

점토층위의 모래지반에 위치한 얇은기초의 지지력에 대한 상한 한계해석

Upper Bound Limit Analysis of Bearing Capacity for Surface Foundations on Sand Overlying Clay

김 대 현¹ Kim, Dae-Hyeon

야마모토 켄타로² Yamamoto, Kentaro

Abstract

The ultimate bearing capacity of surface foundations on a sand layer overlying clay has been theoretically investigated. First, a review of previous studies on the bearing capacity problems for this type of foundation was performed and a discussion was presented concerning the practical application. Second, the kinematic approach of limit analysis was used to calculate the upper bound of the true ultimate bearing capacity. The kinematic solutions are upper bounds and their accuracy depends primarily on the nature of the assumed failure mechanism. This approach makes it convenient to create design charts, and it is possible to trace the influence of parameters. Third, the commercial finite element program ABAQUS was applied to obtain the ultimate bearing capacity based on the elasto-plastic theory. Results obtained from the kinematic approach were compared with those from the program ABAQUS and the limit equilibrium equations proposed by Yamaguchi, Meyerhof and Okamura et al. Finally, the validities of the results from the kinematic approach, the results from the program ABAQUS and the limit equilibrium equations were examined.

요 지

본 연구는 점토층위의 모래지반에 위치하는 표면기초의 극한지지력에 대해 이론적으로 조사하였다. 실용적인 적용을 위하여 표면기초의 지지력에 관한 연구들에 대한 검토와 논의가 제시되며, 한계해석(Limit Analysis)의 운동학적 접근방법을 이용하여 정해의 극한 지지력이 계산되었다. 운동학적 해는 상한값이며 해의 정확성은 파괴메카니즘의 형상에 달려있다. 이러한 방법은 설계도표를 만드는데 편리할뿐만 아니라 물성치의 영향을 추정할 수 있다. 본연구에서는 범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS를 사용하여 탄소성 이론에 근거하여 극한지지력을 계산하였다. 운동학적 방법으로 계산된 결과와 유한요소 해석, 한계평형론에 근거한 몇몇 알려진 식들(Yamaguchi, Meyerhof와 Okamura 등)에 의한 결과를 비교하였다. 아울러, 운동학적 방법에 의한 제안식과 유한요소해석 결과와 한계평형해석 결과의 유효성에 대하여 검증하였다.

Keywords : Bearing capacity, Finite element method, Foundations, Limit analysis, Limit equilibrium method, Sand overlying clay

1 정회원, 미국 인디애나주 도로국 연구소 지반공학연구원 (Member, Geotechnical Researcher, Research Division, Indiana Dept. of Transportation, dkim@indot.state.in.us)
2 일본 가고시마 대학교 조교수 (Assistant Prof., Dept. of Civil Engrg., Kagoshima Univ., Japan)

1. 서론

Terzaghi(1943)가 지지력 이론을 제시한 이래 등방성의 흙위에 존재하는 얇은기초의 지지력과 파괴메카니즘에 대해 오늘날까지 광범위하게 연구되어 왔다. 얇은기초는 때로는 점토층 상층부에 제한적인 두께를 가진 모래지반위에 위치할 수 있다. 실용적으로 연약 점토층위의 기초들의 지지력은 모래층을 포설함으로써 인위적으로 지지력이 향상된다. 이러한 서로 다른 토질 및 비등방성으로 구성된 지반의 지지력과 파괴메카니즘은 균일한 지반에 비해 정해를 구하기가 난해하다. 본 연구에서는 이와같이 점토층위의 모래지반에 위치하는 강성기초에 대해 보다 더 정확한 해를 구하고자 함이 주목적이다. 최근에는 유한요소법(FEM)이 발전하고 이러한 불균질한 두층의 흙지반을 연구하는데 유효한 수단이 되고 있다. 그것은 복잡한 경계조건 및 불균질한 토질조건에 대한 고려가 가능하기 때문이다.

점토층위의 모래지반에 놓인 얇은기초의 지지력에 관해서는 소규모의 모형실험과 한계평형법에 의한 연구가 주로 행해져 왔다. Yamaguchi(1963)는 하중확산 메카니즘(Load Spread Mechanism)을 처음으로 제안하였다. 기초저면부의 하중은 점토층 상층부에서 균일하게 분포되며, 기초의 파괴는 분포된 하중에 의해 점토층의 지지력을 초과함으로써 발생된다고 가정된다. 이러한 접근방법은 성층지반의 지지력의 단순계산법으로 널리 알려져 있다. Meyerhof(1963), Hanna와 Meyerhof(1980), Hanna(1981) 등은 관입전단파괴 메카니즘을 제안하였다. 두 개의 연직면을 가진 모래블록이 기초와 함께 모래층으로 관입되며, 모래층은 이때 수동상태에 있게 되며 모래블록의 평형상태로부터 지지력이 구해진다. 이러한 접근방법에는 기초의 각 모서리 부분에 작용하는 수동력을 용이하게 고려하기 위해서 관입전단계수(K_s)가 도입된다. Hanna와 Meyerhof(1980)가 제안한 설계도표에서, 각 내부마찰각에 대응되는 K_s 값들은 점토의 비배수 전단강도와 관입전단정수인 δ/ϕ 의 함수로써 구해진다. 그러나, 그들은 $\phi=40, 45, 50^\circ$ 경우에만 도표를 제시하였고, 설계도표는 무차원형태로 표현되지 않았다. 더욱이, Meyerhof(1974), Hanna와 Meyerhof(1980), Hanna(1981) 등이 한계평형법에 근거해서 제시한 결과들은 실용적으로 사용하기에는 어렵고 불분명하게 설명되어있다.

Kraft와 Helfrich(1983)에 따르면, Hanna와 Meyerhof

(1980)가 제안한 방법이 얇은기초의 지지력 예측에 좋은 결과를 나타내고, 2:1로 분포된 투영면적법은 대규모와 소규모 모형실험결과들과 비교에는 사용되지 않아야 된다고 주장했다. Kenny와 Andrawes(1997) 등은 점토층위의 모래층에 존재하는 기초에 대해 모형하중실험을 바탕으로 하중확산해석을 수행하였다. 그들은 하중확산각(Load Spreading Angle)을 제안함에 있어 지지력비와 기초에 작용하는 응력을 극한지지력으로 나눈 비율과 규준화된 침하에 관한 다차원식에만 의존을 하였다. 그러나 그들의 결과를 일반적으로 이용하기에는 상당히 어렵고 모든 경우에 하중확산각을 정확하게 제안하기도 어렵다. 더욱이, 스케일 영향 때문에 원심모형하중시험을 연약점토 지반위의 조밀한 모래층에 수행하였고, 지지력과 그에 관련된 변형 및 파괴메카니즘에 대하여 조사하였다. Okamura(1998) 등은 원심모형하중실험을 근거로 파괴메카니즘을 제안하였고, 한계평형해석을 통하여 새로운 지지력식을 제안하였다. 그들의 제안식에서는 상층부의 모래층내의 하중확산각이 두층의 지반기초의 강도정수 및 기초아래에 있는 모래층의 두께와 기초폭의 비(H/B)에 따라서 변한다고 가정하였다. 원심모형실험은 실제기초와 거의 동일한 수준의 응력을 제공함으로써 원심모형실험으로 부터 구한 결과들은 소규모의 중력식 실험보다 실제의 현상과 가까울 것이다. 하지만, 관찰된 자료가 제한적이기 때문에 원심모형실험이 얼마만큼 실제현상을 나타낼 수 있는지는 확실치 않다.

Okamura(1998) 등에 제안된 지지력식을 참고해서, Mizuno와 Tsuchida(2002)는 점토층위의 모래층에 놓인 기초의 지지력을 탄소성 유한요소해석을 통하여 계산하였다. 그들의 결과에 의하면, 유한요소해석을 통한 지지력값들이 Okamura 등이 제안한 식으로 얻은 지지력과 모래층의 두께와 기초폭의 비에 상관없이 좋은 일치를 보인다고 보고하고 있다. 그들이 분석한 조건에서 점토지반의 비배수 전단강도는 100kN/m^2 였고, 이는 일반적인 상황에 비추어 볼때 상당히 비배수 전단강도가 큰 값이다. 그들의 연구에서는, 해석방법 및 지지력과 침하의 관계가 상세하게 보여지지 않았다. 그러므로, 그들이 어떻게 지지력을 산출하였는지는 명확하지 않다. 운동학적(Kinematic) 해석으로는, Michalowski와 Shi(1995)가 상한(Upper Bound)해석을 통하여 두층으로 구성된 기초지반의 지지력에 관해 지반의 물성치를 달리하여 여러경우를 조사하였으며, 설계도표를 제시하였다. 그

들의 연구에서도 상한이론으로 부터 유도된 지지력식이 보여지지 않았고, 상한해석 결과와 다른 방법에 대한 적절한 비교도 언급이 되지 않았다. 점토층위의 모래층지반위에 놓인 강성기초에 대한 파괴메카니즘과 지지력에 관한식들(Yamaguchi(1963), Meyerhof(1974), Okamura 등 (1998))에 대해 나중에 상세하게 설명된다.

