

그림 2.2 제 2 현장 단면도

2.3 제 3 현장 (해석에 사용된 파괴사례 3)

본 현장은 주변에 2~4층의 건물이 밀집된 지역으로 현장의 굴착심도가 G.L. -27.5 m 상태에서 그림 2.3과 같이 토류벽으로부터 수평거리 27.5 m 지점에 지표면 균열이 심하게 발생되었고 인접된 건물에도 균열이 발생되었다. 인접지반 침하계측결과는 그림 3.3에 나타내었다.

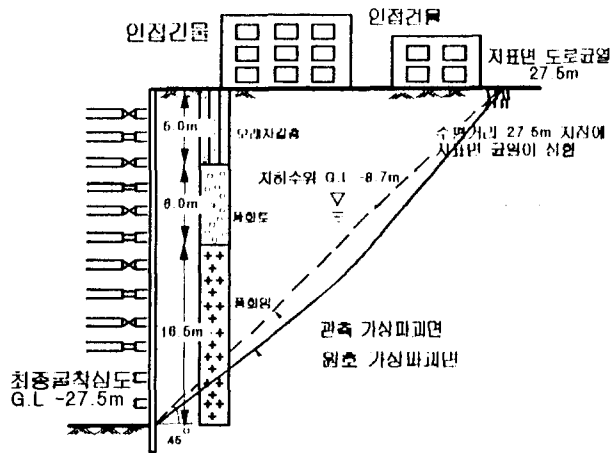


그림 2.3 제 3 현장 단면도

2.4 직선과 곡선의 가상 파괴면에 대한 해석

위의 현장들에서 공통적으로 발견된 지표면의 균열파괴면은 산피면이 아닌 평면이 발생시점이 굴착심도와 거의 일치한다는 점이고 또 하나는 토류벽 배면에 지하수위가 비교적 높게 존재하고 있다. 현장의 시공기록에 의하면 버팀대 각각중의 장비부위문제로 과잉 굴착으로 인한 벽체변위와 더불어 배면지반에 파괴면의 형성이 불가피하였다고 사료된다. 그러므로 현장에서 관측된 파괴지점을 중심으로 비원호, 원호 및 Rankine소성파괴면을 적용하여 가

상파괴면을 거동으로 인접지반의 침하를 중지시킬 수 있는 버팀하중을 산정하기 위하여 힘의 평형과 모멘트 평형을 근거로 하는 수치해석을 시행하였다.

버팀굴착시 배면에 발생할 수 있는 파괴면은 그림 2.4와 같이 일반적으로 곡선, 직선, 곡선과 직선의 복합형태인 3가지 형태로 가정할 수 있다. 본 연구에서는 직선에 의한 파괴면과 곡선에 의한 파괴면을 사용하여 해석하였고 직선과 곡선의 복합형태는 향후 연구과제로 취급할 것이다.

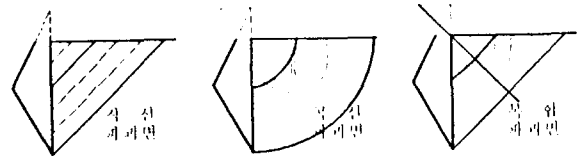


그림 2.4 버팀굴착에 의한 가상 지반파괴면의 형태

버팀굴착에서 파괴면에 대한 안정해석시 그림 2.5에서 보는 바와 같이 파괴면을 따라 Wedge가 Sliding 거동을 진행할때 Wedge의 활동을 정지시키는데 필요한 버팀대의 하중을 후행하중(P)으로하는 한계평형해석을 실시하여 가설 흙막이벽의 후행하중(P)의 크기에 따른 안전율을 산정하였다.

$$\text{안전율} = \frac{\sum P \cos \theta + C l + (W \cos \theta + \sum P \sin \theta - ul) \tan \phi}{W \sin \theta} \quad (2.1)$$

- 여기서 $\sum P$: 토류벽 1m당 버팀의 총하중
- θ : 수평에 대한 파괴각
- C : 유효내부마찰각
- l : 파괴면의 총 길이

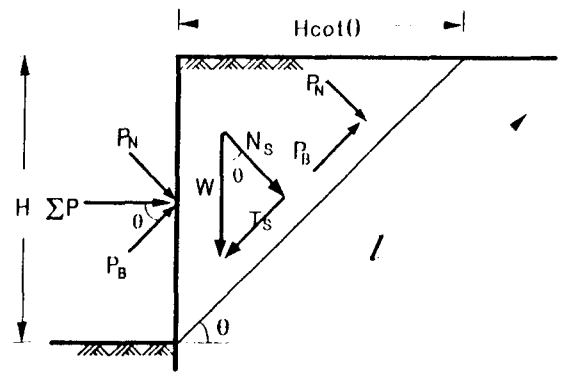


그림 2.5 버팀굴착에서 직선파괴면해석시 후행하중(P)의 영향 (힘의 한계평형 해석 식용)

