

## 깊은굴착에 의한 지반변위의 예측방법에 관한 연구

# A Study on the Prediction Method of Ground Displacement by Deep Excavation

안종필(Ahn, Jong Pil)

조선대학교 공과대학 토목공학과 교수

박경호(Park, Kyung Ho)

조선대학교 대학원 토목공학과 박사과정

### 요약/Abstract

최근 고도의 경제성장으로 인한 도시화와 빠른 산업발달은 지하공간의 확장 뿐만 아니라 이용 및 최적화를 필요로 한다. 지하시설물이나 근접구조물의 피해 및 침하와 같은 많은 문제점을 일으키는 흙막이구조물을 위한 버팀굴착의 지역에서 넓고 깊은 기초가 건설되고 있다. 본 연구는 5개의 굴착 공사현장으로부터 얻어진 측정결과에 근거한 침하량과 침하의 영향거리에 관하여 고찰하였다. 굴착 깊이를 이용한 최대지표침하량(0.28~0.3)(%)H는 계측값 및 Clough방법에 의한 값과 유사성을 갖으며 Clough방법에 의한 침하량 및 침하영향거리의 산정이 가장 합리적임을 알 수 있다.

주요어 : 근접굴착, 변위 경사계

Recently, the rapid industrialization and urbanization of the country due to a high economic growth, require optimization, usage and the expansion of underground space. Therefore the construction of large and deep basements takes place in braced excavated area where their earth retaining structures cause many problems such as settlement and damages of nearby buildings and underground utilities. This study deals with the influence distance of settlement and the amount for settlement based on the measurement which were obtained at five excavation construction sites.

Maximum ground surface settlement, (0.28~0.3)(%)H utilizing excavated depth, is similar to the measurement and the value by Clough's method. It was found that the settlement and the influence distance of settlement calculated by Clough's method were rational

Key Words : nearby excavation, displacement, inclinometers

## 1. 서 론

인류문명의 발달에 따라 지반의 입체적 이용은 점차 그 필요성이 증대되고 있으며, 과도한

인구 및 산업의 집중으로 인하여 도심지는 대형 건물의 신축과 지하철 및 지하주차장의 증설 등 지상으로 층수를 높여가는 초고층화 추세와 함께 지하 깊은 곳까지 점유해 가는 지하 대심도

및 대단면 굴착이 이루어지고 있다.

지금까지는 Terzaghi & Peck(1967), Caspe (1966), Clough et al.(1989) 등 많은 연구자들의 노력으로 현장계측기법을 지속적으로 발전시켜 건설구조물의 전반에 적용하고 있다. 이로부터 적정한 설계와 시공방법을 개발하여 막대한 공기절감의 효과를 얻고 있으며, 일본의 경우 대심도 대단면의 시가지공사시 여러 설계기준들에 의한 근접의 정도를 구분 및 판정하여 시공관리 및 계측관리에 이용하고 있다. 국내의 경우 특히 지난 5~6년간 근접한 깊은굴착에 관하여 규모와 기술향상의 측면에서 괄목할만한 발전을 가져왔으나 아직은 미흡한 점이 많이 남아 있고, 근접정도의 구분과 같은 분야는 관심밖이 있거나 여전히 관과되고 있는 실정이다.

최근 들어서는 지하 5~8층으로 지하공간이 확장되는 추세이며 그 용도가 다양해지고 있다. 그러나 굴착공사로 인하여 주변지반의 침하가 발생되며, 그 주요원인으로는 지반조건, 벽체의 변위, 굴착심도, 암반내의 단층층진물 그리고 지하수위의 변화 등을 들 수 있다. 굴착사고로 야기되는 피해는 공사중단과 법적 소송 및 보상문제 등 막대한 시간과 경제적 손실을 가져올 수 있으므로, 굴착공사 중 토류벽의 거동 및 주변지반의 침하를 정확히 예측하고 그 결과를 분석하여 안전하게 관리할 수 있는 분야의 기술개발이 시급히 요망되고 있다. 본 연구는 굴착공사 중에 발생하는 수평변위와 지반침하에 연구의 초점을 맞추었으며, 예측변위 이용한 침하영향거리와 침하량을 실질적인 계측변위와 비교 분석한 결과로부터 예측방법의 타당성 및 안정성에 대하여 검토하는데 그 목적이 있다.

## 2. 근접굴착시의 변형해석법

### 2.1 근접굴착에 의한 지반거동

도심지를 통과하는 대형 지하구조물인 지하철의 시공시에 지하굴착은 필수적이며 경제성을 가지는 반면, 지하굴착시에 발생하는 지하수의 영향으로 인하여 주변지반의 침하와 인접구조물의 변형 등 많은 문제점을 발생시킨다.

조사지역은 광주일원에 전반적으로 분포되어 있는 사질토지반으로 그 특성상 배수시간이 짧고 부분배수를 허용하는 굴착공법의 경우 지하수의 일부유출과 주변지반의 토사가 배출되어 토압에 의한 변형과 수직방향의 압밀침하 및 지반의 소성화에 의한 측방유동이 발생하여 지반의 전단파괴를 발생시키고 이와 같은 연직 및 수평방향의 지반의 전단변형에 따라 지하토류벽의 횡방향변위를 유발시킨다.

지하토류벽의 횡방향변위는 굴착토류벽 배면지반의 침하를 야기하고 이는 근접구조물의 기초나 지하매설물에 대한 부등침하를 발생시키는데, 이러한 배면지반의 침하를 지반손실(Ground Loss)이라 한다. 또한 이러한 지반손실은 인접구조물의 기초와 지하매설물에 대하여 침하를 유발시켜 중대한 피해를 유발하므로 근접시공에서 매우 중요한 관리라 할 수 있다.

굴착공사시의 침하는 크게 나누어 흙의 이동에 의한 것과 배수에 따른 지하수위 저하에 의한 압밀과 압축현상에 기인한다. 흙막이벽의 변형은 토압과 수압 등의 횡방향 압력에 의한 흙막이벽 자체의 좌굴 외에 버팀대의 노순함이나 압축변형 등이 복합되어 생긴다. 이와 같은 변형량은 설계단계에서 거의 예측할 수 있으므로 필요에 따라서 흙막이벽의 강성을 높이거나 버팀대에 선행하중을 도입하는 등의 대책을 취한다.

대부분의 토류구조물에 있어서 굴착으로 인해 발생하는 변위와 침하는 토층의 조건 및 지하수위의 위치에 큰 영향을 받는다. 또한 굴착규모와 깊이, 지지구조물의 강성, Prestress의 방식, 시공기술의 수준 등에 영향을 주게 되며 이러한 요소가 복합적으로 작용하므로 실제의 공사현장에서는 그에 대한 거동을 관찰하고 이론적인 예측치를 검토하는 것이 바람직하다. 모든 종류의 지지구조 특히 연성 토류구조물의 경우는 지반의 강도가 변위발생에 큰 영향을 미치게 되는 것을 볼 수 있다(Peck, 1969).

Fig 2.1은 굴착으로 인한 배면지반의 전형적인 거동형태를 나타낸 것이다. Fig 2.1의 (a)는 배면지반의 침하로 인하여 연성벽체가 굴착저면에 근접하여 측방유동이 일어나는 것을 보여주고 있으며 굴착저면은 견고한 지반으로 용기가 일

어나지 않는다. (b)는 전체 지반이 연약한 경우에 배면지반의 침하로 인하여 연성벽체에 측방 유동이 발생하며 굴착저면에 융기가 발생함을 나타낸다. (c)는 배면지반은 연약지반이나 강성 벽체로 지지되어 벽체의 변화가 거의 없다. (d)는 배면지반이 연약하고 강성벽체로 지지된 경우의 형태이며 배면지반의 침하로 인하여 강성 벽체에의 측방유동이 굴착저면을 향하여 일정하게 증가되는 형태를 보이며 굴착저면에서 융기 현상도 나타난다.

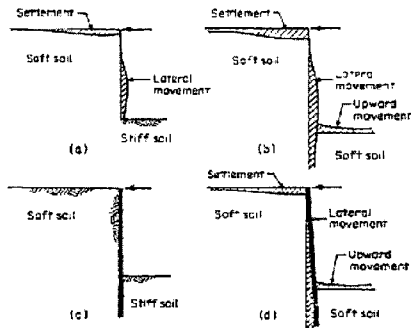


Fig. 2.1 Behaviors of rear ground owing to excavation

연성 혹은 강성벽체 양자의 거동양상은 굴착이 진행되면서 다음의 지지구조물이 설치되기 전에 먼저 설치된 지지구조물 주변의 수평변위 및 벽체나 지지구조물의 탄성변형 등에 영향을 받는다.

최근 굴착공사시의 지반변위에 관한 연구는 경험적 또는 반경험적 방법과 이론해석 및 현장 계측 등의 다양한 방법으로 수행되고 있으나, 아직 정확히 측정된 현장계측자료가 충분하지 않으며 가설체의 강성도와 지지부재의 종류 및 설치간격 등과 같은 지반변위의 크기 및 분포에 영향을 미치는 인자들이 다양하기 때문에, 영향인자와 지반변위의 상관성을 정량적으로 규정하고 평가하는 것은 쉽지 않다.

## 2.2 지반침하의 예측방법

토류벽의 변위에 따른 주변지반의 침하는 토류벽 변위의 실측 및 계산에 의하여 결정하고

그 변위로부터 주변지반의 침하를 추정하는 방법과 버팀보의 구조와 주변지역을 일체로 하여 해석하는 방법이 있다. 어느 경우에도 토류벽의 횡방향변위를 해석하는 방법에 지배되는데, 현재 까지 제안된 예측방법은 계측결과를 이용한 Peck(1969)의 곡선적 해석방법, Caspe(1966)의 이론적 방법, Clough et al.(1989)의 해석방법, Fry & Rumsey.(1983)의 방법 등이 있다.

Caspe(1966)는 굴착시 주변지반에 발생하는 총침하량은 토류벽의 수평변위로 인하여 손실되는 체적과 같다는 이론을 바탕으로 침하-영향거리곡선과 수평변위량으로 침하량을 구하는 방법을 제안하였으며, Fig. 2.2와 같이 강널말뚝의 변위와 포아슨비를 사용하여 벽체 배면지반의 침하량을 다음과 같은 단계로 추정하였다. 이러한 가정이 반드시 현장상태와 일치하는 것은 아니나 수평변위량을 탄소성 해석값과 계측값으로부터 신뢰성있게 구할 수 있는 방법이다.

Caspe 방법은 예측치나 계측치를 이용한 횡방향의 벽체변위를 산정한 후 종합하여 Simpson의 1/3법칙과 평균단면적법 및 사다리꼴 공식으로 변위체적 Vs를 구한다. 침하영향권의 횡방향 거리의 추정은 주로 점성토에 적용한다.