본 연구의 목적은 이론적으로 표면기초(점토층위의 모래지반위에 놓인)에 대해 여러 방법을 통해 지지력을 고찰하는 것이다. 첫째로, 이러한 문제를 해결하기 위해 상한해석(Michalowski와 Shi(1995)가 제안한 유사한 방법)을 적용하였다. 다음으로 범용프로그램인 ABAQUS를 이용하여, 탄소성 이론에 근거하여 지지력을 구하기 위해 유한요소 해석을 수행하였다. ABAQUS는 비선형거동에 대한 해석에 있어 Newton-Raphson방법을 바탕으로 한 아주 효과적인 수단이다. 상한해석을 통하여 얻어진 결과와 ABAQUS로 얻어진 결과들, 한계평형식들(Yamaguchi(1963), Meyerhof(1974), Okamura 등 (1998))에 의해 얻어진 값들을 비교하였다. 아울러, 이러한 방법으로 얻어진 지지력들에 대한 적합성이 검증된다.

2. 한계평형법에 대한 검토

Yamaguchi(1963)는 그림 1과 같이 점토층위의 모래지반에 놓인 기초의 지지력을 구하기 위하여 하중확산 메카니즘(Load Spread Mechanism)을 제안하였다. 이 메카니즘에서는, 기초로부터 유발되는 하중은 모래지반 저면부에 폭 $B'=B+2H\tan\alpha$ 와 같이 등분포 한다고 가정된다. 그림 1에서 보여지는 바와같이 연직면에 작용하는 하중확산각은 두층의 전단강도(마찰각, 비배수 점착

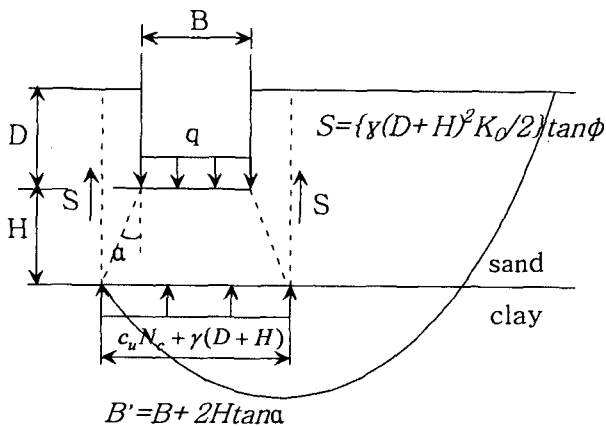


그림 1. Yamaguchi(1963)에 의해 제안된 하중확산 메카니즘

력)와 두께와 기초폭간의 비율(H/B)에 상관없이 항상 $\alpha=30^\circ$ 로 작용한다고 가정이 된다. 비록 α 가 지지력 계산에 있어 상당히 중요한 인자임에도 불구하고, 여전히 적정의 α 값 선정이 불명확하다. 한계평형법에서 유도된 극한지지력식은 다음과 같다.

$$q = c_u N_c \left(1 + \frac{2H}{B} \tan \alpha \right) + \gamma D + K_0 \tan \phi \frac{(H+D)}{B} \gamma (D+H) \quad (1)$$

여기서 B는 기초폭, D는 기초의 근입깊이, H는 기초저면부에 존재하는 모래층의 두께, c_u 는 점토의 점착력, N_c 는 지지력계수($N_c=(2+\pi)$), ϕ 는 내부마찰각, γ 는 모래의 단위중량, K_0 는 정지토압계수, 그리고 α 는 모래지반에서의 하중확산각($\alpha=30^\circ$)을 각각 의미한다. 그림 1에서 S는 모래지반에서의 상향마찰력을 나타낸다.

Meyerhof(1974)는 그림 2와 같은 하중확산 메카니즘과 다른 관입전단파괴 메카니즘을 제안하였다. 이 메카니즘에서는 극한하중상태에서 두면의 연직면($\alpha=0$)을 가진 모래블록이 점토지반으로 관입된다. 그림 2(a)에서는 일반전단파괴가 발생할 경우를 나타내며, 이때 내부마찰력과 비배수점착력이 동원된다. 수동력이 기초의 모서리 부분들을 통하여 연직면에 평균경사각(δ)이 상향으로 작용하며, 이때 경사각 δ 는 기초의 모서리부분으로부터 점토의 표면부로 감소되어진다. 또한 관입전단계수 K_s 가 실용적 편의를 위해 도입된다. 모래블록에 근거한 한계평형법에 의해 지지력은 다음과 같이 표현된다.

$$q = c_u N_c + \frac{\gamma H^2}{B} (1 + 2 \frac{D}{H}) K_s \tan \phi + \gamma D \quad (2)$$

여기서 K_s 는 관입계수를 의미하며, Meyerhof(1974)에

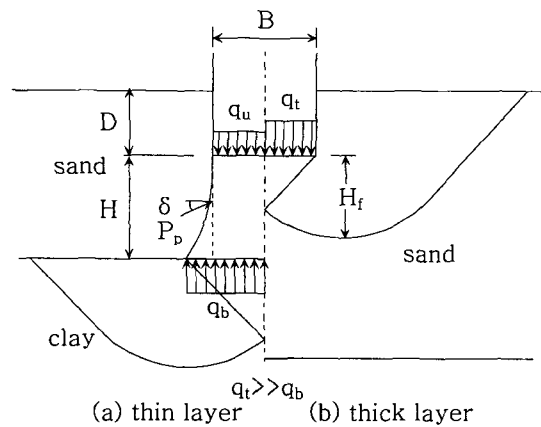


그림 2. Meyerhof(1974)에 의해 제안된 관입전단 메카니즘

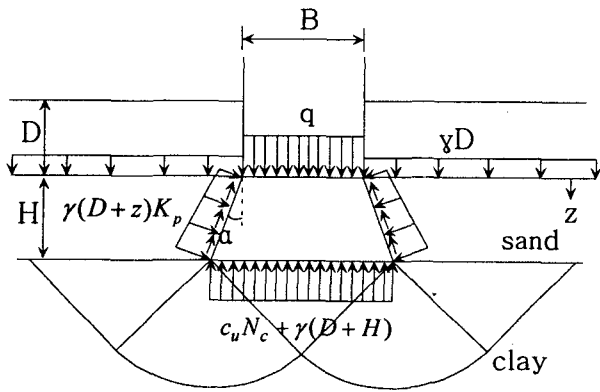


그림 3. Okamura등(1998)에 의해 제안된 파괴메카니즘

의해 제안된 도표로부터 구해질 수 있다.

Okamura(1998) 등은 그림 3과 같은 파괴메카니즘을 원심모델하중실험을 통하여 제안하였다. 이 메카니즘에서는, 모래블록 저면부에 작용하는 연직응력이 상재하중을 받는 점토지반위의 거친바닥면을 가진 강성기초의 극한지지력으로 가정되어진다. 기초의 깊이가 증가할수록 블록을 따라 전단저항이 힘들의 평행에 있어 우월하게 되므로, 그림 3에서 보이듯이 K_p 의 연직응력과 수직응력의 곱의 응력이 모래블록의 옆면에 작용한다고 가정된다. 그러므로, 모래블록위에 작용하는 힘들의 평행 및 블록의 자중을 고려해서 다음 식과 같이 표현될 수 있다.

$$q = \left\{ 1 + 2 \frac{H}{B} \tan \alpha \right\} \left\{ c_u N_c + \gamma(D+H) \right\} + \frac{K_p \sin(\phi - \alpha)}{\cos \phi \cos \alpha} \cdot \frac{H}{B} \cdot \gamma(D+H) - \gamma H \left\{ 1 + \frac{H}{B} \tan \alpha \right\} \quad (3)$$

여기서 K_p 는 Rankine의 수동토압계수이고, α 는 모래층의 연직면에 작용하는 하중확산각이다. 그림 3에서의 하중확산각은 내부마찰각 ϕ 와 점토의 규준화된 평균 연직응력(σ_{mc}/c_u)의 함수로써 구해질 수 있다. 이것은 식 (1)에서의 α 값과는 다르다. Yamaguchi와 Okamura 등이 제안한 식들의 본질적인 차이는 하중확산각에 대한 가정과 모래지반에서의 모래블록에 작용하는 전단저항에 있다.

