내었다.

이에 본 논문에서는 기존의 실험결과에 보다 가까운 계산 결과를 얻을 수 있도록 Chattopadhyay와 Pise의 이론식을 수정 제안하고자 한다.

2. Chattopadhyay와 Pise 방법

사질토 내에 관입된 말뚝의 인발저항력은 말뚝 표면에서의 마찰저항에 의한 것이 아니라, 말뚝 주위 지반 내에 형성되는 파괴면을 따라 발생하는 흙의 전단저항력과 파괴면내 흙의 자중, 그리고 말뚝의 자중 사이의 극한 평형 상태를 고려함으로써 구하고, 이때 파괴면을 설정하는 가정은 다음과 같다(그림 1 참조).

1. 파괴면은 말뚝 선단의 표면으로 부터 시작하여 주변 흙으로 확산되어 간다(Balla, 1961⁽¹⁾; Meyerhof & Adams, 1968⁽⁹⁾).

2. 파괴면의 횡방향 확산은 말뚝의 길이-직경비 (L/D)와 지반의 내부마찰각(ϕ), 그리고 말뚝 표면과 흙 사이의 마찰각(δ) 등에 의존한다. L/D 가 일정한 경우, 파괴면의 횡방향 확산은 $\delta = \phi$ 일때 최대가 되며, δ 가 작아질수록 작아진다. $\delta = 0$ 이면 파괴면은 말뚝과 흙 사이의 경계면과 일치한다.

3. $\delta > 0$ 인 경우 흙 표면에서 파괴면의 수평면에 대한 경사각은($45^\circ - \phi/2$)이며, $\delta = 0$ 이면 경사각은

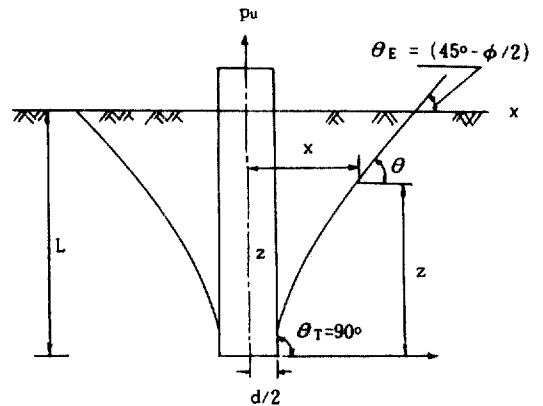


그림 1. 말뚝과 파괴면.

90°가 된다(Balla, 1961⁽¹⁾; Meyerhof & Adams, 1968⁽⁹⁾).

이상의 세 가지 가정으로 부터 말뚝 선단에서 z 만큼 떨어진 지점의 파괴면의 경사각은

$$\frac{dz}{dx} = \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \frac{L}{z} \exp\beta(1 - \frac{z}{L}) \quad (3)$$

으로 나타낼 수 있으며, 여기서,

$$\beta = \frac{(\frac{L}{D})(50^\circ - \phi)}{28} \quad (4)$$

이다. 이 β 값에 따라 파괴면의 위치가 달라지게 되는데, 식 중의 50°는 φ 값의 최대치로 가정된 값이고, 분모의 수치 '28'은 임의로 정해진 값이다.

식 (3)을 적분하고 경계조건에 맞도록 상수를 결정하면 파괴 곡선식은,

$$x = \frac{d}{2} + \frac{L \exp(-\beta)}{\beta^2 \tan(45^\circ - \phi/2)} + \frac{L \exp[-\beta(1-z/L)]}{\beta \tan(45^\circ - \phi/2)} \left[\frac{z}{L} - \frac{1}{\beta} \right] \quad (5)$$

이 되고, 이 변을 따라 극한평형을 고려하여 말뚝의 인발 저항력을 구하면(Chattopadhyay & Pise, 1986⁽²⁾), 인발 저항력(P_u)은

$$P_u = \gamma n D L^2 \left[A - \frac{1}{4 \left(\frac{L}{D} \right)} \right] \quad (6)$$

이 된다. 여기서,

$$A = \frac{1}{L} \int_0^L \left[\frac{2x}{d} \left\{ 1 - \frac{z}{L} \right\} \left\{ \cot\theta(\cos\theta + K \sin\theta) \tan\phi \right\} \right] dz \quad (7)$$

이다.