토류벽으로부터의 안전율 한계평형 해석법으로 곡선파괴면이 발생한 경우의 안전율 변화는 그림 2.6의 Bishop 간판법으로 산정하였

$$\text{안전율} = \frac{\sum P \cos \alpha + C l + (W \cos \alpha + \sum P \sin \alpha - ul) \tan \phi}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.2)$$

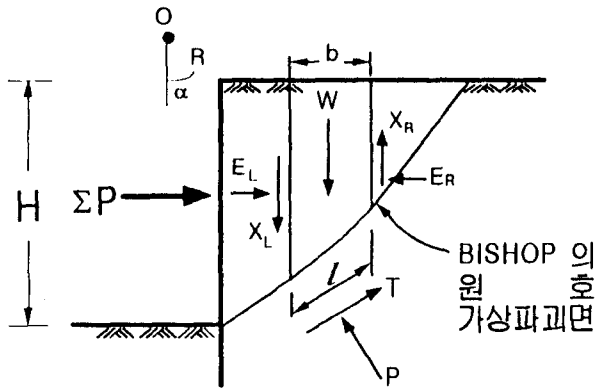


그림 2.6 BISHOP의 곡선해석을 위한 가상파괴면

가상파괴면에 대한 해석시 현장별 지반 물성치는 표 2.1과 같다.

표 2.1 가상파괴면 해석을 위한 현장별 지반 물성치

현장	지층	실트질	풍화토	풍화암	연암
	1	토질정수 γ_s (t/m ³) C (t/m ²) ϕ (°)	모래 1.8 0.0 28	2.0 0.0 30	2.1 1.0 35
2	지층	실트질	모래	풍화암	
	토질정수 γ_s (t/m ³) C (t/m ²) ϕ (°)	토 1.8 0.0 30	1.8 0.0 32	2.1 1.0 38	
3	지층	모래자갈	풍화토	풍화암	
	토질정수 γ_s (t/m ³) C (t/m ²) ϕ (°)	갈 1.8 0.0 31	1.9 0.0 33	2.0 0.0 35	

관측가상 파괴면과 원호가상 파괴면에 대한 후행하중에 따른 안전율을 해석하여 그림 2.7에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 관측가상 파괴면에 대한 안전율은 원호가상 파괴면에 대한 안전율과 0.2정도의 안전율차이를 나타내고 있어 관측가상 파괴면과 원호가상 파괴면의 차이는 없는 것을 알 수 있다.

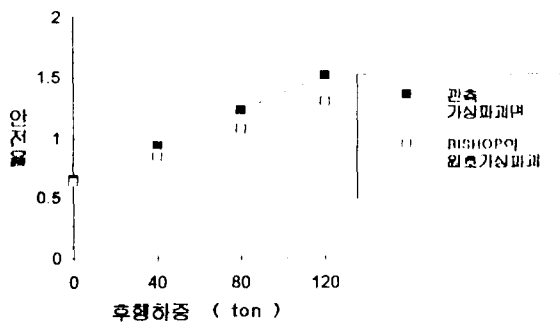
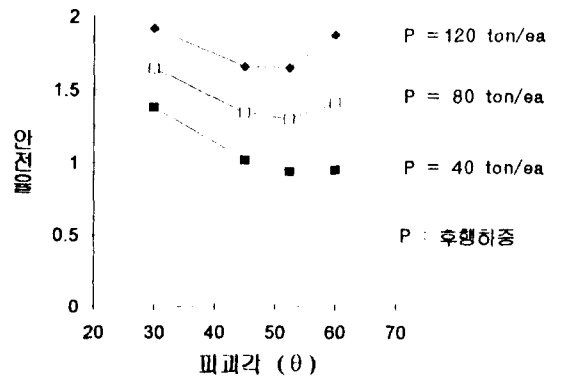
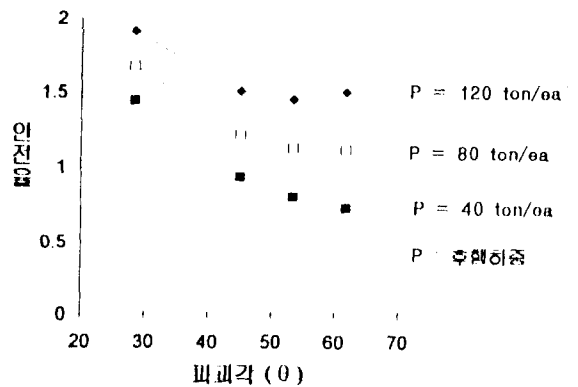