3. 해석되는 문제조건

본 연구는 두층으로 이뤄진 기초지반 즉, 점토층위의 모래지반의 표면부에 위치하는 기초바닥이 거친 얇은 기초에 대한 특정한 상황에 대한 것이다. 본 연구에서

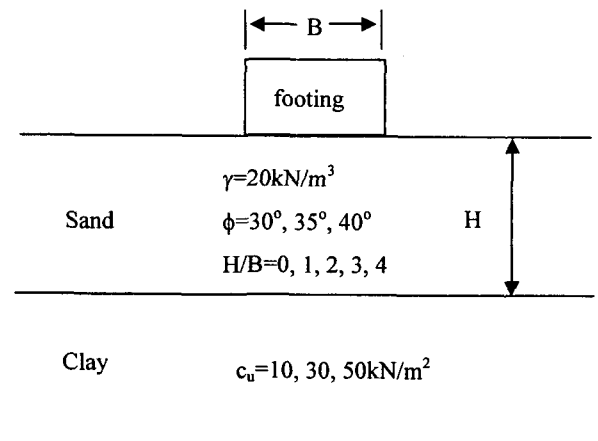


그림 4. 본연구의 해석조건

사용된 해석조건은 그림 4와 같다. 여기서 B는 기초의 폭, H는 기초아래의 모래층 두께이다. 지지력 계산에 있어서, 기초폭 B는 1.0m, 모래 및 점토의 단위중량 γ 는 각각 20kN/m^3 , 17kN/m^3 의 값들이 사용되었다. 모래의 내부마찰각 ϕ 는 30° , 35° 그리고 40° , 점토의 점착력은 10, 30, 그리고 50kN/m^2 의 경우에 대해서 해석되었다. 모래의 탄성계수는 $80,000\text{kN/m}^2$, 점토의 탄성계수는 $50,000\text{kN/m}^2$ 으로 가정되었다. 모래와 점토의 포아슨비는 각각 0.2로 가정되었다. 각층은 등방성의 토질로 가정되었고, 모래층 두께와 기초폭의 두께는 $H/B=0, 1, 2, 3, 4$ 로 변화되었다. 여기서 $H/B=0$ 는 점토지반으로만, $H/B=5$ 는 모래지반으로만 구성되어 있음을 의미한다. 그림 4와 같은 해석조건이 분석이 되며, 기존의 한계평형법들, 한계해석법, 유한요소해석이 아울러 병행되었다.

4. 상한해석

한계해석(Limit Analysis)은 기초의 지지력을 계산하는데 편리한 수단이다. 상한이론은 변형률장(Strain Rate Field)이 불안정하고(즉, 속도장으로 부터 구해진 외력 증분이 내부에너지소산과 일치하거나 이를 초과하고), 운동학적으로 허용하면(변형률장이 흙주위의 속도들과 상호대응되면), 파괴가 임박하거나 진행중임을 의미하고, 즉 진정한 파괴하중이 그러한 조건으로 계산된 값보다 작거나 같음을 의미한다(Chen 1975, Chen과 Liu 1990). 이는 다음과 같이 가상일의 식으로 표현된다.

$$\int_S T_i^U v_i^U dS + \int_V X_i^U v_i^U dV = \int_V \sigma_{ij}^U \dot{\epsilon}_{ij}^U dV = \int_V D(\dot{\epsilon}_{ij}^U) dV \geq \int_V \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}^U dV \quad (4)$$

여기서 v_i^U 는 변형률장(ϵ_{ij}^U)에 상응하는 운동학적으로 허용하는 속도장(Kinematically Admissible Velocity Field), σ_{ij}^U 는 상한하중 T_i^U 와 체적력 X_i^U 과 실제응력장(Actual Stress Field)와 힘의평형을 이루는 응력장(Stress Field)이다. 상한이론은 관련유동칙을 근간으로하며, 적합조건과 속도경계조건을 만족하나 평형조건은 만족하지 않는다. Michalowski와 Shi(1995)에 의해 제안된 파괴메카니즘에 의하면 그림 5와같이 구성도며, 전반전단 파괴시에는 이 메카니즘이 실제 파괴메카니즘에 적합할것이다. 그림 5와 같이, α 는 모래블록면과 연직면이 이루는 각이고, l 은 파괴메카니즘의 깊이, V_i 는 운동학적으로 순응하는 속도벡터이며, $[V]_i$ 는 불연속면을 따라 발생하는 속도상승(Velocity-Jump)벡터이다. 이 메카니즘은 대칭이며, 면적 $ocba$ 는 강체로서 아래쪽으로 기초와 같은 속도 V_0 로 움직인다. 하향운동은 부채꼴모양의 bcd 의 횡방향 운동으로 전달된다. 결과적으로, bcd 구역의 운동은 $abde$ 구역과 삼각형 구역의 상향운동으로 전달되어진다. 극한지지력의 상한값은 다음과 같은 에너지 균형에 관한식으로 계산되어진다.

$$2E_{bc}+2E_{bcd}+2E_{cd}+2E_{de} \\ =2W_{opba}+2W_{pcb}+2W_{bcd}+2W_{bde}+2W_{abe}+2W_{aef}+W_{foot} \quad (5)$$

여기서 E_{bc} 와 E_{bcd} 는 속도불연속 bc 와 계속되는 변형구역 bcd 에서의 내부 에너지소산 (Internal Power Dissipation)을 의미하며, W_{opba} 와 W_{foot} 는 $opba$ 구역과 기초의 하중 때문에 유발되는 외력의 증분을 의미한다. 이 파괴메카니즘에서는 식 (5)에서 보인것처럼, 속도 불연속을 따라 발생하는 전체의 내부소산에너지 E_{total} 는 전체의 외력 에너지 증분 W_{total} 과 일치한다. 관련유동칙이 적용되기 때문에 속도불연속에 따른 내부에너지소산 영이 된다. 아래층인 점토지반에서는 내부에너지 소산이 점착력과 속도상승벡터의 곱으로 계산된다. 식 (5)를 풀면, 특정

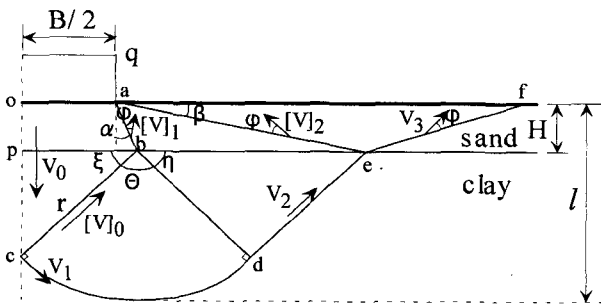


그림 5. 상한 한계해석에서 가정된 파괴메카니즘

한 표현인 진정한 극한지지력의 상한값 q_0 가 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\frac{q_0(\xi, \eta, \alpha)}{c} = N_c(\xi, \eta, \alpha) + GN_\gamma(\xi, \eta, \alpha), \quad G = \frac{\gamma B}{2c} \quad (6)$$

$$N_c(\xi, \eta, \alpha) = \frac{\cos(\alpha + \beta) \cos \xi \cos \eta}{\cos(\alpha + \beta) \cos \xi \cos \eta - \sin \alpha \sin \beta} \{ \tan \xi + 2(\alpha - \xi - \eta) + \tan \eta \} \quad (7)$$

$$N_\gamma(\xi, \eta, \alpha) = \frac{\cos \alpha \sin \beta}{2\{\cos(\alpha + \beta) \cos \xi \cos \eta - \sin \alpha \sin \beta\}^2} \\ \times \{ \sin \alpha \sin \beta - \cos \xi \cos \eta \cos(\alpha + \beta) \} \\ + \frac{\sin \beta \cos \beta \cos \xi \cos(\phi + \beta - \eta) \cos^2 \alpha}{2 \cos(\phi + \beta) \{\cos(\alpha + \beta) \cos \xi \cos \eta - \sin \alpha \sin \beta\}^2} \quad (8)$$

상한값 q_0 는 점토의 특정한 단위중량과 무관하며, 식 (6)-(8)을 이용하여 상한값을 구하는 경우에는, 세개의 매개변수값(ξ , η 와 α)들이 결정되어야 하며, 식 (9)에서 q_0 의 최소값을 취하여야 한다. 이러한 모든 조건들이 만족이 되면 $q_0(\xi, \eta, \alpha)$ 는 최소값을 취한다.

$$\frac{\partial q_0}{\partial \xi} = 0, \quad \frac{\partial q_0}{\partial \eta} = 0, \quad \frac{\partial q_0}{\partial \alpha} = 0 \quad (9)$$

따라서, 상한값 q 는 다음과 같이 표현된다.

$$q = \min q_0(\xi, \eta, \alpha) \quad (10)$$

식 (9)를 이용하여 정해를 구하기가 상당히 어렵기 때문에 운동학적으로 순응하는 속도필드의 모든 조건들이 상한값의 최소값을 취하기 위해서 고려되어진다. ξ , η 와 α 값들이 정해진후에 다른 매개변수들인 θ 와 β (그림 5 참고)가 기하조건으로 부터 찾아 질 수 있다.

5. 유한요소 해석

유한요소법은 두층의 지반으로 구성된 지지력을 해석하기위에 채용되며, 유한요소법은 진정한 극한지지력에 가까운 값들을 구할 수 있다. 비록 연속체의 요소분할, 해의 방법, 반복 방법 등 여러가지 오차의 원인이 있지만, 주의깊은 이러한 오차원인들의 처리를 통하여 정해에 가까운 값을 가질 수 있다. 본 연구에서는 범용 프로그램인 ABAQUS가 이용된다.