- ① 굴착심도(Hw)의 계산
- ② 굴착영향거리 Ht=Hp+Hw의 계산  
단, Hp=B( $\phi=0$ 인 경우), Hp=0.5 · B · tan(45°+ $\phi/2$ )( $\phi>0$ 인 경우) (2.1)
- ③ 침하영향거리 D의 계산 D=Ht · tan(45°- $\phi/2$ ) (2.2)
- ④ 벽체에서의 표면침하량  $\delta w$ 의 계산  $\delta w=4Vs/D$  (2.3)
- ⑤ 벽체에서 x인 거리별 침하량  $\delta i$ 의 계산  $\delta i=\delta w(x/D)^2$  (2.4)

Clough et al.(1989) 등은 모래지반이나 굳은 점토지반 및 중간 내지 연약한 점토지반에서 굴착을 시행했을 경우 토류벽체의 배면에서의 거리별 침하량을 현장측정결과 및 유한요소법으로 구하여 Fig. 2.3과 같이 도표화하여 제안하였다. Fig. 2.3에서 H는 굴착깊이, d는 토류벽체로 부터의 거리이며,  $\delta vm$ 은 최대침하량이고,  $\delta v_n$ 는 거리별 침하량이다. 이 방법은 토류벽체로서 엄지말뚝과 널말뚝 및 Diaphragm벽체에서 버팀대나

앵커의 지지에 관계없이 적용할 수 있다고 하였다. 다만 굳은 점토지반일 때는 어떤 조건에서 융기(Heaving)가 일어날 수 있으나 토류벽체가 안정하고 정밀하게 시공이 된다면 안전측이라 한다.

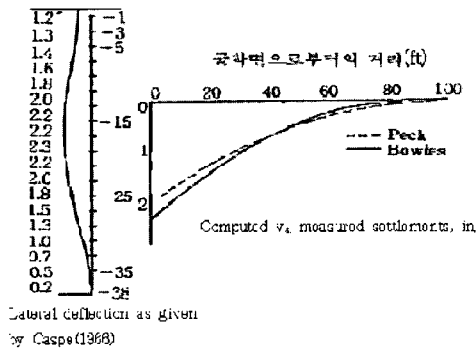


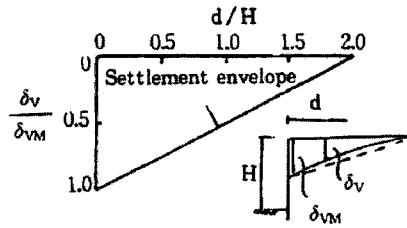
Fig. 2.2 Settlement classified by distance at rear ground of wall

Fig 2.3에서 (a)는 모래지반에서의 최대침하량의 산정에 대하여 나타나고 있으며, Fig(b)와 (c)는 각각 연약 내지 중간정도의 점토지반과 굳은 점토지반에서의 최대침하량의 산정을 나타낸 것이다. 한편 중간정도 및 연약한 점토층에서의 거리별 침하량은 사다리꼴로서  $0 \leq d/H \leq 0.75$ 인 경우는 최대침하가 일어나며,  $0.75 \leq d/H \leq 2.0$ 인 경우는 직선적으로 감소한다고 한다.

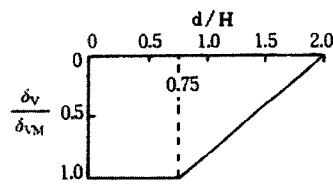
Fig 2.3을 사용하는 경우의 문제는 최대침하량  $\delta_{vm}$ 을 추정하는 것인데, 지반조건에 따라 추정한다.

굳은 점토와 잔류토 및 모래지반에서는 최대 침하량( $\delta_{vm}$ )을 종래는 굴착깊이(H)의 (0.5~1.0)(%)H라고 추정해 왔으나, Clough 등은 Fig 2.4와 같이 최대침하량은 대부분 0.3(%)H 이내라고 하였으며 평균적으로 0.15(%)H가 된다고 제안하였다. 이 경우 벽체의 종류에 관계없을 뿐 아니라 소일네일(Soil Nail) 및 흙시멘트 벽체(Soil Cement Wall)까지 포함된다고 한다. 또 최대침하량이 0.5(%)H보다 큰 경우도 있는데 수평판 또는 기타 가설지지구조가 잘못 설치되었거나 지하수 등이 굴착내측으로 유입되는 경우 등

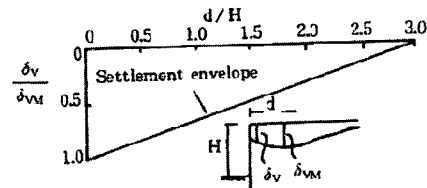
이라고 하였다.



(a) sands



(b) soft to medium clays



(c) stiff to very hard clays

Fig. 2.3 Settlement classified by distance according to the ground condition

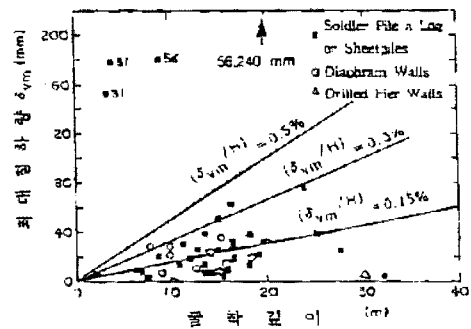


Fig. 2.4 Maximum settlement in Stiff clays, residual soils and sands

깊은굴착에 의한 지반변위의 예측방법에 관한 연구

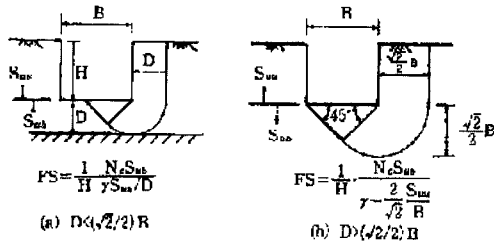


Fig. 2.5 Factor of Safety against Basal Heave Terzaghi

연약 내지 중간경도의 점토지반에서 벽체의 최대변위( $\delta_{LM}$ )와 최대침하량( $\delta_{VM}$ )의 추정은 저면에서의 Heaving에 대한 안전율과 가설구조체의 강성(System Stiffness)에 관련되는 것이지만, 실용적인 면에서는 배면지반의 최대침하량( $\delta_{VM}$ )은 압밀효과를 고려하지 않는 경우 벽체의 최대변위와 같다고 보고 배면침하량을 계산할 수 있다.

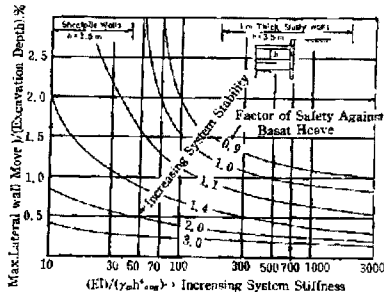


Fig. 2.6 Chart for estimating maximum lateral wall movements and ground surface settlements for support system in clays

Clough et al.(1989)은 점성토 지반에서의 거리별 침하량을 Fig 2.5와 같은 Terzaghi(1967)의 굴착저면에서의 heaving에 대한 안전율  $F_s$ 를 결합시켜 계측결과와 F.E.M기법을 사용하여 Fig 2.6과 같은 도표를 작성하였으며 Movex-R3라는 PC용 F.E.M프로그램을 개발하였다.

Fig 2.6의 도표는 최대 횡방향벽체 변위( $\delta_{LM}$ )를  $F_s$  및 System Stiffness  $\{EI/(rwh^4av)\}$ 와 결합시킨 것으로 종축은  $\delta_{LM}$ 을 변위량을 구하려는 굴착깊이로 나눈 값이다. 여기서 System

Stiffness는 벽체의 굴곡강성 EI와 지지점 사이의 평균수직거리의 항으로 나타난 것이다. 단, 이 도표를 사용하는 경우 단계별 굴착시 버팀대를 설치하지 않은 Cantilever stage에서의 벽체 변위량은 과소하게 된다.

또, Fig 2.6을 엄밀하게 적용하려면 버팀대의 강성, 연결부의 효과, 굴착폭, 선행하중 및 점토의 비등방성을 고려하여야 하지만 위와 같은 파라미터의 영향은 비교적 작은 것으로 알려져 있다.

벽체배면의 침하량과 횡방향 변위는 벽체의 수평변위와 밀접한 관계가 있는데 점토지반에서는 압밀영향이 없는 경우, 벽체배면의 최대침하량( $\delta_{VM}$ )은 벽체의 최대수평변위( $\delta_{LM}$ )와 같다고 보아도 좋다. Fig 2.7과 Fig 2.8은  $\delta_{VM}$ 과  $\delta_{LM}$ 을 이용하여 벽체로부터 임의의 거리에 있어서 지표면 침하량과 횡방향 변위분포상태를 보여준다.

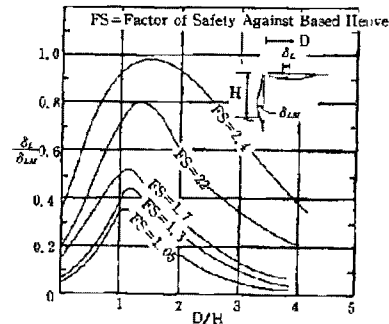


Fig. 2.7 Settlement envelopes behind support walls in clays (after Mana & Clough)

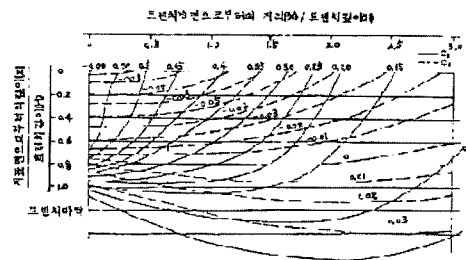


Fig. 2.8 Lateral surface movement profile behind support walls in clay

Fry & Rumsey.(1983)은 지반을 완전탄성 내지 포화상태로 가정하여 실시한 유한요소해석의 결과치를 지반조건에 따라 확장시킨 다음 방정식을 사용하여 침하량을 산정할 수 있다고 제안하였으며, 트렌치의 깊이와 트렌치로부터의 거리 및 지표면으로부터의 깊이의 비율 결정하여, Fig 2.9와 Fig 2.10에서 수평변위의 예측계수(C1~C2)와 수직변위의 예측계수(C3~C4)를 산정하도록 하였다.

$$\text{수평변위 } \delta h = \frac{(C_1 K_0 + C_2)(\gamma H^2)}{E} \quad (2.5)$$

$$\text{수직변위 } \delta v = \frac{(C_3 K_0 + C_4)(\gamma H^2)}{E} \quad (2.6)$$

여기서, E,  $\gamma$ 는 각각 흙의 탄성계수와 흙의 단위중량을 나타내며 H, C1~C4는 각각 굴착깊이와 지반변위의 예측계수이며 지반의 정지토압계수  $K_0 = 1 - \sin\phi$ 이다.