그림 2.7 파괴면에 대한 후행하중별 안전율

파괴각(θ)에 따른 안전율을 제 3현장에 대하여 그림 2.8에 나타내었다. 파괴각(θ)이 45° 이하 일때는 안전율이 모두 1.0이상임을 알 수 있으나, 후행하중이 40 ton/E Δ 이고 파괴각이 45° 이상일 때는 안전율이 1.0이하로 불안전함을 나타낸다. 파괴가 일어난 후 후행하중이 40 ton/E Δ 정도도 작용하지 않았을 경우 지반변형은 계속될 수 있을 것이다. 반면 후행하중(P)이 80ton일때는 어떠한 파괴각에서도 안전율이 1.0이상이 됨을 알 수 있다.



(제 2 현장)



(제 3 현장)

그림 2.8 파괴각(θ)에 대한 안전율(제 3 현장)

이상과 같은 현장관측 가정파괴면($\theta = 45^\circ$)에 대한 수치해석을 통하여 후행하중에 대한 안전율을 구하면 그림 2.9와 같다. 1,2,3 현장의 경우 후행하중(P)이 40 ton/E Δ 이상일때 안전율은 1.0이상된다. 후행하중이 40 ton/E Δ 이하일때는 안전율이 0.6 ~ 0.9로 불안정하게 되어 파괴면의 변형이 계속될 수 있다.

3개현장에 대한 후행하중의 영향을 분석하여 후행하중(P)과 Wedge 자중(W)의 비율 무차원화시킴으로서 토질의 강도정수(ϕ)에 따른 파괴면에 대한 안전율을 그림 2.10에 나타내었다.

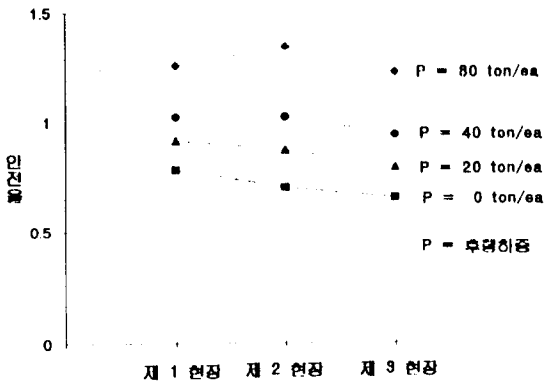


그림 2.9 현장별 후행하중에 따른 안전율

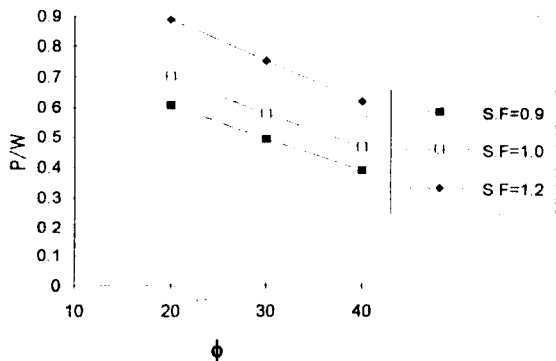


그림 2.10 토질강도정수에 따른 후행하중과 안전율 (파괴각, $\theta = 45^\circ + \phi/2$ 경우)

그림 2.10에서 파괴각(θ)이 $45^\circ + \phi/2$ 의 경우에 대하여 안전율(S.F)이 각각 0.9, 1.0, 1.2 일때 후행하중(P)을 구하는 식을 유도하면 다음과 같다.

$$W/P = 0.8 - 0.00924 \phi, \text{ (안전율 } = 0.9 \text{인 경우)}$$

$$W/P = 0.9 - 0.00924 \phi, \text{ (안전율 } = 1.0 \text{인 경우)}$$

$$W/P = 1.1 - 0.00924 \phi, \text{ (안전율 } = 1.2 \text{인 경우)}$$

또한 그림 2.11은 Wedge의 파괴면과 수평면의 각도(θ)가 45° 일때 토질강도정수(ϕ)에 따른 안전율을 나타내고 있다.