5.1 FEM 모델링

해석에 있어서 모래지반 및 점토지반에 대하여 Drucker-Prager 모델을 이용하였다. Mohr-Coulomb 모델에 비해

Drucker-Prager 모델은 중간주응력의 영향을 고려할 수 있다(Chen과 Saleeb 1994, Desai 1984). 응력불변량 I_1 and J_2 에 대해 정리하면 Drucker-Prager 모델은 다음과 같이 표현된다.

$$f(I_1, J_2) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 \quad (11)$$

여기서 I_1 과 J_2 는 응력텐서의 제1불변량, 축차응력텐서의 제2불변량을 각각 나타낸다. α 와 k 는 Mohr-Coulomb 모델정수 c 및 ϕ 와 관련이 되어질 수 있는 모델 정수들이다. 유한요소 해석에서는 경계조건, 격자크기 및 정도 등이 합리적인 결과를 얻는데 아주 중요한 요소들이다. 평면변형률(2차원) 해석에 있어서 이러한 영향들을 최소화하기 위해 여러가지 예비적인 해석 단계를 통하여 심도있게 조사하였으며, 그림 6은 유한요소의 한 예이다. 격자는 8개의 절점을 가진 사각 요소로 구성되어있다. 유한요소모델은 대칭으로 구성되었으며, 해석조건은 $H/B=1$, 요소수는 3600으로 구성되었다. 메쉬의 바닥은 양방향 고정, 왼쪽 및 오른쪽면들에 있어서는 수평변위는 고정, 연직변위는 자유조건으로 구성되었다. 격자의 폭과 깊이는 지지력과 파괴메카니즘에 영향을 받지 않도록 충분히 선정되었다. 사용된 격자는 기초의 끝부분 가까이 조밀하게 선정되었으며, 모든경우에서 8절점을 사용하도록 하였다. 거친바닥으로 이뤄진 강성기초로 모델링을 하기 위해 기초 아래부분의 절점의 변위가 동일하게 발생하도록 하였다. 지반은 항복함수와 포텐셜함수가 동일한 관련유동칙으로 모델되었다. 지지력을 구함에 있어 연직변위가 기초저면부 절점에 발생되고, 수평변위는 영으로 고정되었다. 전체하중은 기초아래에 작용하는 연직반력으로 구하였으며, 기초에 작용

하는 평균응력은 수직력을 기초의 폭으로 나누어 구하였다. 기초의 지지력을 구함에 있어 처음에는 일반적으로 이용되는 $S/B=0.10$ (여기서 S 와 B 는 연직변위와 기초의 폭을 의미한다)까지 변형이 유발되도록 하였다. 그러나 몇몇의 경우에는 지지력이 하나의 값으로 수렴하지 않고 계속 증가하는 응력경화 현상이 관찰되었다. 그래서 $S/B=0.15$ 까지 변위를 발생시켰으며, 본연구의 모든 지지력계산에 있어 $S/B=0.15$ 에 해당하는 지지력을 채택하였으며, 이는 통상적인 방법보다 다소 큰 변형을 유발시키나 본연구의 목적은 변형해석의 관점이 아니라 정도 높은 지지력 계산에 있으므로 이와같이 지지력을 구했다. 보다 더 현실적인 응력조건을 고려하기 위해, 유한요소해석은 지중응력해석, 본해석으로 이뤄진다. 지중응력해석이 완료되면, 연직변위가 본해석에서 발생한다. 그로인해 유한요소해석에서 아주 미미하지만 변위가 발생하므로 변위가 영에서 실제로 시작하지 않는다. 전체변위는 지중응력 해석단계와 하중재하단계에서 유발되는 변위가 된다. 몇몇 예비적인 해석에서 탄성계수(E)와 포아손비(ν)를 변해가면서 해석하였는데, 침하-변위의 기울기는 변하지만 적정한 범위의 값들을 사용하는 극한지지력에는 미치지 않음이 확인되었다.

5.2 FEM 해석결과

그림 7은 두층으로 이뤄진 기초의 규준화된 기초압력 $q_b/\gamma B$ 와 규준화된 변위 S/B 의 관계를 나타낸다. 여기서 q_b 는 기초저면부의 기초압력을 나타내고, 점토의 단위 중량은 17kN/m^3 이다. 모래지반의 내부마찰각은 $30^\circ, 35^\circ$ 와 40° 이며, 규준화된 점착력 $c_u/\gamma B$ 는 세 경우에 있어서 0.5이다. 그림 7(a)-(c)로부터, 모래지반의 규준화된 깊이 H/B 가 증가할수록 $q_b/\gamma B$ 는 증가하는 경향을 보인다. 그림 7(a)에서는 $H/B=0, 1, 2$ 에서, 그림 7(b)에서는 $H/B=0, 1, 2, 3$, 그리고 그림 7(c)에서는 $H/B=0, 1, 2, 3, 4$ 에서, 규준화된 변위가 증가할수록 $q_b/\gamma B$ 는 하나의 값으로 수렴함을 알 수 있다. 위의 경우들을 제외하고는, 심지어 $S/B=0.15$ 에의 경우에도 $q_b/\gamma B$ 는 점차적으로 증가함이 보여진다. 내부마찰각 ϕ 가 증가할수록 $H/B=4$ 의 경우와 5의 지지력의 차이는 점점 더 커진다. 그림 7(a)-(c)에서 보여지듯이, 모래지반의 내부마찰각 ϕ 가 커질수록 두층으로 이뤄진 기초지반의 지지력에 대한 내부마찰각의 영향이 더욱 커지는 경향을 보인다.

그림 8에서도 그림 7과 같은 경향이 보여지며, 그림 8

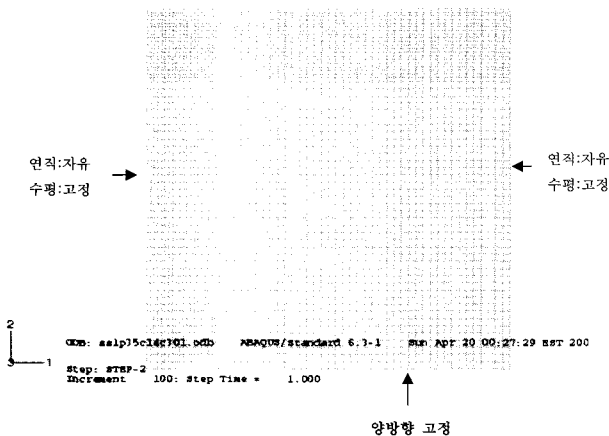
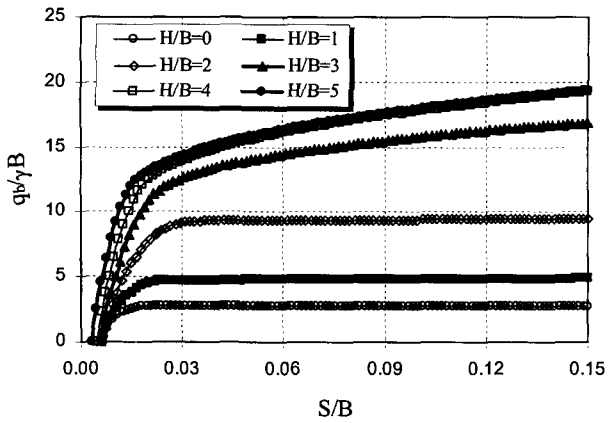
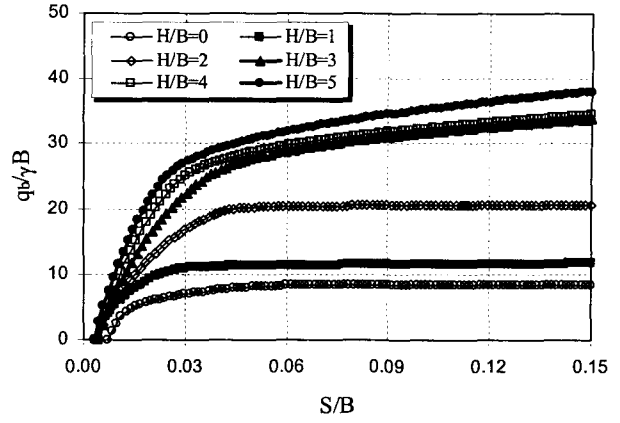


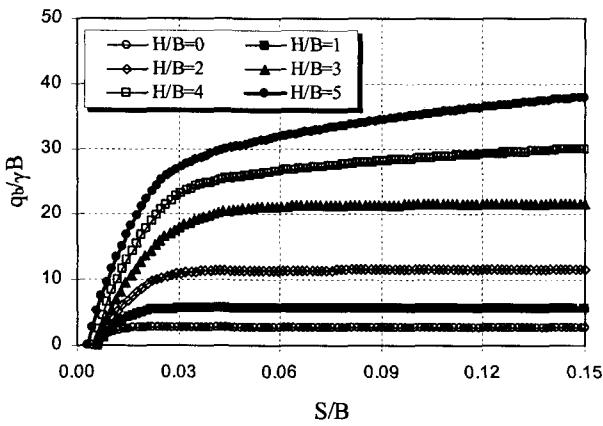
그림 6. 유한요소 격자



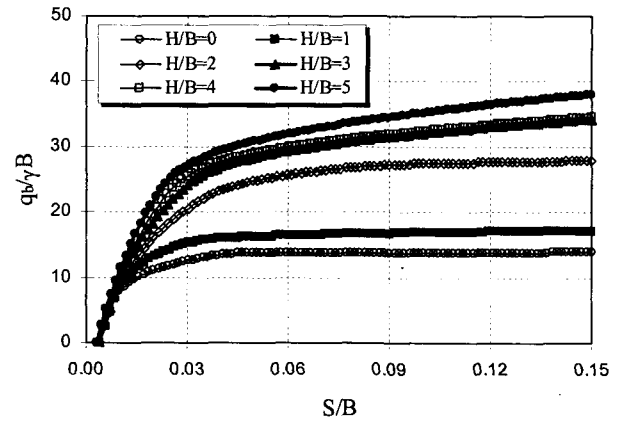
(a) $\phi = 30^\circ, c_u/\gamma B = 0.5$