Chattopadhyay와 Pise의 말뚝 인발 저항력 산정 방법에서 가장 중요한 부분은 적절한 파괴면의 가정으로서 이는 β 값에 따라 좌우된다.

실험 결과와의 비교

Chattopadhyay와 Pise 방법으로 추정된 인발 저항력과 기존의 모형 실험 결과와의 비교를 통하여

Chattopadhyay와 Pise 방법의 실용성을 분석해 보고자 한다. 또한, Meyerhof의 이론식, 그리고 Das의 경험식에 의한 결과도 같이 비교한다. Chattopadhyay와 Pise 방법에 의한 인발 저항력은 그들의 논문에서 제시된 수식을 그대로 전산 프로그램화 하였으며, 그 과정에 들어 있는 수치 적분은 사다리꼴 면적법으로 수행하였다.

본 연구에서는 Chaudhuri & Symons와 Das에 의해 수행된 모형 실험 결과들을 이용하고자 한다.

각 모형 실험에서 사용된 모형 토조, 말뚝의 특성, 그리고 흙의 종류와 공학적 성질 등은 다음과 같다.

Chaudhuri & Symons의 모형실험(1983)⁽³⁾ : 모형 토조는 둥근 원형통이며, 그 직경은 1.10 m이며, 높이는 0.765 m 혹은 1.530 m 이다. 모형실험에서 사용된 말뚝은 우너형의 수직 말뚝이며, 직경은 25.4 mm에서 50.8 mm 사이의 크기이며, 길이는 229 mm에서 1313 mm 사이의 크기를 사용하였다. 그리고, 모형 실험에 사용된 시료는 입도가 균등한 모래이고, 중간 정도의 지반과 조밀한 지반의 상태에서 모형 실험을 하였다. 중간 정도의 지반은 모래를 부어서 조성하였으며, 조밀한 지반은 다짐을 하여 지반을 조성하였다. 조밀한 지반의 경우, 상대밀도는 83.2%, 단위중량은 1.76 t/m³, 전단 저항각은 43°, 그리고 말뚝 표면과 모래 사이의 마찰 저항각은 41°이다. 중간 정도의 지반의 경우, 상대밀도는 39.4%, 단위중량은 1.55 t/m³, 전단 저항각은 35°, 그리고 말뚝 표면과 모래 사이의 마찰 저항각은 34°이다.

Das의 모형실험(1983)^(4,6) : 모형 토조의 크기는 0.61 m×0.46 m×0.76 m이다. 모형 실험에 사용된 말뚝은 표면이 거친 나무 말뚝이며, 말뚝의 직경은 25.4 mm이며, 말뚝의 길이는 0.60 m이다. 모형 실험은 근입 깊이와 말뚝의 직경의 비를 4에서 24로 변화시켜서 실험하였다. 그리고, 모형 실험에서 사용된 시료는 건조한 모래이며, 느슨한 지반과 조밀한 지반 상태에서 실험하였다. 느슨한 지반은 모래를 부어서 조성하였으며, 조밀한 지반은 다짐을 하여 지반을 조성하였다. 조밀한 지반의 경우, 상대밀도는 72.9%, 단위중량은 1.72 t/m³, 전단 저항각은 40.5°, 그리고 말뚝 표면과 모래 사이의 마찰 저항각은 38.5°이다. 느슨한 지반의 경우, 상대밀도는 21.7%, 단

표 1. Chaudhuri & Symons의 모형 실험 결과와의 인발 저항력 비교(D_r=83.2%)

| 깊이(L) (cm) | L/D | 실험치 (kg) | 이 른 치 (kg) | | |
|---------------|-------|-------------|------------|-------|-------|
| | | | Meyerhof | Das | Pise |
| 22.9 | 5.84 | 14.0 | 15.6 | 15.6 | 24.8 |
| 33.6 | 8.57 | 38.0 | 33.6 | 33.6 | 61.9 |
| 44.5 | 11.35 | 87.0 | 58.9 | 58.9 | 117.0 |
| 55.3 | 14.11 | 158.0 | 91.0 | 91.0 | 186.0 |
| 66.1 | 16.86 | 275.0 | 130.0 | 115.0 | 267.0 |