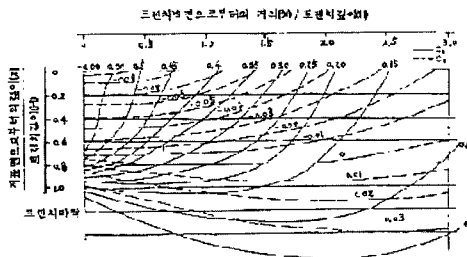


Fig. 2.9 Predictive coefficient of horizontal displacement (Fry & Rumsey, 1983)

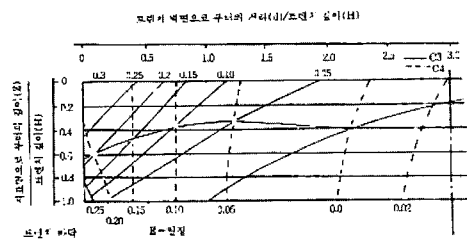


Fig. 2.10 Predictive coefficient of vertical displacement (Fry & Rumsey, 1983)

Peck의 곡선을 이용한 경험적 방법에서 Fig 2.11의 침하예상곡선은 과거의 계측결과로부터

지반의 종류별로 개략의 침하량분포를 보여주고 있으며, 토류벽은 강널말뚝과 같은 강성이 낮은 것을 대상으로 하고 있다. Peck(1969)은 주로 강성이 적은 Sheet Pile과 Strut로 구성된 흙막이벽의 공사계측기록을 분석하여 굴착지반의 특성 및 굴착깊이에 따른 침하해석을 제안하였다.

본 굴착지반과 같이 모래나 자갈 등의 사질토가 우세한 지반에서는 점성토지반에 비해 침하영역이 좁고 발생된 침하량이 작은 반면, 점성토지반의 침하영역은 다소 크고 침하량도 크게 발생할 가능성을 시사하고 있다. 또한 침하형태는 벽체의 강성크기를 고려하지 않고 다만 굴착면에서 최대침하량이 발생되며, 횡방향거리의 증가에 따라 비례적으로 감소하는 것을 나타내고 있다.

Peck은 사질토지반에서 지하수위가 높은 경우에는 Fig 2.11과 같은 형태의 침하가 되지 않고 내부지반의 부분적인 변위와 지하수의 조절방법 등에 따라 크게 변화한다고 밝히고 있으며, 포화점토의 경우에는 암밀효과에 의해 침하발생영역이 넓고 최대침하량이 상당히 크게 발생하므로 지보방식과 굴착방법을 적절히 선정할 것을 제안하였다.

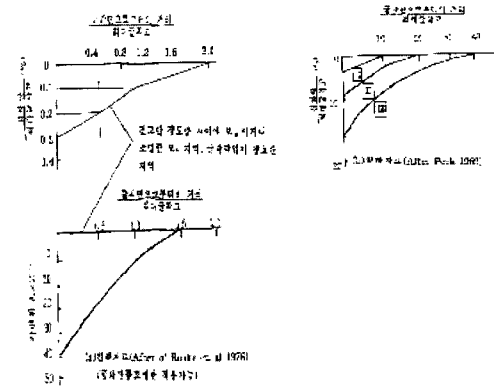


Fig. 2.11 Peck's settlement prediction curve

Fig 2.11에서 I 지역은 모래와 연약 또는 견고한 점토인 굴착 작업능률이 보통인  $C_b > 0.25 \text{ kg/cm}^2$  지역에 해당되며 II 지역은 시공시의 문제점들에 의해 침하가 발생한 경우와  $C_b > 0.25 \text{ kg/cm}^2$ 인 매우 연약~연약한 점토에서 굴착저면

아래의 부분적으로 존재하는 점토층 및 안정계수(Nb)가  $Nb < 5.14$ 인 상당한 깊이까지 점토층이 존재하는 경우에 해당된다. 또한 III지역은 매우 연약~연약한 점토에서 굴착지면 아래 상당한 깊이까지 점토층이 존재하는 경우 및 안정계수(Nb)가  $Nb > 5.14$ 인 지반에 해당된다. 단,  $Nb = (\gamma t \cdot H/Cb)$ 이며 Cb, rt는 각각 비배수 점착력과 습윤단위중량을 나타낸다.

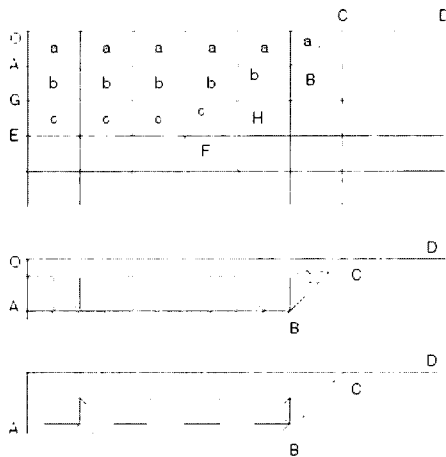


Fig. 2.12 Simulation of excavation in finite element analysis

Fig 2.12는 Tomlison(1986)의 F.E.M 해석을 위한 Simulation을 나타낸 것이며, 지표면 OC 아래로부터 ABC 표면까지 대표적인 대표적 굴착이 요구된다. 요소들의 보다 낮은 선단에서 굴착범위의 응력을 평가한다. i) 이러한 응력들을 증가 절점력으로 변화시킨다. ii) 요소들의 강성을 미소한 값으로 감소시킨다. iii) 절점력을 반대의미

로 적용시키며 시스템을 주어진 변위로 해석하고, ABCD아래 응력을 요소들로 변화시킨다.

### 2.3 수평변위량과 지표침하량의 상관성

최대수평변위와 균열발생의 관계를 살펴보면 Table 2.1과 같이 지반조건에 따라 다소의 차이를 보이지만, NAVFAC DM-7.2에 따른 최대허용수평변위는 굴착고(H)의 0.2%이고 Peck은 1.0%로 규정되는 반면, 국내의 경우(이종규, 1993)는 굴착고(H)의 0.20%로 제안하고 있다.

Table 2.1 Suggested value of maximum horizontal displacement at excavation sites

제안자	제안값
Peck(1969)	1.0%H
NAVFAC DM-7.2(1982)	0.2%H
Clough & O'Rourke(1990)	0.2%H
Chang Yu-Ou(1990)	(0.2-0.5)%H
이종규 등 (1993)	0.2%H

Table 2.2는 Table 2.1의 수평변위( $\delta L_m$ )를 이용한 최대지표침하량을 Goldberg(1976)와 Mana & Clough(1981) 및 Chang Yu-Ou(1990)에 의해 제안된 값을 나타낸 것이다.

Table 2.2 Maximum ground surface settlement utilizing horizontal displacement

제안자	제안식
Goldberg(1976)	$(0.67 \sim 1.33)\delta L_m$
Mana & Clough(1981)	$(0.50 \sim 1.00)\delta L_m$
Chang Yu-Ou(1990)	$(0.50 \sim 0.70)\delta L_m$

Table 2.3 Influence distance of settlement and maximum amount of ground surface settlement owing to excavation

제안자 항목	제안자						
	Peck (1969)	St. John (1975)	O'Rourke (1976)	Goldberg (1976)	Clough & O'Rourke (1990)		양구승 (1996)
최대지표침하량	0.5%H	0.3%H	0.3%H	0.5%H	0.3%H	0.3%H	0.28%H
최대침하영향거리	2.5~3.0H	3.0H	2.0H	2.0H	2.0H	3.0H	2.0H
지반조건	비순환 모래와 자갈	London 단단한 점토	경질 점토층이 있는 조밀한 모래	모래 (조립토)	모래	매우 견고한 점토	모래 및 실트질 모래

Table 2.3은 굴착시의 최대지표침하량과 최대 침하영향거리의 제안값을 굴착깊이(H)에 의거하여 나타낸 것으로 외국의 경우에는 최대지표침하량과 최대침하영향거리를 각각 (0.3~0.5)(%)H와 (2.0~3.0)(%)H로 제안하고 있는 반면, 국내의 경우에는 0.28(%)H(양구승, 1996)와 2.0(%)H(이종규 등, 1993)를 제안하고 있다.

**2.4 지반정수의 결정방법**

지반정수의 결정에는 토사구간과 암반구간으로 크게 대별된다. 토사구간은 정적탄성계수(Es)와 포아송비( $\nu$ ) 및 표준관입시험(SPT)에 의한 N치를 검토하여 적용지반에 맞는 지반정수를 산정함이 타당하다.

사질토지반에서 표준관입시험을 통해 얻은 C와  $\phi$ 값의 추정에는 Table 2.4와 같은 여러 가지 제안값이 있으나, 점성토지반에서의 N값은 신뢰성이 낮아 정적관입시험과 Vane시험 등의 현장시험과 삼축압축강도시험과 같은 불교란시료에 대한 실내시험을 실시하여 강도정수의 정확도를 증가시킬 필요가 있다.

Table 2.5 Unconfined compressive strength according to rock classification

암석의 종류	일축압축강도(kg/cm <sup>2</sup> )
극 경 암	2240 이상
경 암	1120 ~ 2240
보 통 암	560 ~ 1120
연 암	280 ~ 560
풍 화 암	280 이하

암반(암석)에서는 일축압축강도와 탄성계수 등에 의하여 분류되며, Table 2.5는 암석에 대한 일축압축강도를 나타낸 것이다.

흙막이 구조물에 작용하는 응력이나 암반의 수평력을 계산하려면 이러한 암석의 특성 외에도 암체가 큰 경우는 암반전체로서 굴착면을 향해 작용하는 활동의 가능성을 고려하는 것이 보다 합리적이다. 풍화암이나 파쇄대가 발달된 연암에 대한 응력을 추정하기 위해 지반의 강도정수인 C와  $\phi$ 를 사용하는 경우가 있으며, 암체의 크기

Table 2.4 Relationship among N value and relative density and internal friction angle

N치	상대밀도(Dr)		내부마찰각( $\phi$ )	
			Peck	Meyerhof
0 ~ 4	매우 느슨	0.0 ~ 0.2	28.5 이하	30 이하
4 ~ 10	느슨	0.2 ~ 0.4	28.5 ~ 30	30 ~ 35
10 ~ 30	보통	0.4 ~ 0.6	30 ~ 36	35 ~ 40
30 ~ 50	조밀	0.6 ~ 0.8	36 ~ 41	40 ~ 45
50 이상	매우 조밀	0.8 ~ 1.0	41 이상	45 이상

Table 2.6 Elastic modulus according to soil classification

토 질	Es (kg/cm <sup>2</sup> )	토 질	Es (kg/cm <sup>2</sup> )
매우 연약점토	20 ~ 150	실트질 모래	70 ~ 100
연약 점토	50 ~ 250	느슨한 모래	100 ~ 240
중간 점토	250 ~ 500	조밀한 모래	480 ~ 240
단단한 점토	500 ~ 1000	느슨한 모래자갈	960 ~ 1920
사질 점토	1000 ~ 2500	조밀한 모래자갈	1440 ~ 1920
실트	20 ~ 200		



가 상대적으로 큰 연암에서 경암으로 이루어진 암반굴착면은 암의 불연속면의 상태, 절리와 균열, 절리의 간격, 불연속면의 경사각 등의 지질자료를 분석하여 별도의 불성보정을 필요로 한다.