(a) $\phi = 35^\circ, c_u/\gamma B = 1.5$

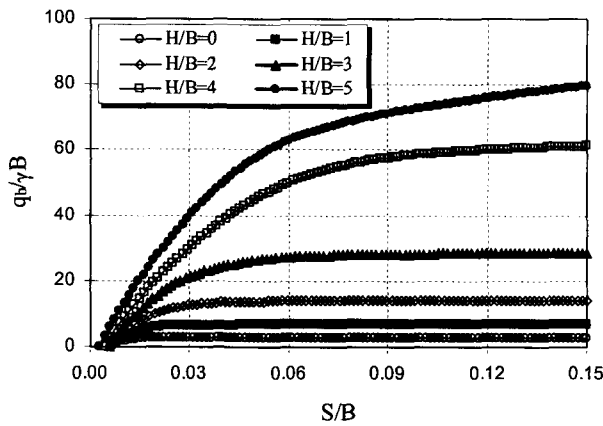


(b) $\phi = 35^\circ, c_u/\gamma B = 0.5$



(b) $\phi = 35^\circ, c_u/\gamma B = 2.5$

그림 8. FEM의 $q_b/\gamma B$ 와 S/B 관계



(c) $\phi = 40^\circ, c_u/\gamma B = 0.5$

그림 7. FEM의 $q_b/\gamma B$ 와 S/B 관계

의 경우는 모래지반의 내부마찰각이 $\phi=35^\circ$ 이고, $c_u/\gamma B$ 가 1.5와 2.5인 두가지 경우에 대한 것이다. 그림 8에서는 S/B 가 증가함에 따라, 오직 $H/B=0, 1, 2$ 의 경우에만 $q_b/\gamma B$ 가 하나의 값에 수렴이 됨을 알 수 있다. $q_b/\gamma B$ 는 대체로 내부마찰각이 커짐에 따라 그리고 H/B 가 작아짐에 따라 한 값에 수렴하는 경향을 보인다. 아래층의 점착력의 영향을 살펴보면, 그림 7(b)와 8(a)에서 볼 수

있듯이, 내부 마찰각이 35° 인 경우에는 $c_u/\gamma B$ 가 0.5에서 1.5로 증가함에 따라, 모래층의 두께가 증가할 수록 (즉 $H/B=0, 1, 2, 3, 4$ 로 증가), 지지력이 증가함을 볼 수 있다. 내부마찰각이 35° 인 경우에, $c_u/\gamma B$ 가 1.5에서 2.5로 증가함에 따라, 그림 8(a)과 (b)에서 보여지듯이, 지지력이 $H/B=0, 1$ 과 2의 경우에 상당히 증가하고, $H/B=3$ 과 4인 경우에는 약간의 증가만 관찰된다. 결론적으로, 그림 7과 8의 결과로부터, 두층으로 이루어진 기초지반의 지지력을 향상하기 위해서는 상층부의 모래층의 내부 마찰각의 증가가 하층부에 있는 점토지반의 점착력의 증가보다 효과적임을 간접적으로 알 수 있다.

6. 결과 및 토론

그림 9-11는 상층부의 내부마찰각에 따른 각기 다른 방법에 의해 구한 극한지지력을 나타낸다. 수평축과 수직축은 각각 H/B 와 $q_b/\gamma B$ 를 나타낸다. 각각의 그림에서, 하층부 점토의 규준화된 점착력 $c_u/\gamma B$ 가 그림 (a)에

서 (c)로 증가함을 나타낸다. 그림 9는 $q_b/\gamma B$ 와 H/B 의 관계를 내부마찰각이 다소 작은 경우($\phi=30^\circ$)를 비교한 것이다. 그림 9(b)와 (c)에서 보는 바와 같이 Yamaguchi의 식 (1)로 구한 값들이 다른식의 결과들에 비해 상당히 극한지지력을 과대평가하고 있음을 알 수 있다. 그림 9로부터 그림 (a)에서 (c)로 증가할때 Meyerhof의 식 (2)

로부터 구한 값들이 FEM을 제외하고는 상당히 과소평가되는 경향을 보인다. 그림 9(a)에서는, 상한해석을 이용한 극한지지력이 Okamura 등의 식 (3)으로 구한값들보다 약간 큰값이 얻어지나, 그림 9(b)와 (c)에서는 반대의 경향이 보인다. 그러므로, 상한해석으로 부터 얻은 극한 지지력이 다른 식들에 비해 Okamura 등의 식 (3)으