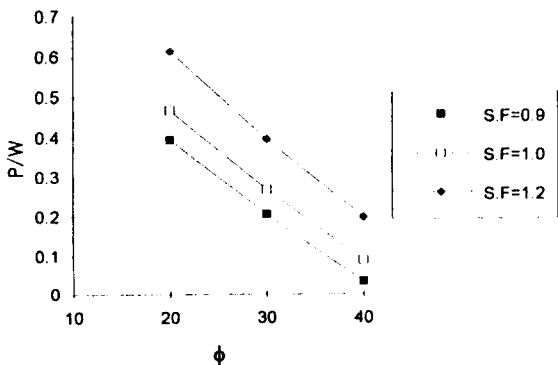


그림 2.11 토질강도정수에 따른 후행하중과 안전율 (파괴각, $\theta = 45^\circ$ 경우)

이로부터 유도한 안전율에 대한 후행하중(P)의 산정은 아래의 식으로부터 구할 수 있다.

$$W/P = 0.5 - 0.0132 \phi, \text{ (안전율 } = 0.9 \text{인 경우)}$$

$$W/P = 0.7 - 0.0132 \phi, \text{ (안전율 } = 1.0 \text{인 경우)}$$

$$W/P = 0.9 - 0.0132 \phi, \text{ (안전율 } = 1.2 \text{인 경우)}$$

따라서 연구대상 현장과 같이 파괴면의 형성으로 굴착주변지반의 침하가 지속될때 Wedge Block의 침하작용을 정지시킬수 있는 후행하중을 현장의 토질정수를 적용하여 구할수 있다.

1,2현장에 대하여 한계평형해석법으로 구한 후행하중(P)과 Peck의 방법으로 구한 하중등을 후행하중에 대한 하중(F) - 변위(δ) 곡선을 작도하여 Wedge의 휘동을 정지시킬 수 있는 정지하중을 그림 2.12과 그림 2.13에 나타내었다. 비뚤굴착시 Wedge파괴가 일어난 후에는 주동하중(F_A)에서 Wedge의 수평분력(P_{WH})으로 각도 α 를 갖고 감소한후, 후행하중(P)이 작용한후에는 β 각도로 Wedge변형 정지하중(P_{WS}) 만큼증가하는 것을 알수 있다. 또한 이것은 Peck하중 부근에 있음을 알 수 있다.

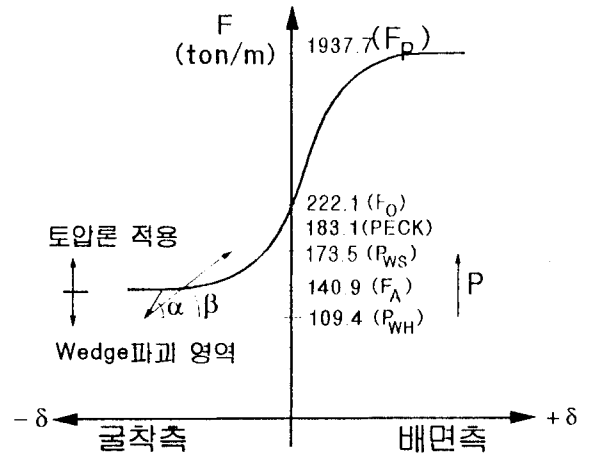


그림 2.12 하중(F) - 변위(δ) 곡선에서 제안된 Wedge의 정지하중 (제 1 현장)

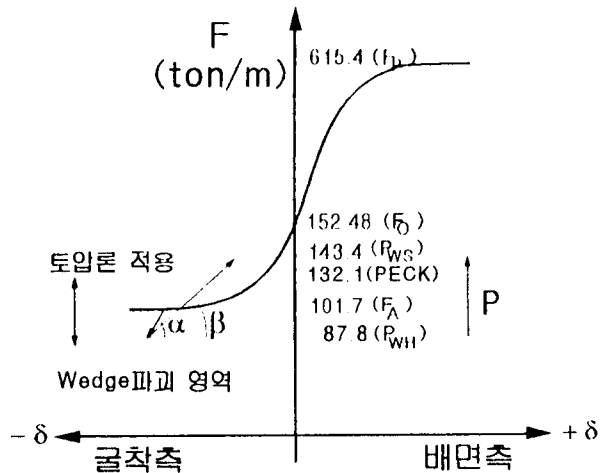


그림 2.13 하중(F) - 변위(δ) 곡선에서 제안된 Wedge의 정지하중 (제 2 현장)