탄성계수(Es)와 포아송비(v)는 응력과 변형계산에 중요한 요소이다. 관련계수의 산정시에 가장 합리적인 방법은 평판재하시험(Plate Bearing Test)이나 압력계시험(Pressuremeter Test)과 같은 현장시험 또는 실내시험에 의하여 결정할 수 있다. 토질에 따른 정적탄성계수(Es)와 표준관입시험(SPT)에 의한 Es의 제안값(D'Appolonia(1970))은 각각 Table 2.6 및 Table 2.7과 같다.

Table 2.7 Elastic modulus classified by SPT

토 질	Es(kps)
모 래	Es=500(N+15)
	Es=18000+750N
	Es=(15200~22000)logN
점토질 모래	Es=320(N+15)
실트질 모래	Es=300(N+6)
자갈질 모래	Es=1200(N+6)

수평방향지반반력계수(K<sub>h</sub>)는 압력계시험(Pressuremeter Test)에 의해서 구할 수 있으나 Bowles(1988)의 제안도표 및 Fukuoka방법도 사용하고 있다.

Fukuoka방법에 의한 표준관입시험의 N치에 의한 관계식은 식(2.7)과 같다.

$$K_h = 0.691N^{0.406} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2.7)$$

Table 2.8은 Bowles의 수평방향지반반력계수(K<sub>h</sub>)의 추정에 관한 값을 나타낸 것이다.

Table 2.8 K<sub>h</sub> value suggested by Bowles

토 질	Kh(kcf)	Kh(MN/m <sup>3</sup> )
조밀한 사질 자갈	1400~2500	220~400
중간밀도의 조립모래	1000~2000	157~300
중간밀도의 모래	700~1800	110~280
실트질 및 세립모래	500~1200	80~200
경질 점토-습윤(포화)	350(250)~1400(900)	60(39)~220(140)
중간 점토-습윤(포화)	175(75)~700(500)	30(10)~110(80)
연약 점토	10~250	2~40

### 3. 근접굴착 사례지역의 변형해석

#### 3.1 사례지역의 지층구성 및 지반특성의 결정

본 사례지역은 깊은 굴착공사의 초기부터 계층을 실시하고, 현장의 경사계를 분석하여 지반 거동의 경향과 변위 등을 분석하였다.

Table 3.1은 사례지역별 습윤단위중량(γ<sub>t</sub>)와 내부마찰각(φ) 및 점착력(C)를 나타낸 것이다.

본 사례지역은 일반적으로 매립토층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층, 경암층 등으로 구성된 지층이며 상부층은 실트질 모래와 자갈섞인 실트로 느슨한 상대밀도를 이루고 있다.

A지역의 굴착조건은 굴착깊이가 -16.70m, 총 굴착폭이 53.00m이며 지반구성은 지표면으로부터 매립토층, 완전 풍화토층, 풍화암층, 연암층, 경암층의 순으로 이루어진 다층지반이다. 매립층은 부분적으로 자갈이 함유된 실트질 모래로 구성되어 있는 토사층이며, 풍화토층은 모암이 완전 풍화되어 모암의 조각은 남아있으나 화학적 조성 및 역학적 성질을 상실하여 원지반에 잔류되어 있는 지층으로서 지역에 따라 매우 불규칙적인 상태로 분포되어 있다.

B지역의 굴착조건은 굴착심도와 굴착폭이 각각 -18.5m와 25.84m이며, 지표면에서 매립토층, 퇴적토층, 풍화토층, 화강암층으로 구성되어 있다. 매립토층은 실트섞인 자갈, 모래섞인 자갈, 점토섞인 자갈 및 실트질 모래로 대부분 구성되어 있으며, 부분적으로 콘크리트 및 전석층이 혼재되어 있다.

C지역의 굴착조건은 굴착심도와 굴착폭이 각각 -27.1m와 34.2m이며, 시추조사의 결과 지층의 분포상태는 매립토층, 충적토층, 풍화토층, 풍화암층 및 기반암층의 순서로 발달되어 있어 전형적인 한국의 지층분포상태를 나타내고 있다. 매립토층은 지층의 최상부에 위치하고 있으며, 약간의 자갈섞인 실트질 모래나 모래질 실트로 구성되어 있다. 또한 표준관입시험에 의한 N치는 10 이하의 느슨한 상대밀도를 나타내고 있다. 충적토층은 유수의 퇴적작용에 의해 생성된 지층으로서 원지반을 부정합상태로 피복하고 있는 지층이며, 지층구성은 실트층, 점토층, 모래 및 모래

자갈층으로 구성되어 있을 뿐만 아니라 각각 매우 불규칙적인 두께를 갖고 교호하여 발달되어 있다. 실트나 점성토층은 N치가 4~16 정도이며, 모래 및 모래자갈층은 N치가 10~20 정도로서 중간정도 이상의 연경도를 나타내고 있다

D지역의 굴착조건은 굴착깊이가 -15.10m, 굴착폭이 20.33m이며, 토층구성은 상부로부터 매립토층, 퇴적층, 연암층 및 경암층의 순으로 구성되어 있다. 매립층은 -0.0~-1.5m의 두께로 N치는 2~5 정도의 매우 느슨한 상태로 분포되어 있으며, 구성성분은 잡석섞인 실트질 모래로 구성되어 있다. 퇴적층은 -8.8m까지 분포하고 있으며 N치는 3~30으로 느슨에서 매우 조밀한 상태로 변화가 매우 심하며, 그 아래 편마암류 잔류토 및 풍화암으로 지층이 구성되어 있으며 구성성분은 각 조사위치에 따라 점토질 실트, 조립질모래, 자갈섞인 모래로 각각 구성되어 있다.

E지역의 굴착심도는 -21.9m, 굴착폭은 20.90m이며 지하지질은 불균일한 상태로 분포되어 있

으며, 성층상태는 매립토, 풍화토, 풍화암, 연암의 순으로 구성되어 있다. 매립층은 실트질 모래로 구성되어 있는 매립토사층이다. 풍화토층은 완전 풍화된 상태와 실트질 모래로 구성되어 있으며 풍화암층은 견고한 지지층으로 판단된다. 또 풍화암은 암석전체중 일부가 풍화를 받아 흙으로 변화되었으나 모암의 원조직과 유사한 구조를 지니고 있다.

굴착이 진행됨에 따라 주변지반은 횡방향 혹은 수직방향의 변위를 일으키게 되며, 지반변형은 지나치게 클 경우 흙막이벽의 불안정조건을 초래하고 주변구조물에도 피해를 줄 수 있다. 따라서 지반의 변형계측은 흙막이벽의 안정성을 감지하기 위해서 첫번째로 행해져야 할 계측이며, 지반변형 측정용의 계측기기는 하중계와 경사계 및 지중침하계 등이 있으며, 본 연구에서는 경사계로 계측한 결과를 이용하였다.

지중수평면위 측정을 위한 경사계는 지하철 및 흙막이 굴착공사시의 변위측정, 교각과 교대

Table 3.1 Soil parameter for study area

	토 층	심 도(m)	$\gamma_s(t/m^3)$	$\phi$ (°)	C(t/m <sup>2</sup> )	굴착심도(H <sub>0</sub> ) (m)	굴착폭(B) (m)
A	매 립 토	GL -3.0	1.70	28°	-	16.70	53.00
	풍 화 잔류토	GL -9.0	1.80	33°	-		
	풍 화 암	GL -11.0	2.00	35°	1.6		
	연 암	GL -16.7	2.10	40°	2~4		
B	매 립 토	GL -3.5	1.80	25°	-	18.50	25.84
	퇴 적 층	GL -8.0	1.80	28°	-		
	풍 화 잔류토	GL -12.5	1.90	30°	-		
	풍 화 암	GL -19.5	2.00	38°	2~4		
C	매 립 토	GL -3.5	1.83	30°	-	27.10	34.20
	퇴 적 층	GL -9.5	1.80	32°	-		
	풍 화 잔류토	GL -18.5	1.95	36°	-		
D	풍 화 암	GL -27.0	2.10	38°	2~4	15.10	20.33
	매 립 토	GL -1.5	1.85	35°	1.5		
	퇴 적 층	GL -8.8	1.95	38°	2.0		
	풍 화 잔류토	GL -14.9	1.95	40°	2.5		
E	풍 화 암	GL -24.5	2.35	45°	3.0	21.90	20.90
	매 립 토	GL -2.1	1.80	20°	-		
	퇴 적 층	GL -4.8	1.80	28°	-		
	풍 화 잔류토	GL -8.8	2.00	30°	-		
	풍 화 암	GL -11.0	2.10	38°	3.0		

깊은굴착에 의한 지반변위의 예측방법에 관한 연구

의 변위측정, 사면의 활동면측정, 터널과 수직갱 및 댐 기타 각종 제방 등의 변위측정 등에 적용 및 활용되고 있으며, 계획심도까지 100mm 정도로 천공하며 천공깊이는 보통 예상굴착면보다 2~4m 정도 더 깊게 천공하고, Access tube의 고정점을 만들기 위해 부동층까지 천공한다. 다음으로 Access tube를 관입시켜 Tube의 소요깊이까지 탐침을 삽입하여 50cm 단위로 읽으며, 그 값을 지시계(Indicator)로 확인한다.

이와 같이 굴착 및 성토시의 공동현상 및 지하수위의 변위량 등 기타 영향으로 인한 토립자의 수평변위의 위치와 크기 및 속도를 계측하여 설계상의 예상변위량과 비교·검토함으로써 안전도 및 굴착에 의한 영향권을 추정하는데 그 목적이 있다.

Table 3.2 A measurement of maximum horizontal displacement at rear ground of wall

	A	B	C	D	E
case I (mm)	18.10	16.57	30.56	26.10	43.24
case II (mm)	24.50	44.76	26.41	20.10	37.48

Table 3.2는 벽체배면지점에서의 최대수평변위의 계측값을 나타낸 것으로 2개소의 계측값에 상당한 차이를 나타내고 있는 것으로 보아 지반강성의 차이가 부분적으로 존재함을 나타내고 있다.