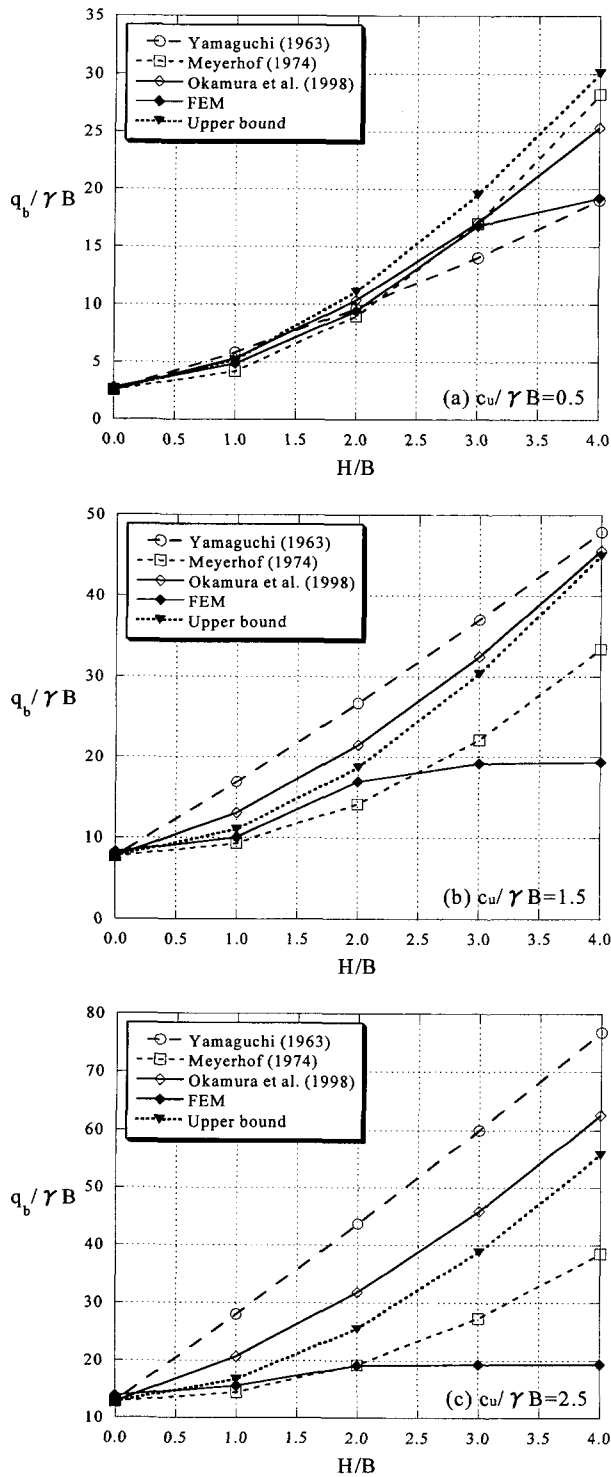


그림 9. 내부마찰각 $\phi = 30^\circ$ 일때의 $q_b/\gamma B$ 와 H/B 의 비교

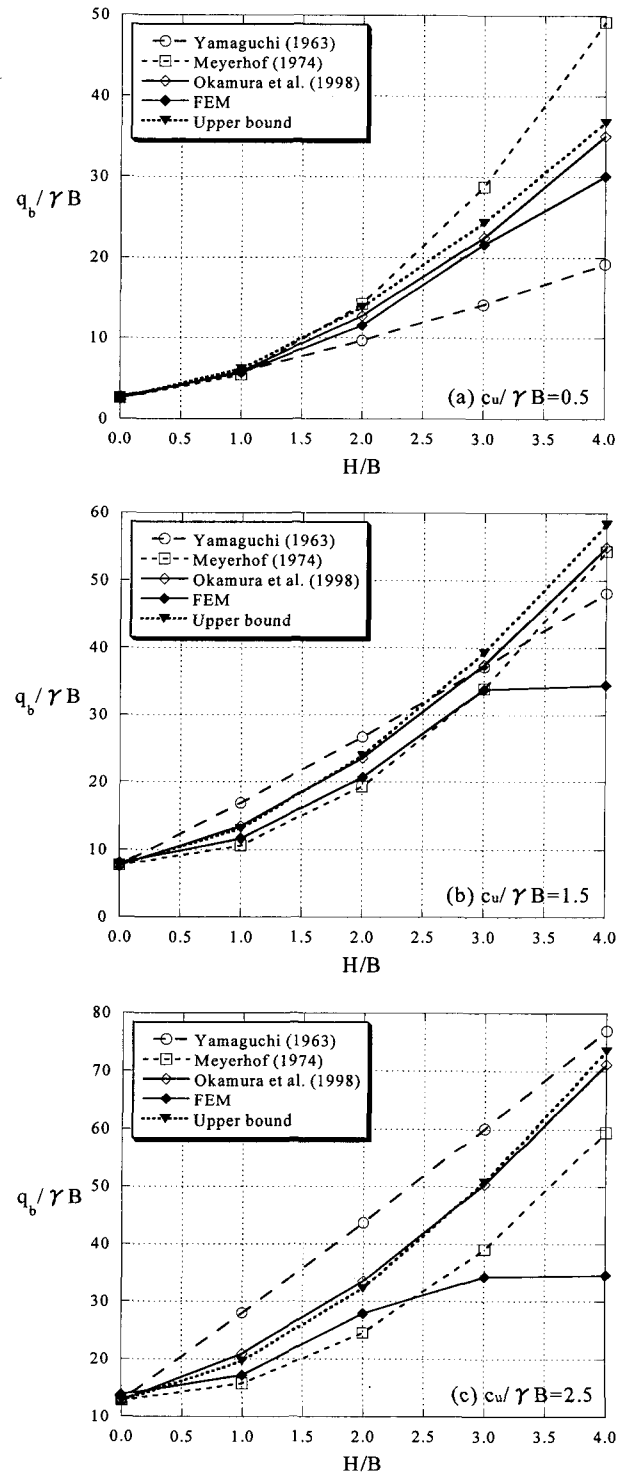


그림 10. 내부마찰각 $\phi = 35^\circ$ 일때의 $q_b/\gamma B$ 와 H/B 의 비교

로부터 구해진 지지력과 잘 일치함을 알 수 있다. FEM 결과를 살펴보면, 그림 9(b)에서 $H/B=3.0$ 과 4.0 의 경우에, 그리고 그림 9(c)의 경우에선 $H/B=2.0, 3.0, 4.0$ 의 경우에 극한지지력이 거의 증가하지 않기 때문에 FEM 해석이 다른 식들에 비해 과소평가함이 보인다. 다른 방법에 비해 FEM이 지지력을 과소평가하는 이유는 강소성과 탄소성의 가정의 차이에 있는 것으로 보인다. 한계평형해석과 상한해석은 기본적으로 파괴메카니즘이 우선적으로 가정되어야 하기 때문에 해석결과의 적합성에 있어서 파괴메카니즘이 중요한 영향을 미칠 수 있다. 그와 반면, 탄소성해석에서 많은 매개변수와 상당한 계산적인 노력이 요구되기 때문에, 유한요소 해석은 오차의 요인을 적절하게 제거함으로써 극한지지력을 보다 더 정확하게 구할 수 있다. 그림 10을 관찰하면, 그림 10(a)에서는 Yamaguchi 식 (1)로 구한 지지력이 다른 방법들에 비해 과소평가되고, 그림 10(c)에서는 과대 평가된다. 두층의 기초지반에서 모래층이 증가할수록 그림 10(a)에서는 Meyerhof 식 (2)가 과대평가하고 그림 10(c)에서는 반대의 경우가 관찰된다. 상한해석에 의해 얻어진 지지력이 Okamura 등의 식 (3)에 의한 값들과 좋은 대응을 보이고 있다. 그림 10(b)와 (c)에서 볼 수 있듯이, $H/B=3.0$ 과 4.0 의 경우에는, FEM으로 얻은 극한 지지력이 거의 증가하지 않는다. 이는 FEM이 다른방법에 비해 과소평가함을 나타낸다.

그림 11은 내부마찰각 ϕ 가 상당히 클때($\phi=40^\circ$)의 경우를 비교한 경우이다. 그림 11(a)와 (b)의 $H/B \geq 3.0$ 경우에는, Yamaguchi 식 (1)로 구해진 지지력이 과소평가됨을 알 수 있다. 그림 11(a)의 $H/B \geq 2.0$ 경우와, 그림 11(b)의 $H/B \geq 3.0$ 경우에는 Meyerhof 식 (2)가 지지력을 상당히 과대평가하고 있음을 알 수 있다. 이 그림에서 상한해석의 해와 Okamura 등의 식 (3)의 해가 다른 방법에 비해 상당히 좋은 대응을 보여준다. 비록 FEM으로 구해진 해가 그림 11(a)와 (b)의 H/B 가 4.0 인 경우에서 상한해석으로 얻은 해 보다 큰 값을 가지긴 하나 그림 11에서 보이듯이 전체적으로 모래층의 두께가 증가할수록 지지력이 과소평가 되진 않는다. 그림 11에서 보여지는 FEM의 결과들의 경향은 그림 9와 10에서 보여진 경향과는 다르다. 이러한 경향은 내부마찰각이 40° 인 경우에는 주로 상층부의 모래층에서만 파괴가 발생하고 이로 인해 지지력이 증가하기 때문인 것으로 판단된다. 그림 12는 내부마찰각 $\phi=35^\circ$ 일때, H/B 가 1.0 과 4.0 인 경우에 대하여 규준화된 지지력 $q_b/\gamma B$ 와 규준화

된 점착력 $c_u/\gamma B$ 에 대한 관계를 보여준다. 그림 12(a)로부터, 모든 방법들에 의해 구해진 극한지지력은 $c_u/\gamma B$ 가 증가할수록 선형적으로 증가한다. 그림 12(a)와 (b)에서 알 수 있듯이 Yamaguchi 식 (1)로 계산된 극한지지력은 $c_u/\gamma B$ 에 영향을 상당히 받는 것으로 발견되었다. 그림 12(b)에서는 FEM의 결과들은 $c_u/\gamma B$ 를 별로 받지

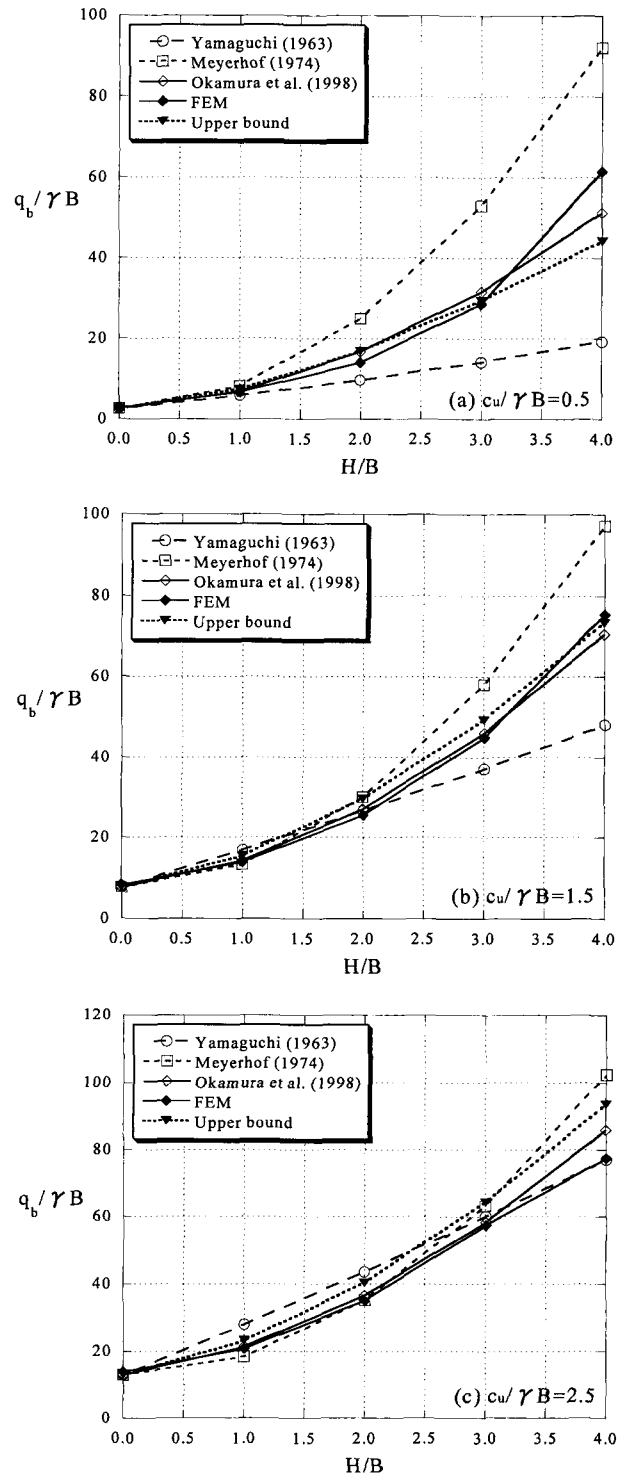


그림 11. 내부마찰각 $\phi = 40^\circ$ 일때의 $q_b/\gamma B$ 와 H/B 의 비교.