Wedge의 정지하중(P_{ws})의 산출공식 :

$$P_{ws} = \frac{S \cdot F \times W \sin \theta - C \cdot L - (W \cos \theta - u \cdot l) \tan \phi}{\cos \theta + \sin \theta \tan \phi} \quad (S, F = 1)$$

- 여기서 P : 후행하중 (파괴후의 +δ 방향 하중)
- P_{ws} : Wedge 변형 정지하중 ($P_N > 0$)
- P_{WH} : Wedge 수평분력 ($P_N < 0$)
- α : $\Delta P / \Delta \delta$ 에서 흙의 Peck 값 적용, (K_a)
- β : $\Delta P / \Delta \delta$ 에서 흙의 Residual 값 적용, (K_a)
- F_P : 수동토압력 (TON/벽체길이 m당)
- F_O : 정지토압력 (TON/벽체길이 m당)
- F_A : 주동토압력 (TON/벽체길이 m당)

그림 2.13에서 토압론이 적용되는 주동하중(140.9 t/m)가 Wedge 파괴영역으로 변화되면서 버티하중이 109.4 t/m로 감소되어 계속적인 지반침하를 보이나 후행하중(173.5 t/m)의 작용으로 Wedge의 Sliding은 정지되며 안정을 찾게된다.

2.5 파괴면의 위치와 벽면마찰고려

벽면마찰을 고려한 Coulomb - Mayniel이론(1808)은 그림 2.14와 같이 벽면마찰 효과를 설명한 Coulomb의 연구를 확장시켰다. 흙 쉐기의 힘의 평형으로부터 구한 일반적인 토압계수는 다음 식과 같다.

$$k = \cot \theta \cdot \sin(\theta - \phi) \cdot \sec(\delta + \phi - \theta) \quad (2.3)$$

θ 와 k 에 대하여 미분하여 다음 식을 얻었다.

$$\theta = \tan^{-1} \left[\tan \phi + \sec \phi \sqrt{\frac{\tan \phi}{\tan \phi + \tan \delta}} \right]$$

- 여기서 θ = 파괴각
- ϕ = 내부마찰각
- δ = 벽면마찰각

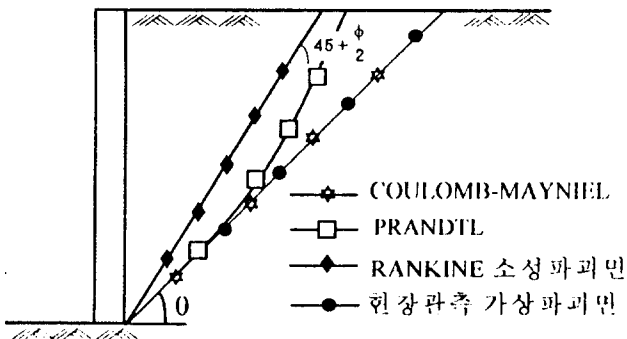


그림 2.14 Wedge 파괴면의 위치

벽체와 주변지반과의 마찰각(δ)에 따라 수평에 대한 파괴각(θ)이 변화함을 나타내기 위하여 $\delta = \phi$, $\delta = 0$ 로 하여 파괴각 θ 의 변화를 현장별로 확인하였다. 그 결과는 표 2.2와 같다.

표 2.2 현장별 파괴각

현 장	δ	θ	ϕ
제 1 현장 ($\phi_{av}=35.19^\circ$)	파괴각 (0°)	63.0	57.5
제 2 현장 ($\phi_{av}=30.08^\circ$)	파괴각 (0°)	60.0	54.4
제 3 현장 ($\phi_{av}=33.29^\circ$)	파괴각 (8°)	62.0	56.4

상기의 결과를 살펴보면 벽체와 주변지반 사이의 마찰각(δ)이 $0 \sim \phi$ 까지 변화함에 따라 파괴각(θ)이 $\theta = 45^\circ + \phi/2$ 보다 점차로 감소하여 $\delta = \phi$ 일때 파괴각(θ)은 54° 정도로 산정되어 파괴면의 위치가 점차 현장관찰 위치로 접근하고 있다.

2.6 단층내 충전물의 영향

연구대상 현장 1,2,3의 토류벽 배면에 분포된 암반내의 충전물 영향을 검토하기 위하여 현장의 암반 절리면에 있는 충전물에 대한 실내 직접전단강도 시험을 실시하여 이 충전물의 전단강도값을 얻었다.