표 2. Das의 모형 실험 결과와의 인발 저항력 비교 (D_r=72.9%)

| 깊이(L) (cm) | L/D | 실험치 (kg) | 이 른 치 (kg) | | |
|---------------|------|-------------|------------|------|------|
| | | | Meyerhof | Das | Pise |
| 10.16 | 4.0 | 3.1 | 1.6 | 1.6 | 2.2 |
| 20.32 | 8.0 | 7.6 | 6.3 | 6.3 | 10.9 |
| 30.48 | 12.0 | 18.4 | 14.1 | 14.1 | 24.9 |
| 40.64 | 16.0 | 33.7 | 25.1 | 24.8 | 42.0 |
| 50.80 | 20.0 | 52.0 | 39.2 | 36.2 | 60.0 |
| 60.96 | 24.0 | 67.4 | 56.4 | 47.6 | 78.2 |

표 3. Chaudhuri & Symons의 모형 실험 결과와의 인발 저항력 비교(D_r=39.4%)

| 깊이(L) (cm) | L/D | 실험치 (kg) | 이 른 치 (kg) | | |
|---------------|-------|-------------|------------|------|------|
| | | | Meyerhof | Das | Pise |
| 22.9 | 5.84 | 4.0 | 6.2 | 6.2 | 10.3 |
| 33.6 | 8.57 | 7.5 | 13.4 | 13.4 | 20.9 |
| 44.5 | 11.35 | 14.0 | 23.6 | 23.1 | 33.1 |
| 55.3 | 14.11 | 22.0 | 36.4 | 32.9 | 45.4 |
| 66.1 | 16.86 | 28.0 | 52.0 | 42.7 | 57.4 |

위중량은 1.51 t/m³, 전단 저항각은 30°, 그리고 말뚝 표면과 모래 사이의 마찰 저항각은 30°이다.

표 1~4에서 보는 바와 같이 Chattopadhyay와 Pise의 방법으로 추정된 인발 저항력은 지반이 아주 조밀(D_r=83.2%)한 경우에는 비교적 실험치에 가까운 값을 가지며, 상대 밀도가 72.9%인 경우에도 L

표 4. Das의 모형 실험 결과와의 인발 저항력 비교 (D_r=21.7%)

| 깊이(L) (cm) | L/D | 실험치 (kg) | 이 른 치 (kg) | | |
|---------------|------|-------------|------------|-----|------|
| | | | Meyerhof | Das | Pise |
| 10.16 | 4.0 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.8 |
| 20.32 | 8.0 | 1.3 | 2.1 | 2.0 | 2.9 |
| 30.48 | 12.0 | 2.2 | 4.8 | 3.8 | 5.2 |
| 40.64 | 16.0 | 4.0 | 8.6 | 5.6 | 7.5 |
| 50.80 | 20.0 | 6.1 | 13.4 | 7.4 | 9.8 |
| 60.96 | 24.0 | 7.1 | 19.2 | 9.2 | 12.3 |

/D가 20 이상인 경우에 15~6%의 오차를 보이고 있으나, 지반이 느슨한 경우에는 비교가 안될 정도로 큰 오차를 보인다.

Meyerhof 방법은 지반이 아주 조밀한 경우에 실험치의 50% 보다도 더 작은 결과를 산출하며, 느슨한 경우에는 또한 지나치게 과다한 값을 준다. Das의 방법은 대체로 Meyerhof의 방법과 큰 차이가 없으나, 지반이 아주 느슨한 경우(D_r=21.7%)에 한계 깊이를 고려한 효과가 나타나서 세 가지 방법 중에 가장 근사한 추정치를 갖는다.

이상에서 검토한 바에 의하면, 전체적으로는 Chattopadhyay와 Pise 방법이 실험치에 가장 가까운 수치를 제공하지만 결코 만족할 만한 결과라고는 볼 수가 없다.