3.2 침하량 및 침하영향거리의 산정

Caspe(1966)는 침하량에 의한 침하영향거리의 산정에서 굴착공사시의 주변지반에 발생하는 총 침착면적은 토류벽의 수평변위에 따른 변위면적과 같다고 가정하여 침하량을 산정하는 방법을 제안하였다. 그러나 이 방법은 실측하거나 설계시에 계산한 수평변위량을 이용하여 실제와 근사한 침하량을 산정할 수 있는 방법이지만, 대상지반이 일반토사층과 혼합된 경우에는 예상침하량이 과소하게 산정될 가능성이 있다.

각 사례지역은 굴착하부의 영향깊이(Hp), 침하영향거리(D), 굴착면에서의 침하량( $\delta w$ )을 (2.4)식에 대입하여 거리별 침하량( $\delta x$ )을 계산하였으며 Table 3.3은 Caspe의 방법에 의한 각 지역별

계산값을 나타낸 것으로 침하량은 굴착깊이의 (0.1~0.7)%에 해당하고, 침하영향거리는 굴착깊이의 (1.0~2.2)배에 이른 것으로 나타나 침하영향거리는 굴착깊이의 2배에 접근하고 있는 것을 알 수 있다.

Table 3.3 A variable values of study area

	굴착 깊이 (Hw)(m)	굴착 하부의 깊이 (Hp)(m)	굴착면 에서의 침하량 ( $\delta w$ )(cm)	침하 영향 거리 (D)(m)	$\delta w$ / Hw (%)	D/ Hw
A	16.70	49.83	11.67	35.37	0.70	2.12
B	18.50	22.51	10.56	23.53	0.57	1.27
C	27.10	32.16	17.76	31.50	0.66	1.16
D	15.10	21.55	1.39	19.49	0.09	1.29
E	21.90	17.74	3.56	23.35	0.16	1.07

Clough 등의 방법에 의한 거리별 예상침하량은 사질토지반을 대상으로 제시한 방법을 적용하였으며, Fig 2.4에서 굴착깊이와 최대침하량의 비를 구하여 최대예상침하량을 추정하고, Fig 2.3(a)로부터 벽체배면의 침하량을 구하였다.

조사지역은 매립층과 퇴적층 및 풍화산류층을 포함하여 대체적으로 사질토지반으로 대표될 수 있으며(A=9m, B=12.5m, C=18.5m D=14.9m, E=8.8m), Fig 2.3의 (a)에서 d/H를 구한 다음  $\delta v / \delta v_m$ 을 찾아서 거리별 침하량인  $\delta v$ 를 계산한다. A, B, C, D, E지역의 최대침하량( $\delta v_m$ )은 각각 4.16cm, 4.65cm, 5.94cm, 4.14cm, 4.61cm이다.

Table 3.4 Soil parameters of study area

	평균탄성 계수(t/m)	평균단위 중량(t/m)	평균정지 토압계수	평균내부 마찰각(°)
A	2896.80	1.900	0.442	34.0
B	1787.50	1.875	0.496	30.3
C	2458.50	1.920	0.460	34.0
D	1787.50	1.875	0.496	39.5
E	2812.25	1.900	0.435	29.0

Fry 등의 방법에 의한 예상침하량은 Table 3.4와 같이 평균탄성계수(Eav), 평균단위중량( $\gamma$

av), 평균정지도압계수( $K_0$ )와 Fig 2.6에서 C3와 C4를 결정하여 (2.6)식에 대입하여 계산하면 거리별 수직변위( $\delta v$ )를 구할 수 있다. Fry의 방법에 의한 거리별 침하량은 A, B, C, D, E지역의 벽체 배면지점에서 6.49cm, 13.41cm, 20.70cm, 16.4cm, 11.4cm를 나타내었으며, 30m의 지점에서는 0.92cm, 2.48cm, 7.03cm, 3.03cm, 2.42cm를 나타내었다.

Peck의 경험적 방법에 의한 침하량의 산정식에서 조사지역의 지반(A=9.0m, B=12.5m, C=18.5m, D=14.9m, E=8.8m)이 사질토지반의 특성을 갖고 있으며, Peck(1969)의 침하예측곡선을 이용한 경험적 방법의 I의 구역(모래 또는 견고한 점토( $S > 0.25 \text{ kg/cm}^2$ ))에 해당하므로 예상 침하량은 Fig 2.7을 이용하여 계산한다.

Table 3.5는 앞에서 설명한 각 제안식에 의한 각 지역의 거리별 침하량을 나타낸 것이다. 각

지역의 벽체배면지점에서의 침하량을 수평변위의 계측값과 침하계측값이 같다고 하여 비교하면, Clough 방법에서 B와 E지역은 계측값과 비슷한 경향을 나타내고 A, C, D지역에서는 다소 큰 값을 나타내고 있지만, 큰 차이는 없어 적용에 무리가 없다고 생각되나 다른 방법은 지나치게 과대값을 보여 문제가 있다고 보여진다.

Fig 3.1은 A지역에 대한 이격거리별 예상침하량을 분석하여 나타낸 것으로 토류벽의 변위에 직접 영향을 받는 배면지점에서는 Caspe와 Peck의 순서로 침하량이 크게 나타났으며, Fry방법이 최소값을 나타냈다. 그러나 토류벽으로부터 굴착 깊이에 상당하는 거리인 10~20m의 구간부터는 Clough와 Fry방법은 Caspe방법과 거의 비슷한 경향을 나타냈지만, 벽체로부터 멀어질수록 침하량이 큰 폭으로 감소하여 굴착깊이의 2배에 근접하는 30m 지점에서는 Peck의 값이 최대값을

Table 3.5 A comparison of the amount of settlement for study area calculated by suggested equations

		토류벽으로부터의 거리(m)					
		0.00	10.0	20.0	30.0	36.1	40.0
A지역	Peck 방법	9.19	4.64	3.76	2.10	0.00	0.00
	Caspe방법	11.67	6.09	2.31	0.33	0.00	0.00
	Clough방법	4.16	2.92	1.69	0.65	0.00	0.00
	Fry 방법	6.49	4.08	1.68	0.92	0.50	0.00
B지역	Peck 방법	10.17	4.81	3.51	1.66	0.00	0.00
	Caspe 방법	10.56	2.69	0.001	0.00	0.00	0.00
	Clough 방법	4.65	3.41	2.33	1.21	0.00	0.00
	Fry 방법	13.41	7.51	4.90	2.48	1.43	0.00
C지역	Peck 방법	14.91	10.29	6.78	5.41	4.63	0.00
	Caspe 방법	17.76	6.82	1.02	0.00	0.00	0.00
	Clough 방법	5.94	4.84	3.76	2.65	1.56	0.05
	Fry 방법	20.70	15.70	10.9	7.03	4.28	2.60
D지역	Peck 방법	20.46	11.05	8.79	5.12	0.40	0.00
	Caspe 방법	1.39	0.41	0.005	0.00	0.00	0.00
	Clough 방법	4.14	3.44	2.58	1.36	0.00	0.00
	Fry 방법	16.40	9.20	6.01	3.03	1.73	0.00
E지역	Peck 방법	12.05	7.01	5.04	3.94	2.41	0.00
	Caspe 방법	3.56	1.21	0.10	0.00	0.00	0.00
	Clough 방법	4.61	3.70	2.44	1.42	0.41	0.00
	Fry 방법	11.40	8.24	4.65	2.42	1.42	0.00

나타냈으나 다른 값에 비해 지나치게 과대값을 나타냈다. 그 점에서의 최소값은 Caspe방법이나 Clough와 Fry방법이 비슷한 경향을 나타냈으며, 모든 방법에서 허용침하량 이하를 나타낸 것으로 보아 그 이후는 지반이 안정상태에 있음을 보여주고 있다.

Fry방법은 침하량이 작지만 침하영향거리는 지나치게 과대값을 나타냈으며, Caspe방법은 침하량이 크지만 침하영향거리는 최소값을 나타냈다.

A지역의 계측값인 18.10mm와 24.50mm를 예상침하량과 비교해 보면, Clough의 방법을 제외한 다른 방법은 지나치게 과대값을 나타내고 있는 것을 볼 수 있어 실제 적용시에 많은 문제를 갖고 있는 것을 알 수 있다.

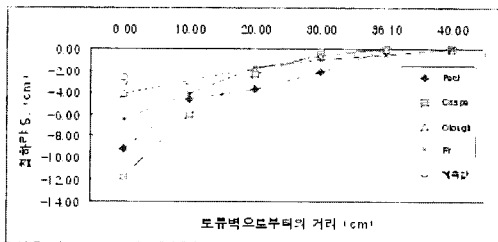


Fig. 3.1 A comparison of the amount of settlement for study area A predicted by suggested equation

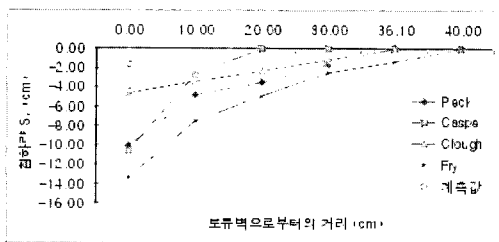


Fig. 3.2 A comparison of the amount of settlement for study area B predicted by suggested equation

Fig 3.2는 B지역에 대한 이격거리별 예상침하량을 분석하여 나타낸 것으로 토류벽 배면지점에서는 Fry방법이 최대침하량을 나타내고 다음

으로 Caspe와 Peck의 값이 비슷한 경향을 보였으나 세방법이 10m지점까지 급격하게 감소하는 경향을 나타냈으며 그 후부터는 완만한 감소현상을 나타냈다. Clough방법은 초기에는 최소값으로 지나치게 적은 값을 나타냈으나 침하량이 완만한 소폭의 비율로 감소하는 경향을 나타내고 있다. 굴착깊이에 상당하는 20m지점에서는 Caspe방법이 최소값을 나타냈으나 다른 방법은 비슷한 경향을 나타냈으며, 30m지점부터는 Caspe방법을 제외한 세 방법이 비슷한 경향을 나타냈다. 또한 굴착깊이의 2배에 상당하는 40m부근에서는 모두가 허용침하량 이하의 안정상태를 나타냈다.

침하영향거리는 Fry방법이 지나치게 과대값을 나타냈으며 Caspe방법은 과소값을 나타낸 반면, 다른 두 방법은 비슷한 경향을 나타내고 있다.

B지역의 계측값인 16.57mm와 44.76mm를 예상침하량과 비교해 보면, Clough방법은 유사성을 나타내고 있으나 다른 방법은 역시 지나치게 과대값을 나타내고 있음을 알 수 있다.