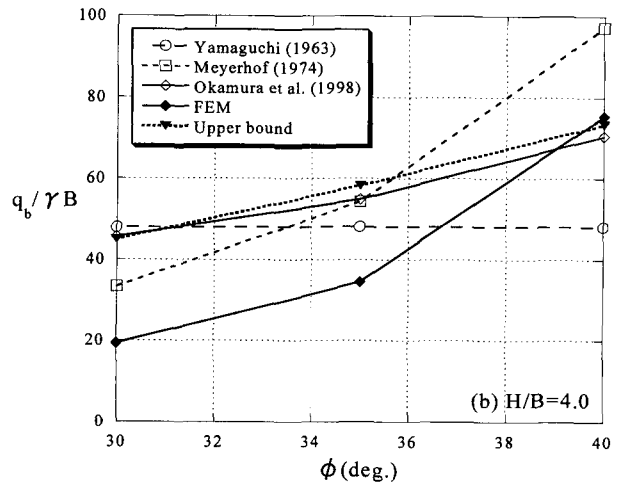
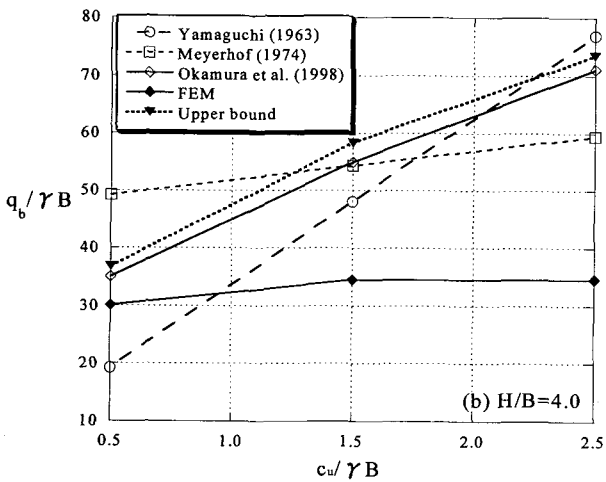
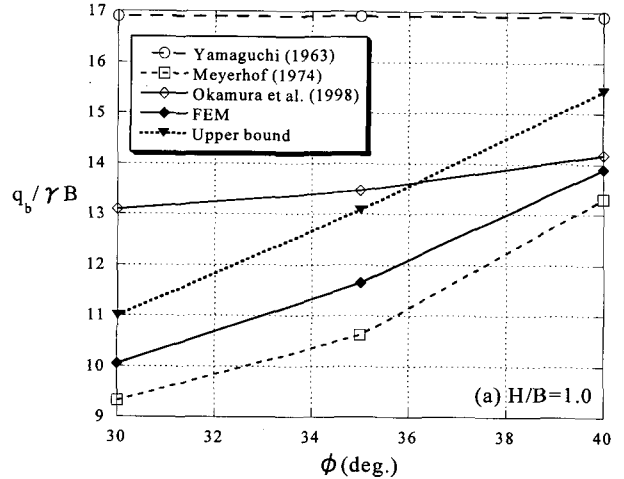
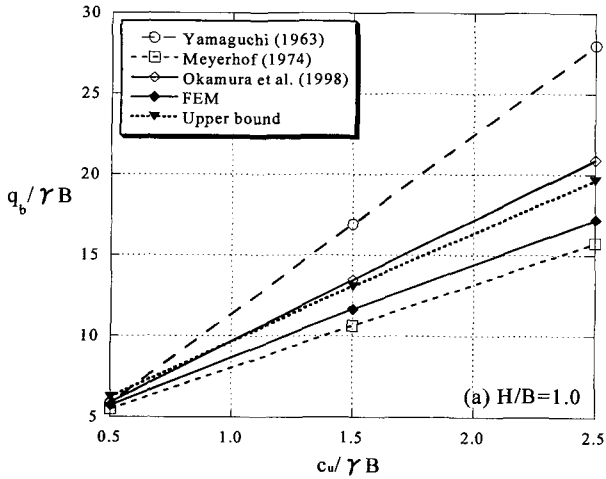


그림 12. 내부마찰각 $\phi = 35^\circ$ 때의 $q_b / \gamma B$ 와 $c_u / \gamma B$ 의 비교

그림 13. $c_u / \gamma B = 1.5$ 일때의 $q_b / \gamma B$ 와 ϕ 의 비교

않는 것으로 관찰되었다. 그림 12(a)와 (b)에서 알 수 있듯이, 상한해석의 해는 Okamura 등의 식 (3)으로 부터 구한 극한지지력과 좋은 일치를 보임을 알 수 있다. 그림 13은 $c_u / \gamma B = 1.5$ 인 경우에 $H/B = 1.0$ 과 4.0 일때의 표준화된 지지력 $q_b / \gamma B$ 와 모래지반의 내부마찰각 ϕ 를 비교한 것이다. 그림 13(a)와 (b)로 부터, Yamaguchi 식 (1)은 내부마찰각에 거의 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 내부마찰각 ϕ 가 35° 에서 40° 로 증가하면서, 30° 에서 35° 로 증가하는 경우보다 Meyerhof 식 (2)로 계산된 극한 지지력의 증가율이 상당히 커진다. 그림 13(b)에서 내부마찰각 ϕ 가 40° 인 경우에는, Meyerhof 식 (2)가 다른 방법에 비해 상당히 극한지지력을 과대평가하는 것을 알 수 있다. 그림 13으로부터 알 수 있듯이 Okamura 등의 식 (3)은 내부마찰각에 영향을 받지않고, 더우기, 상한해석의 해와 다른 방법들에 비해 좋은 일치를 보인다.

그러므로, 식 (6)-(8)로 부터 구해진 최소값의 지지력이 진정한 극한지지력의 상한값을 산출하기 때문에, 본

연구에서 식 (6)-(8)로 부터 구해진 상한값은 다른 방법들에 비교하여 그림 4에서 보인 해석조건에 대하여 비교적 좋은 결과를 산출한다고 평가 되어질 수 있다. 상한해석의 해 특성상 한계평형법과 같은 개념과 가정의 도입이 필요치 않고, 필요한 매개변수도 단순하고 이론적으로도 아주 합리적이다. 상한해석의 해와 파괴메카니즘으로 부터 설계도표들이 아래에서 설명된다. 그림 14에서는 $\phi = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ 의 경우에 대하여 상한해석으로 얻어진 $q_b / \gamma B$ 와 $c_u / \gamma B$ 의 관계를 나타낸것이다. 모래지반의 내부마찰각 ϕ 와 점토층의 $c_u / \gamma B$ 가 주어지면, 설계도표를 이용하여 진정한 상한값이 쉽게 구해질 수 있다. 파괴메카니즘의 표준화된 깊이 I/B 와 표준화된 모래층의 깊이 H/B 의 관계는 ϕ 가 35° 인경우에 $c_u / \gamma B = 0.5, 1.5, 2.5$ 에 대해서 그림 15에 나타나 있다. 표준화된 깊이 I/B 를 이용하면 점토층위의 모래지반에 위치하는 기초에 대해 모래층과 점토층의 두께가 주어지면 파괴메카니즘의 깊이가 어떻게 되는지는 알 수 있음을 의미

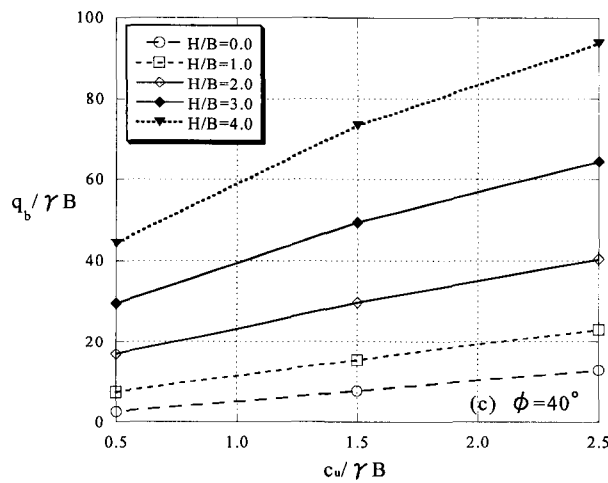
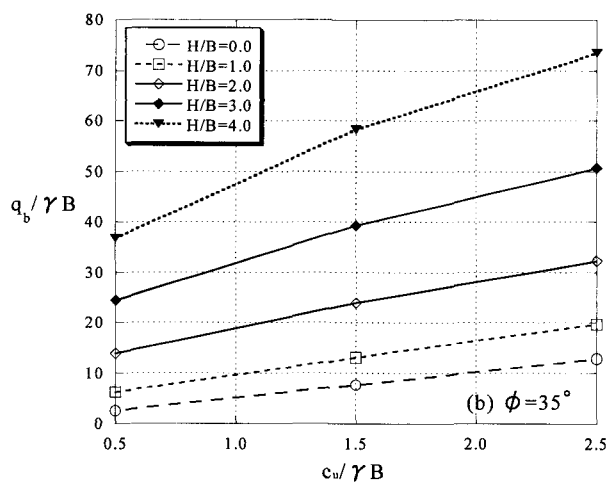
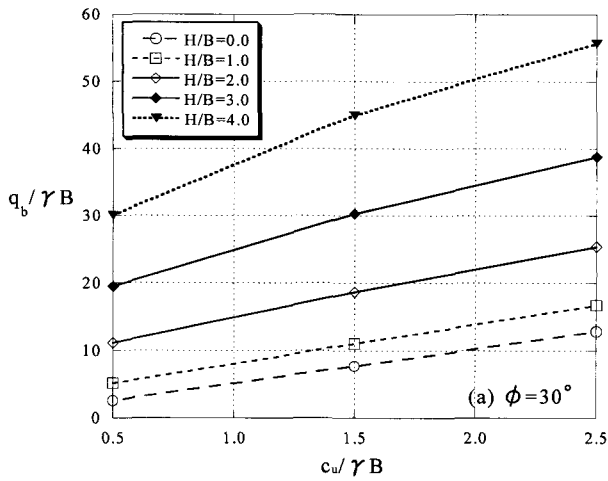