3. Chattopadhyay와 Pise 방법의 수정

Chattopadhyay와 Pise 방법은 파괴면의 위치에 따라 그 결과가 달라지는데, 이때 이 파괴면의 위치, 즉 파괴면 곡선식을 좌우하는 변수는 앞의 식 (4)에서 소개한 β이다. 식 (4)에서 변환이 가능한 요소는 분모의 계수 '2'이며, 이 계수값이 바뀌면 파괴면의 모양과 위치도 바뀌게 된다. 이 계수를 변수로 보아서 VAR이라고 하면 식 (4)는,

$$\beta = \frac{\left(\frac{L}{D}\right)(50 - \phi)}{(VAR \cdot \delta)} \quad (8)$$

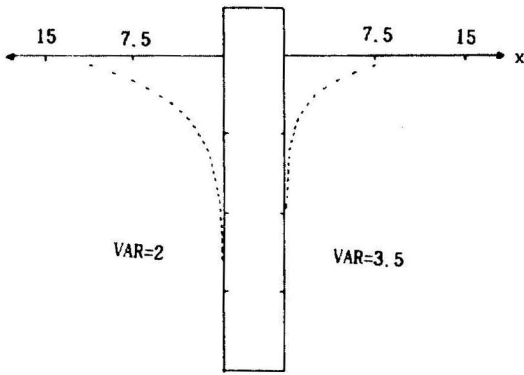


그림 2. 느슨한 모래지반에서의 파괴면(L/D=20).

가 되며, VAR 값에 따른 파괴면의 변화는, 예를 들면, 그림 2에 나타낸 바와 같다.

식 (8)을 이용하여 실험치와 똑같은 인발 저항력을 산출하는 VAR 값을 각각 다른 밀도와 말뚝의 여러 종류의 길이 - 직경비에 대하여 구해 본 결과, 표 5~8와 같은 값을 얻었다.

표 5~8에서 보면, 같은 지반에서도 말뚝의 길이-직경비에 따라 VAR 값이 다르고, 지반의 종류에 따라 또다른 값을 갖는다. 그러나, 실무에 이용되기 쉽게 하기 위해서는 VAR 값의 표현식은 한가지 또는 많아야 두가지 정도이어야 하며, 그 내용도 비교적 단순하여야 한다는 판단아래, 그림 3에 보인 것과 같이 VAR을 $\sqrt{L/D}$ 에 대하여 도시하였으며, 조밀한 지반의 데이터와 느슨한 지반의 데이터로 구분하여 나타내었다. 이 그림에서 보면 VAR=2 라고 하는 본래의 가정은 실험 결과와 거의 무관하다는 사실을 알 수 있다. 그림 3에 보인 데이터에 대하여 조밀한 지반과 느슨한 지반으로 나누어 각각 최적 곡선을 그어 보면 그림 4와 같이 나타나며, 각각의 경우에 표현식을 단순화하여 나타내면,

$$\text{VAR} = \frac{1}{2.5} \sqrt{\frac{L}{D}}, \quad (D_r \geq 70\% \text{인 경우})$$

$$\left[\beta = 2.5 \sqrt{\frac{L}{D}} (50^\circ - \phi) / \delta \right] \quad (9-a)$$

$$\text{VAR} = \frac{1}{3.5} \sqrt{\frac{L}{D}}, \quad (D_r < 70\% \text{인 경우})$$

$$\left[\beta = 3.5 \sqrt{\frac{L}{D}} (50^\circ - \phi) / \delta \right] \quad (9-b)$$

표 5. Chaudhuri & Symons의 실험 결과에 맞는 VAR(D_r=83.2%)

| L/D | VAR |
|-------|------|
| 5.84 | 0.70 |
| 8.57 | 0.95 |
| 11.35 | 1.35 |
| 14.11 | 1.65 |
| 16.86 | 2.05 |

표 6. Das의 실험 결과에 맞는 VAR(D_r=72.9%)

| L/D | VAR |
|------|------|
| 8.0 | 1.25 |
| 12.0 | 1.45 |
| 16.0 | 1.65 |
| 20.0 | 1.80 |
| 24.0 | 1.85 |

표 7. Chaudhuri & Symons의 실험 결과에 맞는 VAR(D_r=39.4%)

| L/D | VAR |
|-------|------|
| 5.84 | 0.75 |
| 8.57 | 0.85 |
| 11.35 | 1.00 |
| 14.11 | 1.15 |
| 16.86 | 1.20 |

표 8. Das의 실험 결과에 맞는 VAR(D_r=21.7%)

| L/D | VAR |
|------|------|
| 8.00 | 1.00 |
| 12.0 | 1.00 |
| 16.0 | 1.15 |
| 20.0 | 1.25 |
| 24.0 | 1.00 |

이 된다.