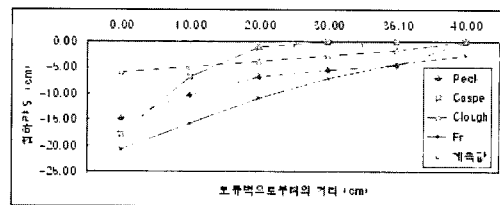


Fig. 3.3 A comparison of the amount of settlement for study area C predicted by suggested equation

Fig 3.3은 C지역에 대한 이격거리별 예상침하량의 계산결과를 나타낸 것으로 토류벽 배면지점에서는 Fry방법이 최대값을 나타내고 있으나 Caspe 및 Peck과는 큰 차이가 없으며, Clough는 과소값을 나타냈다. Caspe방법은 20m지점까지 급격한 감소경향을 보여 최소값을 나타냈으나 다른 방법들은 일정한 감소비율을 나타냈다. 굴착깊이에 상당한 25m에서 30m지점 부근에서는 Fry방법이 최대값을 나타냈으며, 그 이후에는 Caspe방법이 급격하게 감소하여 지나치게 지나치게 과소

값을 나타냈다. 또한 굴착깊이의 1.5배에 상당하는 40m지점 부근에서는 모두가 허용침하량 이하로 지반이 안정화되고 있음을 나타낸다.

침하영향거리는 Fry방법은 지나치게 큰 값을 나타냈으나 Caspe방법은 최소값을 나타냈으며, Clough와 Peck은 비슷한 경향을 나타냈다.

C지역에서의 계측값인 30.56mm와 26.41mm를 예상침하량과 비교해 보면, Clough방법은 허용범위내에서 유사성을 보이고 있으나 다른 세 방법은 지나치게 과대값을 나타내고 있어 적용시에 문제가 있음을 알 수 있다.

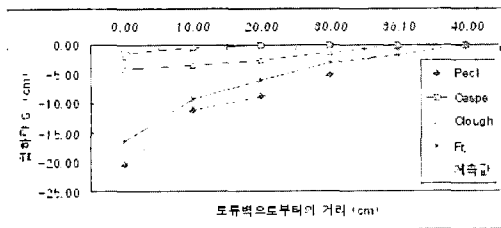


Fig. 3.4 A comparison of the amount of settlement for study area D predicted by suggested equation

Fig 3.4는 D지역의 이격거리별 예상침하량의 분석결과를 나타낸 것으로 토류벽 배면지점에서는 Peck과 Fry의 순서로 큰 값을 나타내고 큰 폭으로 감소하는 경향을 나타내고 있으나 10m지점부터는 감소비율이 둔화되고 있으며, Caspe와 Clough의 순서로 작은 값을 나타내고 완만한 비율로 감소하고 있다. 또한 Peck과 Fry방법 그리고 Caspe와 Clough방법은 서로 비슷한 침하경로를 나타내고 있으면서 침하량의 차이도 그다지 크지 않은 것을 알 수 있다. 또한 벽체배면으로부터 굴착깊이의 2배에 상당하는 30m지점까지는 각 방법간의 침하량의 차이가 일정하였지만 40m 지점에서는 침하량이 거의 비슷하여 허용침하량 이하로 나타났다.

침하영향거리는 Fry방법이 최대값을 나타내고 Caspe방법은 지나치게 과소값을 나타냈다.

D지역의 계측값인 26.10mm와 20.10mm를 예상침하량과 비교해 보면, Clough방법은 유사성을 보이고 있으며 Caspe방법은 다소 과소값을

나타내고 있다. 또한 그 외의 다른 방법은 과대값을 보이고 있음을 알 수 있다.

Fig 3.5는 E지역의 이격거리별 예상침하량을 계산하여 분석한 결과로서 토류벽배면지점에서 Peck과 Fry방법이 최대값을 나타냈을 뿐만 아니라 침하량과 침하경로 또한 비슷한 경향을 나타내고 있으며, 최소값은 Caspe와 Clough방법의 순서로 상호 비슷한 값을 나타내고 지나친 과소값을 나타냈다. 모든 방법에서 굴착깊이에 상당한 20m지점까지 큰 폭의 감소비율을 나타냈지만 특히 Peck과 Fry방법에서 그 경향이 현저하였다. 또한 벽체로부터 30m지점부터 굴착깊이의 1.5배에 상당하는 40m이전까지는 일정한 감소비율을 나타내고 있지만 침하량은 허용치 이하를 나타내고 있어 지반의 안정화 경향을 보여주고 있다.

침하영향거리는 Peck의 방법이 최대값을 나타낸 반면 지나치게 과소값을 나타낸 Caspe방법을 제외한 다른 방법은 비슷한 경향을 나타냈다.

E지역의 계측값인 43.24mm와 37.48mm를 예상침하량과 비교해 보면, Clough방법은 유사성을 보이나 Caspe방법은 다소 과소값을 나타내고 있다.

전술한 바와 같이 지반의 침하는 굴착깊이와 토류벽의 저항의 정도에 영향을 받지만 지반의 강성의 정도 즉 전단강도에도 많은 영향을 받는다.

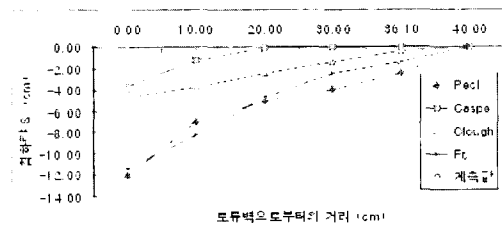


Fig. 3.5 A comparison of the amount of settlement for study area E predicted by suggested equation

Fig 3.6은 지반의 전단강도와 배면지점에서의 침하량을 나타낸 것으로 전단강도의 증가에 따라 Peck과 Fry의 방법이 점진적인 증가경향을

깊은굴착에 의한 지반변위의 예측방법에 관한 연구

나타내어 적용시에 문제점을 보이고 있다. Clough방법은 전단강도의 증가에 따라 점진적으로 감소하는 것으로 나타나고 있으며 계측값과 아주 유사한 경향을 보이고 있다. 그러나 다른 방법은 계측값보다 훨씬 과대값을 나타내고 있다.

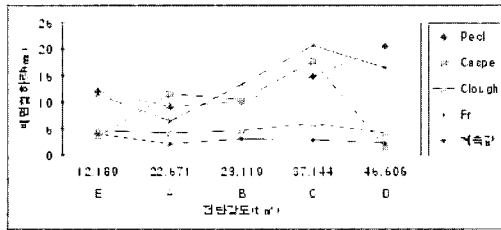


Fig. 3.6 Relationship between shear strength and the amount of rear ground settlement

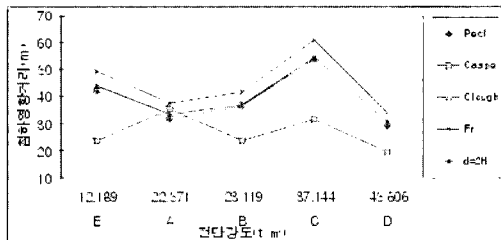


Fig. 3.7 Relationship between shear strength and influence distance of settlement

Fig 3.7은 지반의 전단강도와 침하영향거리를 나타낸 것이며 굴착심도와 동일한 거리에서의

배면침하량은 대부분의 지역에서 침하량이 허용치의 2배이하를 나타내고 있어 서서히 지반이 안정상태로 이전되고 있음을 보이며, Table 3.3의 평균값인 1.5배를 지나면 침하량이 허용치 이하로 감소되어 거의 강도회복을 나타내고 있는 것으로 보아 침하영향거리는 굴착깊이의 2배정도가 타당하다고 생각된다. 또한 배면지점에서의 계측침하량의 비교에서도 2배를 나타내고 있는 Clough방법과 비슷하고 많은 학자들의 제안도  $d=2H$ 의 근거에 접근하고 있음을 말해주고 있다.

3.3 최대수평변위와 최대지표침하량의 검토

수평변위량은 지반조건과 제안자에 따라 변위의 추정식이 다소 차이가 있거나 유사하지만, 외국의 경우 NAVFAC DM-7.2(1982)의 최대허용수평변위는 굴착고(H)의 0.2%이고 Peck(1969)은 1.0%로 규정하고 있는 반면, 국내의 경우(이종규, 1993) 굴착고(H)의 0.20%로 제안하고 있다.

Table 3.6은 위의 제안방법에 따라 A, B, C, D, E지역의 최대수평변위를 계산하여 나타낸 것으로 각각 33.4~167mm, 16.57~44.76mm, 54.2~271mm, 30.2~151mm, 43.8~219mm를 허용하고 있다. Table 3.6에 의하면 NAVFAC DM-7.2와 Clough & O'Rourke, 이종규 등의 값과 Chang Yu-Ou의 하한값은 계측값과 비슷하거나 약간 큰 값을 나타내고 있지만 허용범위내에 들고 있어 적용에 문제가 없지만, Chang Yu-Ou의 상한값과 Peck의 값은 계측값보다 지나치게 과대값을 나타내어 적용에 있어서 문제가 많음을 알 수 있다.

Table 3.6 Checking of the maximum horizontal displacement at excavated site

제안자	제안값	지역				
		A	B	C	D	E
Peck(1969)	1.0%H(mm)	167.0	185.0	271.0	151.0	219.0
NAVFAC DM-7.2(1982)	0.2%H(mm)	33.4	37	54.2	30.2	43.8
Clough & O'Rourke(1990)	0.2%H(mm)	33.4	37	54.2	30.2	43.8
Chang Yu-Ou(1990)	(0.2~0.5)%H(mm)	33.4~83.5	37~92.5	54.2~135.5	30.2~75.5	43.8~109.5
이종규 등 (1993)	0.2%H(mm)	33.4	37.0	54.2	30.2	43.8
계측값(mm)	Case I	18.10	16.57	30.56	26.10	43.24
	Case II	24.50	44.76	26.41	20.10	37.48

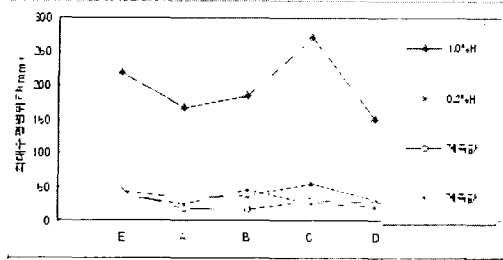


Fig. 3.8 A Comparison of the maximum horizontal displacement at excavated site

Fig 3.8은 최대수평변위값을 비교하여 나타낸 것으로 0.2%H의 기준이 계측값과 가장 부합하고 (0.5~1.0%)H의 기준값은 과대값을 나타내고 있다. 본 사례지역과 같은 지층형상을 가진 지반에서는 0.2%H의 제안값을 적용시 효율성이 있다고 사료된다.

Table 3.7은 Table 3.6의 0.2%H의 수평변위를 이용하여 최대지표침하량을 추정한 결과이며, 이 침하량은 (0.67~1.33) $\delta$ Lm의 관계를 이용한다. 여기서 Goldberg(1976), Mana & Clough(1981), Chang Yu-Ou(1990)의 침하량은 NAVFAC DM-7.2, Clough & O'Rourke, 이종규(1993) 등의 값과 Chang Yu-Ou의 하한값의 결과를 이용하였다.