그림 14. 마찰각 변화에 따른 상한한계해석에 의한 $q_b / \gamma B$ 와 $c_u / \gamma B$ 의 관계

한다. 이 그림으로 부터 상한해석에서 가정된 파괴메카니즘의 깊이는, 내부마찰각 ϕ 가 일정하고 $c_u / \gamma B$ 가 작아질때 H/B 가 증가함에 따라 커진다. 특히, $c_u / \gamma B$ 가 0.5인경우에 (즉 매우연약할 때에는) 파괴메카니즘의 깊이와 관련한 증가율이, H/B 가 증가할 수록 다른경우에 비

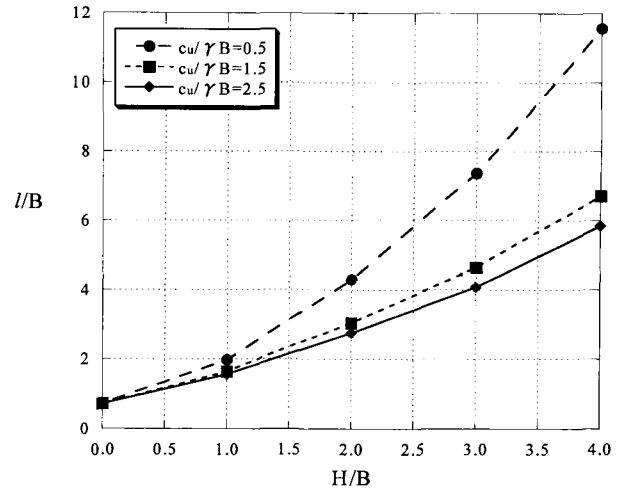


그림 15. $\phi = 35^\circ$ 일때의 I/B 와 H/B 의 관계

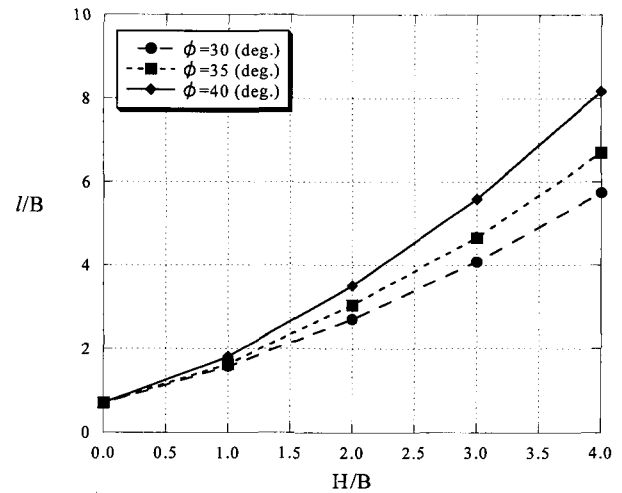


그림 16. $c_u / \gamma B = 1.5$ 일때의 I/B 와 H/B 의 관계

하여 커진다. 그림 16은 $c_u / \gamma B$ 가 1.5일때 내부마찰각 $\phi = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ 인 경우에 대해 I/B 와 H/B 의 관계를 나타낸다. $c_u / \gamma B$ 가 일정하고 내부마찰각 ϕ 가 커짐에 따라 파괴메카니즘의 깊이 또한 H/B 증가의 비율에 따라 증가함이 보여진다.

7. 요약 및 결론

본 연구는 점성토 위의 모래지반위에 놓인 거친 바닥면을 가진 강성표면 기초의 지지력에 대하여 상한 한계 해석이론, 기존의 한계평형법에 근거한 지지력식들, 범용유한요소 프로그램인 ABAQUS를 이용한 유한요소 해석을 통하여 이론적으로 조사하였다. 상한해석을 통하여 얻어진 극한지지력이 유한요소해석, Yamaguchi, Meyerhof, Okamura등에 의해 제안된 식들에의해 얻어

진 지지력과 비교되었다. 이러한 결과들의 적합성이 아울러 상세하게 검증되었다. 본 연구를 통하여 얻어진 결과들은 다음과 같이 요약이 된다.

- (1) 본 연구를 통해 한계해석의 운동학적 접근에 의한 지지력식이 제안되었고, 상한해석의 해들이 설계도표로서 표현되었다. 이러한 설계도표를 이용함으로써, 상층부 모래지반의 내부마찰각 ϕ 와 하층부 점토지반의 규준화된 점착력 $c_u/\gamma B$ 가 주어지면, 진정한 극한지지력이 편리하게 예측될 수 있다. 게다가, 최적화된 파괴메카니즘의 깊이 l/B 가 규준화된 파괴메카니즘의 깊이와 기초아래의 모래지반의 규준화된 깊이 H/B 로 부터 구해질 수 있다. $c_u/\gamma B$ 가 작아지고 ϕ 가 커짐에 따라 최적화된 파괴메카니즘의 깊이가 증가함이 발견되었다.
- (2) Okamura 등이 제안한 식에 의해 구해진 극한지지력이 다른 경우보다 상한해석의 해에 보다 가깝다는게 발견되었다.
- (3) Yamaguchi 식에 의한 극한지지력은 $c_u/\gamma B$ 의 증가에 상당히 영향을 받고 ϕ 에 전혀 영향을 받지 않는다. 또한, Meyerhof 식은 두층으로 이뤄진 기초의 조건에 따라 $H/B \geq 3.0$ 인 경우에 다른 경우에 비하여 과대평가 하거나 과소평가한다. 그러므로, Yamaguchi 식과 Meyerhof 식은 극한지지력을 두층으로 이뤄진 기초지반의 조건에 따라 다르기 때문에 지지력을 예측함에 있어 적합하지 않은 것으로 판단된다.
- (4) FEM으로 부터 구해진 지지력은 ϕ 가 30° 와 35° 의 경우에 있어, $c_u/\gamma B=1.5$ 와 2.5 인 경우에 있어 $H/B \geq 3.0$ 일때 거의 증가하지 않는 것으로 나타났다. 그러므로, 그결과들은 다른 방법들에 비해 지지력을 과소평가한다. 그러나, FEM만이 힘의 평형조건, 적합조건, 힘과 변위의 경계조건을 만족하기 때문에 진정한 의미의 극한지지력을 어느정도는 구할수 있다. 따라서, 상한해석의 해는 극한지지력을 $\phi=30^\circ$ 와 35° 의 경우에있어, $c_u/\gamma B=0.5$ 이고 $H/B=4.0$ 일때, $c_u/\gamma B=1.5$ 와 2.5 이고 $H/B \geq 3.0$ 일때 과대평가한다. 특

히 $\phi=40^\circ$ 일 경우에는, 상한해석의 해는 FEM의 결과와 $c_u/\gamma B=0.5$ 와 2.5 일때 $H/B=4.0$ 의 경우를 제외하고는 좋은 일치를 보인다.

참 고 문 헌

1. Chen, W. F. (1975), "Limit analysis and soil plasticity", Amsterdam, Elsevier.
2. Chen, W. F. and Liu, X. L. (1990), "Limit analysis in soil mechanics", Amsterdam, Elsevier.
3. Chen, W. F. and Saleeb, A. F. (1994), "Constitutive equations for engineering materials", Vol.2, Amsterdam, Elsevier Science B.V.
4. Desai, C. C. and Siriwardane, H. J. (1984), "Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geological materials", New Jersey, Prentice-Hall.
5. Hanna, A. M. and Meyerhof, G. G. (1980), "Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay", *Can. Geotech J.* 17, pp.300-303.
6. Hanna, A. M. (1981), "Foundations on strong sand overlying weak sand", *J. Geotech Engrg. Div., ASCE*, 107(GT7), pp.915-927.
7. HKS. (2001), "ABAQUS/standard, a general purpose finite element code", Hibbitt, Karlsson & Sorensen.
8. Kraft, L. M. and Helfrich, S. C. (1983), "Bearing capacity of shallow footing, sand over clay", *Can. Geotech J.*, 20, pp.182-185.
9. Kenny, M. J. and Andrawes, K. Z. (1997), "The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay", *Geotechnique*, 47(2), pp.339-345.
10. Meyerhof, G. G. (1974), "Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay", *Can. Geotech J.* 11(2), pp.223-229.
11. Mizuno, K. and Tsuchida, T. (2002), "Practical use of finite element analysis for slope stability and bearing capacity", *Proc. of Foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance*, Kamakura, pp.359-367.
12. Michalowski, R. L. and Shi, L. (1995), "Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils", *J Geotech Engrg. Div., ASCE*, 121(5), pp.421-428.
13. Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T. (1997), "Centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of sand layer overlying clay", *Soils and Found.*, 37(1), pp.73-88.
14. Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T. (1998), "Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods", *Soils and Found.*, 38(1), pp.181-194.
15. Terzaghi, K. (1943), "Theoretical soil mechanics", New York, John Wiley & Sons.
16. Yamaguchi, H. (1963), "Practical formula of bearing value for two layered ground", *Proc. of 2nd ARCSMFE*, pp.176-180.

(접수일자 2003. 10. 9, 심사완료일 2004. 2. 27)