위에서 수정 제안한 β 값을 이용하여 산출한 인발 저항력과 실험 결과를 비교하기 위하여 그림 5~8에 나타내었다. 그림 모두에서 보면 수정 제안한 방법

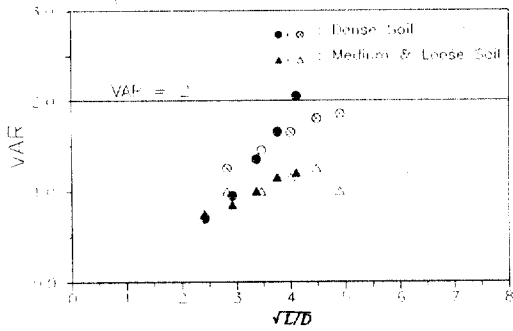


그림 3. VAR과 $\sqrt{L/D}$ 와의 관계.

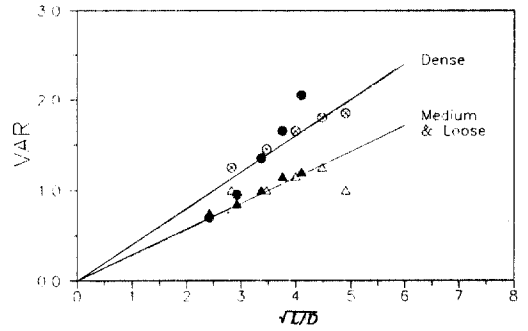


그림 4. VAR과 $\sqrt{L/D}$ 와의 관계에 대한 회귀곡선.

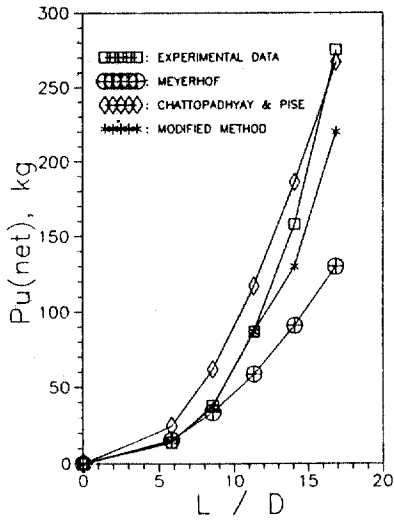


그림 5. Chaudhuri와 Symons 실험 결과와의 비교; ($D_r=83.2\%$)

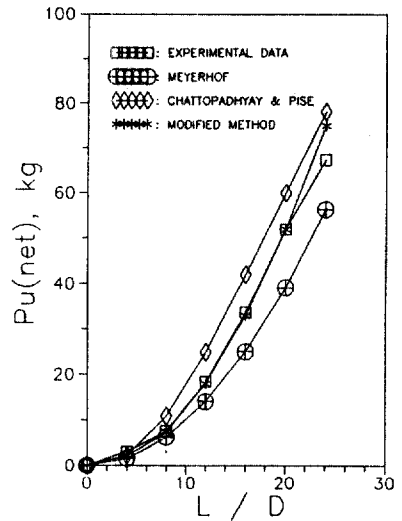


그림 6. Das 실험결과와의 비교; ($D_r=72.9\%$)

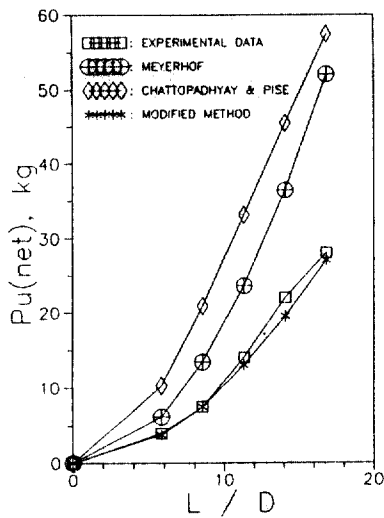


그림 7. Chaudhuri와 Symons 실험과와의 비교; ($D_r=39.4\%$)