사례지역의 최대수평변위의 계측결과는 A지역이 18.10mm와 24.50mm, B지역은 16.57mm와 44.76mm, C지역은 30.56mm와 26.41mm, D지역은 각각 20.10mm, 26.10m, E지역은 43.24mm, 37.48mm으로 나타나 잠정적으로 다른 추정변위량과 비교할 때 허용범위내에 들고 있다.

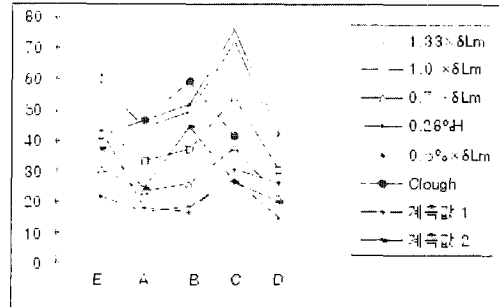


Fig. 3.9 A Comparison of the maximum amount of ground surface settlement utilizing horizontal displacement

Fig 3.9는 수평변위를 이용하여 최대지표침하량을 추정한 결과를 비교하여 나타낸 것으로 Mana & Clough와 Chang Yu-Ou의 상한값은 계측결과와 비슷한 경향을 나타내고 있어 실제 적용시에 효과가 있을 것으로 판단되며, Goldberg의 상한값과 침하량 제안식중 최소값을 나타내는 Clough방법에 의한 값은 계측값보다 다소 크게 나타났으나 안전을 고려하면 별로 문제가 없다고 사료된다. 또한 Chang Yu-Ou의 수평변위를 이용한 최대침하량은 각각 16.7~23.4mm, 18.5~25.9mm, 27.1~37.9mm, 15.1~21.1mm, 21.9~30.7mm이며, Goldberg의 침하량은 22.4~44.4mm, 24.8~49.2mm, 36.3~72.1mm, 20.2~40.2mm, 29.3~58.3mm 정도를 나타내어 계측값과 상당히 유사성을 보이고 있으며 실제 적용시에도 큰 문제가 없다고 사료된다. 침하량 제안식중 가장 최소값을 나타내고 있는 Clough

Table 3.7 Suggested value of maximum amount of ground surface settlement utilizing horizontal displacement

제안자	제안값	지역				
		A	B	C	D	E
Goldberg(1976)	(0.67~1.33) $\times\delta$ Lm	22.4~44.4	24.8~49.2	36.3~72.1	20.2~40.2	29.3~58.3
Mana & Clough(1981)	(0.50~1.0) $\times\delta$ Lm	16.7~33.4	18.5~37.0	27.1~54.2	15.1~30.2	21.9~43.8
Chang Yu-Ou(1990)	(0.50~0.7) $\times\delta$ Lm	16.7~23.4	18.5~25.9	27.1~37.9	15.1~21.1	21.9~30.7
양구승(1996)	0.28%H	46.76	51.80	75.88	42.30	61.32
제안식(Clough)	Table 3.5	41.60	46.50	59.40	41.40	46.10
계측값(mm)	Case I	18.10	16.57	30.56	26.10	43.24
	Case II	24.50	44.76	26.41	20.10	37.48



Table 3.8 Maximum amount of ground surface settlement of nearby ground with excavation

제안자 항목	Peck (1969)	St. John (1975)	Goldberg (1976)	Clough & O'Rourke(1990)	O'Rourke (1976)	양구승 (1996)	제안값	계측값		
	0.5%H	0.3%H	0.5%H	0.3%H	0.3%H	0.28%H	0.2%H	Case I	Case II	
추정값 (mm)	A	83.5	50.1	83.5	50.1	50.1	46.76	33.4	24.50	18.10
	B	92.5	55.5	92.5	55.5	55.5	51.80	37.0	44.76	16.57
	C	135.5	81.3	135.5	81.3	81.3	75.88	54.2	30.56	26.41
	D	75.5	45.3	75.5	45.3	45.3	42.30	30.2	26.10	20.10
	E	109.5	65.7	109.5	65.7	65.7	61.32	43.8	43.24	37.48

값은 실측값과 유사한 결과를 보여 적용성이 있다고 생각되지만 Fry와 Peck 및 Caspe의 방법은 지나치게 과대값을 나타내고 있어 문제가 있음을 알 수 있다.

사례지역의 경우 계획면까지 굴착고(H)가 완료되었다고 가정하여 지표침하량을 Table 2.2와 2.3의 기준에 의거하여 계산한 결과는 Table 3.8과 같다.

A, B, C, D, E지역에서 외국의 제안식에 의한 최대침하량은 최소값과 최대값이 각각 50.1mm~83.5mm, 55.5mm~92.5mm, 81.3mm~135.5mm, 45.3mm~75.5mm, 65.7mm~109.5mm이며, 국내의 경우에는 46.76mm, 51.8mm, 75.88mm, 42.3mm, 61.32mm 정도로 추정되어 계측값보다 2배정도 큰 값을 보이고 있다. 여기서 최대연직침하량의 경험식은 St. John, O'Rourke, Clough & O'Rourke 등에 의해 제안되어 이들 모두가 0.3(%)H로 규정하고 있으며 양구승(1996)은 0.28%H를 적용하였다. A, B, C, D, E지역에서 외국의 제안식에 의한 최대연직침하량은 50.1mm, 55.5mm, 81.3mm, 45.3mm, 65.7mm인 반면에, 국내지역의 적용사례는 46.76mm, 51.8mm, 75.88mm, 42.3mm, 61.32mm로 제안되어 계측값보다 다소 큰 값을 나타내고 있지만 허용범위내라고 할 수 있다. 그러나 Peck과 Goldberg에 의한 0.5%H의 산정값은 계측치의 2배이상의 큰 값을 나타내고 있어 적용상에 문제가 있는 것으로 판단된다. 본 사례지역에서는 0.2%H의 제안값을 적용하여 산정한 결과 33.4mm, 37.0mm, 54.2mm, 30.2mm, 43.8mm로 나타나 계측값과 유사함을 보이고 있다.

Fig 3.10은 사례지역의 최대침하량 산정시

0.2%H를 적용해 검토한 결과를 제안값과 비교하여 나타낸 것이며 계측값과 유사함을 보였다. 또한 본 사례지역과 같은 지질 특성을 가진 지반에서는 0.2%H를 적용하더라도 무방하리라 사료된다.

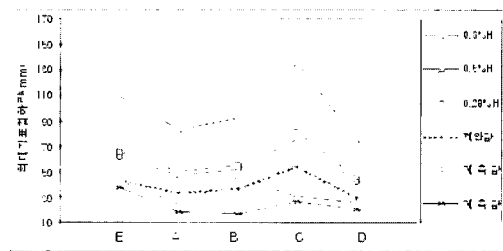


Fig. 3.10 A Comparison of the maximum amount of ground surface settlement for nearby ground with excavation

Table 3.9는 굴착으로 인한 인접지반의 최대침하영향거리를 계산한 결과이며, 인근 주변구조물의 근원영향거리는 A, B, C, D, E지역이 각각 33.4~50.1m, 37.0~55.5m, 54.2~81.3m, 30.2~45.3m, 43.8~65.7m이다.

Fig 3.11은 제안식에 의하여 산정한 최대침하영향거리를 비교하여 나타낸 것이며 Clough값과는 상당히 유사성을 가지고 있으나 Fry값은 과대값을 나타내고 있어 최대침하영향거리로 2.0H의 기준은 타당성을 갖고 있는 것으로 판단되며, 3.0H의 기준은 경질점토지반 외에는 적용에 문제가 있는 것으로 판단된다. 또한 Clough의 방법에 의한 침하영향거리의 산정은 지나치게 과대값을 나타내고 있어 적용시에 문제가 있는 것으로 생각된다.

Table 3.9 Influence distance of settlement at nearby ground with excavation

제안자 항목	Peck (1969)	St.John (1975)	Goldberg (1976)	Clough & O'Rourke (1990)		O'Rourke (1976)	이종규 등 (1993)	제안식		
최대침하 영향거리	2.5H~3.0H	3.0H	2.0H	2.0H	3.0H	2.0H	2.0H	Clough	Fry	
영향 거리 (m)	A	41.75~50.10	50.1	33.4	33.4	50.1	33.4	33.4	33.4	37.6
	B	46.25~55.50	55.5	37.0	37.0	55.5	37.0	37.0	37.0	41.6
	C	67.75~81.30	81.3	54.2	54.2	81.3	54.2	54.2	54.2	60.9
	D	37.80~45.30	45.3	30.2	30.2	45.3	30.2	30.2	30.2	33.9
	E	54.75~65.70	65.7	43.8	43.8	65.7	43.8	43.8	43.8	49.3
지반조건	느슨한 모래와 자갈	London 단단한 점토	모래 (조립토)	모래	매우 경질 점토	경질점토층이 있는 조밀한 모래	모래 및 실트질 모래			

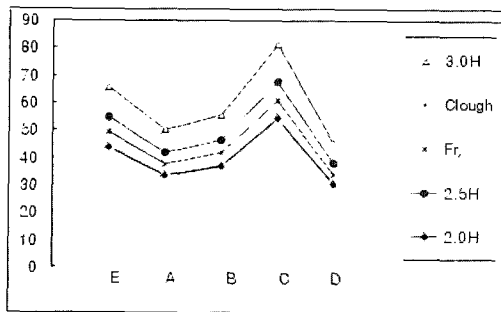


Fig. 3.11 A Comparison of the Influence distance of settlement at nearby ground with excavation

#### 4. 결과분석 및 고찰

굴착공사에 따른 근접지반에서의 침하량과 최대수평변위를 4가지 제안식에 의한 값과 예측값을 비교한 결과를 정리하면 다음과 같이 요약할 수 있다.

Table 4.1은 Fig 3.1~Fig 3.5와 같이 5개소의 근접굴착지역의 예상침하량을 분석한 결과로서 토류벽 배면지점에서는 대부분지역에서 Fry방법이 최대값을 나타내고 있으나 지나치게 과대값을 나타내는 경향이 있으며, Clough방법이 최소값을 나타내고 있고 Caspe방법은 중간정도의 값을 나타냈다. 또한 토류벽으로부터 굴착깊이와 동일한 거리인 20m지점 부근에서는 대부분의 지

역에서 Fry방법이 최대값을 나타내고 Caspe방법이 최소값을 나타냈으나, 30m지점 부근에서도 Fry방법과 Caspe방법이 각각 최대값과 최소값을 나타냈다.

Table 4.1 Comparison of predicted settlement value calculated by various methods

지역	벽체배면지점		20m지점		30m지점	
	최대값	최소값	최대값	최소값	최대값	최소값
A	Caspe	Clough	Peck	Fry, Clough	Peck	Caspe
B	Fry	Clough	Fry	Caspe	Fry	Caspe
C	Fry	Clough	Fry	Caspe	Fry	Caspe
D	Peck	Caspe	Peck	Caspe	Peck	Caspe
E	Peck, Fry	Caspe	Peck, Fry	Caspe	Peck	Caspe

특히 Fry방법은 전지역에서 굴착배면으로부터 거리에 따라서 침하량이 큰 폭의 감소율을 나타냈으며, 이는 지반의 침하량이 정지토압에 비례하고 탄성계수에 반비례하는데 기인한 것으로 생각된다.

Caspe방법은 전지역에서 굴착깊이에 상당하는 거리인 20m지점 이내에서 대부분의 침하가 발생하였으나 그 이후는 거의 침하의 영향을 받지 않고 있음을 나타냈으며, 이는 침하량이 변위발생체적에 비례하고 침하영향거리에 반비례하는데 기인한 것으로 사료된다.

Peck방법은 전지역에서 10m지점 부근까지 큰

깊은굴착에 의한 지반변위의 예측방법에 관한 연구

폭의 감소율을 나타내고 있으며, 이는 침하량 산정이 굴착깊이 침하량 및 침하영향거리의 비율에 의해서 결정하는 선형적인 방법에 기인한 것으로 생각된다.

Clough방법은 침하량이 일정한 감소비율을 갖는 선형적인 방법을 나타냈다.

이와 같이 각각의 제안식에 의한 근접굴착시의 지표침하하는 대부분이 벽체배면에서 굴착깊이에 상당하는 거리의 지점사이에서 발생하여 이 부분의 침하가 굴착면의 안정성에 중요한 영향을 미치고 있음을 알 수 있으며, 그 이후부터는 점차적으로 안정기에 접어들고 있으며 굴착깊이의 2배거리의 지점에서는 대부분이 허용침하량 이하를 나타내고 있다.

또한 배면지반의 예상침하량을 계측값과 비교한 결과 Fry방법은 계측값보다 지나치게 과대값을 나타내고 있으며, Clough방법은 계측값과 아주 유사한 경향을 나타냈으며, 실제의 적용에 있어서도 별 문제가 없을 것으로 생각된다.

Table 4.2 Comparison of influence distance of settlement calculated by various methods

지역	최대값	최소값	D=H (무침하)	D=2H (무침하)
A	Fry	Caspe, Clough	Clough	Clough
B	Fry	Caspe	Caspe	Clough
C	Fry	Caspe	Caspe	Clough
D	Fry	Caspe	Caspe	Clough
E	Peck, Fry	Caspe	Caspe	Clough

Table 4.2는 사례지역에서의 침하영향거리의 크기 및 벽체로부터 굴착깊이에 해당하는 거리(H)와 굴착깊이의 2배에 해당하는 거리(2H)에서 침하량이 발생하지 않는 방법에 대하여 나타낸 것이다. 침하영향거리는 Fry방법이 지나치게 과대값을 나타내고 있으며, Caspe방법은 침하량이 거의 발생하지 않는 것으로 나타나서 침하영향거리가 지나치게 과소값을 나타내고 있음을 알 수 있으며, Clough방법은 허용침하량 이하를 나

타냈다. 또한 벽체로부터 굴착깊이의 2배와 같은 거리(2H)에서는 Caspe방법에 이어 Clough방법에서도 침하가 발생하지 않는 것으로 나타나 Caspe방법이 지나친 과소값이므로 Clough방법이 여러 학자들의 제안기준인 2.0H에도 잘 접근하고 있는 것으로 보아 가장 적당하다고 생각되며, 지반의 측방유동에서도 2.0H를 제안하고 있어 적용시에도 별 문제가 없을 것으로 사료된다.

굴착깊이를 이용한 최대수평변위량의 산정에서 0.2%H를 제안한 NAVFAC DM-7.2와 Clough & O'Rourke와 이종규 등의 값 및 Chang Yu-Ou의 하한값은 계측값과 유사성을 나타내고 있어 충분히 적용성을 갖고 있지만, Peck의 1.0(%H)인 제안값은 계측값에 비해 훨씬 과대값을 나타내고 있어 실제 적용에서 문제가 많을 것으로 생각되며, Chang Yu-Ou의 0.5(%H) 상한값도 계측값보다 다소 큰 값을 나타내어 적용시에는 충분한 검토가 필요할 것으로 생각된다.

Table 3.5의 최대수평변위량중 0.2(%H)의 제안값을 이용한 지표면침하량을 Table 3.4의 최소값인 Clough방법에 의한 값 및 계측값과 비교해 본 결과 Mana & Clough와 Chang Yu-Ou의 하한값은 계측값보다 다소 작은 값을 나타내고 있어 적용시에 문제가 있다고 사료되지만 그 외의 다른 값들은 허용범위 이내에 해당되어 별로 무리가 없다고 생각된다.

또한 굴착깊이(H)를 이용한 최대지표면침하량은 Peck과 Goldberg의 0.5(%H)는 계측값에 비해 과대값을 나타내어 문제가 있다고 볼 수 있지만, 다른 값들은 허용범위 이내에 들고 있어 적용시 큰 문제가 없음을 알 수 있다.

굴착깊이(H)의 배율에 따른 침하영향거리를 산정해 본 결과 3.0H와 Fry방법은 과대값을 나타내고 있지만, 2.0H의 값은 Clough의 값과 서로 유사성을 갖고 있을 뿐만 아니라 거의 대부분의 침하량이 굴착깊이(H)에 해당하는 거리이내의 구간에서 발생하고 있음에서도 최대침하영향거리는 2.0H를 넘지 않는다는 것을 알 수 있다.

5. 결 론

## 참 고 문 헌

5개소의 사례지역의 근접굴착공사로 인한 지반침하와 수평변위 및 침하영향거리에 대한 제안식에 의한 추정값과 계측값을 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 토층의 구성이 매립토, 퇴적층, 풍화암 등으로 구성된 지반에서는 Clough방법에 의해 산정한 침하량과 최대침하영향거리의 추정값이 가장 합리적이며, Fry방법의 제안값은 계측값에 비해 지나치게 과대값을 나타내어 적용시에 충분한 검토를 요한다.

2. 굴착깊이를 이용한 최대수평변위는 0.2(%H)의 제안값이 계측치와 가장 유사성을 나타냈으며, Peck 등의 (0.5~1.0)(%H)의 제안값은 계측치에 비해 과대값을 나타냈다.

3. 최대수평변위를 이용해서 산정한 최대지표침하량으로 Manna & Clough와 Chang Yu-Ou의 제안값은 과소값을 나타냈지만, Goldberg 등의 제안값은 계측값 및 Clough방법과 유사성을 나타내어 적용성을 갖는다.

4. 본 사례지역과 같이 지반상부의 매립층과 퇴적층이 느슨한 상태에 있는 경우는 최대지표침하량의 예측시 0.2%H를 적용하였을 때 계측값과 유사한 경향을 나타내어 효율적이라 사료된다. 또한 굴착깊이(H)를 이용한 최대지표침하량은 (0.28~0.3)(%H)는 계측값 및 Clough방법에 의한 값과 유사성을 갖지만, Peck과 Goldberg의 0.5(%H)는 계측치의 2배 이상의 과대값을 나타내어 적용시에 문제가 있다.

5. 굴착깊이(H)를 이용한 최대침하영향거리는 2.0H의 제안기준이 Clough방법과 가장 유사성을 갖는다.

그러나 실제에 적용할 경우는 지형 및 지반의 상태, 하중의 작용조건, 굴착방법 및 토류벽의 강성, 지하수면의 위치 등에 따라 달라질 수 있음을 고려하여 검토하여야 한다.

이종규, 전성근 1993, 다층지반 굴착시 토류벽에 작용하는 토압분포, 한국지반공학회지, 제 9권, 제 1호, pp.59~68.

양구승 1996, 도심지 깊은 굴착시 인접지반 거동에 대한 분석, 서울대학교 박사학위논문, pp.150~156.

Bowles, J.E (1988, Foundation Analysis and Design, McGraw Hill.

Caspe, M.S. 1966, Surpace Settlement Adjacent to Braced Open Cut, JSMFD., ASCE., Vol.92., SM4 July, pp.51~59.

Chang Yu-Ou, Pio-Go Hsieh and Dar-Chang Chiou 1993, Characteristics of ground surface settlement during excavation., Canadian Geotech.j. 30. pp.758~767.

Clough, G.W. et al 1989, Moment Control of Excavation Support Systems by Iteration Design Foundation Eng. Current Principles and Practices, Vol.2, pp. 869~884.

Clough, G.W. and O'Rurke.T.D 1990, Construction Induced Moments of In Situ Walls, Geotechnical Special Publication, No.25, ASCE, pp. 439~470.

Das, B.M. 1984, Principles of Foundation Engineering, Brooks\Cole eng., division Goldberg-Zoino and Associates(1976), Lateral Support System and Underpinning, Vol. 1, FHA, PB-257 210, pp.4~22.

Fry, R. H. and Rumsey, P. B. 1983, Prediction and control of ground movement associated with arench excavation. Water Research Contre.

Hunt, R.E. 1984, Geotechnical Engineering Investigation Manual, McGraw Hill.

Mana, A. I. and Clough, G. W. 1981, Prediction of Movement for Braced Cuts in

Clay, ASCE, Vol. 107, No. GT6, June, pp.759~777

깊은굴착에 의한 지반변위의 예측방법에 관한 연구

- NAVFAC 1982, DM-7.2, pp.13~20.
- O'Rourke, T. D. 1976, A study of two braced excavations in sands and interbedded stiff clay, Ph. D. thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign.
- Peck, R.B. 1969, Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, Proc. of 7th inter. conf. on soil mech. and Found. Eng., Mexico, Vol. 4 pp.239~290 MFE., Mexico.
- State of the Art. Vol.4.
- St. John. 1975, Field and theoretical studies of the behaviour of ground around deep excavations in London clay, Ph. D. thesis, Churchill College, Cambridge Univ.
- Terzaghi, K. and Peck, R. B. 1967, Soil mechanics in Engineering Practice, 2nd Ed., John Wiley and sons. Inc., New York, pp.572
- 

안종필(Ahn, Jong-Pil)  
조선대학교 공과대학 토목공학과 교수  
501-759 광주광역시 동구 서석동 375번지  
Tel. 062-230-7086, 018-618-7086  
e-mail : jpan@mail.chosun.ac.kr

박경호(Park, Kyung-Ho)  
조선대학교 공과대학 토목공학과 박사과정  
501-759 광주광역시 동구 서석동 375번지  
T. 062-230-7270  
e-mail : x7083@hanmail.net