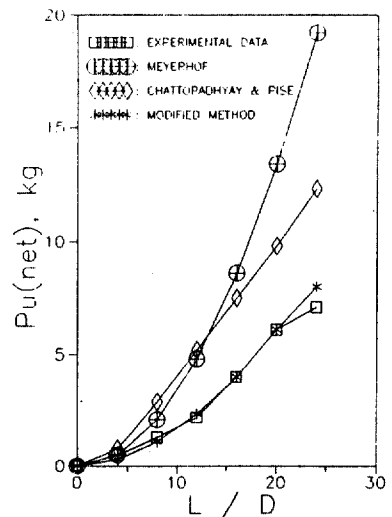


그림 8. Das 실험결과와의 비교; ($D_r=21.7\%$)

으로 구한 인발저항력이 실험 결과와 충분히 근사한 값을 가짐을 알 수 있다.

4. 결론 및 건의 사항

본 연구 결과로부터 다음과 같은 결론 및 건의 사항을 도출하였다.

1) Meyerhof 방법은 조밀한 모래 지반에서는 인발저항력을 과소평가하고, 중간 또는 느슨한 모래 지반에서는 과대평가하는 경향이 있다.

2) Chattopadhyay와 Pise가 제안한 방법은 기존의 방법들 보다 계산과정이 합리적이라고 판단되지만, 현재의 공식으로는 느슨한 사질토 지반의 경우에 실험값과 큰 차이를 나타낸다.

3) 말뚝의 극한 인발 저항력은 Chattopadhyay와 Pise가 제안한 공식 중에서 β 값을 본 논문에서 제안한 대로 수정하여 산정할 때, 기존의 Chattopadhyay와 Pise의 공식에 의한 값과 Meyerhof 방법에 의한 인발저항력 값보다 실험치에 가장 가까운 값을 갖는다.

4) 본 논문에서 분석한 실험 데이터가 숫적으로 충분하지 못한 면이 있으므로 보다 광범위한 실측 데이터에 대하여 재분석이 이루어 질 필요가 있다.

참 고 문 헌

1. Balla, A., "The Resistance of Breaking Out of Mushroom Foundations for Pylon", *Proc. of 5th*

Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Paris, France, 1961, pp. 569-576.

2. Chattopadhyay, B. C. and Pise, P. J., "Uplift Capacity of Piles in Sand", *J. Geot. Eng. Div.*, ASCE, Vol. 112, No. 9, Sep., 1986, pp. 888-904.
3. Chaudhuri, K. P. R. and Symons, M. V., "Uplift Resistance of Model Single Piles", *Pro. of the Conf. on Geot. Practice in Offshore Eng.*, Sponsored by Geot. Eng. Div., ASCE, Austin, Tex., 1983, pp. 335-355.
4. Das, B. M., "A Procedure for Estimation of Uplift Capacity of Rough Piles", *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 3, Sep., 1983, pp. 122-126.
5. Das, B. M. and Seely, G. R., "Uplift Capacity of Buried Model Piles in Sand", *J. Geot. Eng. Div.*, ASCE, Vol.101, No.7, Jul., 1975, pp. 711-715.
6. Das, B. M., Seely, G. R. and Pfeifle, T. W., "Pull out Resistance of Rough Rigid Piles in Granular Soils", *Soils and Foundations*, Vol. 17, No. 3, Sep., 1977, pp. 72-77.
7. Ireland, H. O., "Pulling Tests on Piles in Sand", *Proceedings of the 4th ICSM*, London, England, 2, 1957, pp. 43-45.
8. Meyerhof, G. G., "Uplift Resistance of Inclined Anchors and Piles", *Proc. of 8th ICSME*, Moscow, USSR, 2(1), 1973, pp. 167-172.
9. Meyerhof, G. G. and Adams, J. I., "The Ultimate Uplift Capacity of Foundation", *Can. Geot. J.*, Vol. 5, No. 4, 1968, pp. 225-244.
10. Poulos, H. G. and Davis, E. H., *Pile Foundation Analysis and Design*, 1st ed., John Wiley Sons, New York, N.Y., 1980.

(接受 : 1991. 12. 3)