시험방법은 지하수위 변화에 의한 영향을 검토하기 위하여 포화된 경우에 대하여 실험을 실시하였으며 그 실험결과는 그림 2.15에 나타내었다.

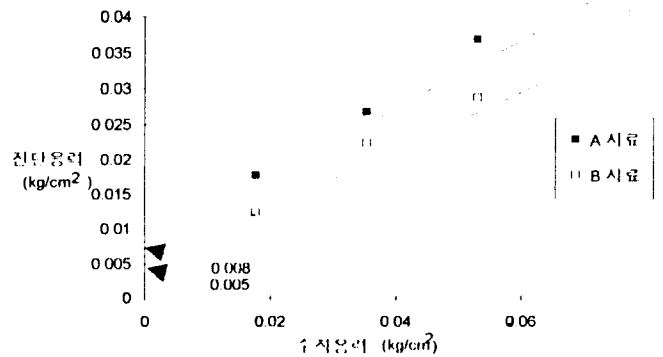


그림 2.15 단층내 충전물에 대한 직접전단강도 시험결과(습윤시료)

현장 1,2,3의 풍화암과 연암내의 불연속면에 이러한 충전물이 존재시 후행하중에 따른 안전율의 변화는 그림 2.16에 나타나 있다.

충전물이 지하수의 영향을 받지않는 건조시 후행하중이 40ton/EA 이상일때 굴착면은 안정상태에 있으나, 지하수의 영향을 받는 습윤시에는 안전율이 0.7 ~ 0.8 정도로 감소하여 위험이 요소가 될 수 있음을 확인할 수 있으며, 이는 절리충전물내에 지하수가 존재할때 안전율이 20%이상 감소하는 것으로 나타났다. 따라서 연구 대상의 3개현장의 경우 후행하중에 의한 영향 및 암반내 충전물의 영향으로 인하여 파괴각 및 파괴면의 거리에 영향을 미치는 중요한 요소가 됨을 알 수 있다.

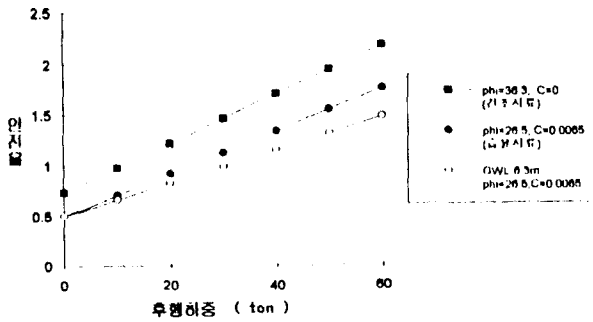


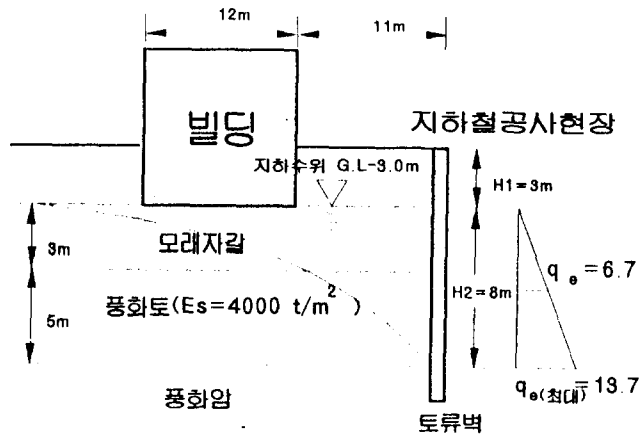
그림 2.16 충전물에 의한 안전율(제 1 현장)

3. 인접지반 침하영향 평가

3.1 지하수변화에 따른 인접구조물의 영향

3.1.1 제 2 현장의 지하수변화에 의한 예상침하량 산정

제 2 현장에 대하여 지하수 변화에 따른 인접 구조물의 영향을 검토하기 위하여 지하수 변화에 따른 예상침하량을 산정하였다.



i) 지하수위 G. L. -3.0 m일때 유효응력

$$\sigma'_3 = \gamma H_1 = 5.4 \text{ t/m}^2$$

G.L. -11m 지점은

$$\sigma'_{11} = \sigma'_3 + \gamma H_2 = 11.8 \text{ t/m}^2$$

ii) 지하수위 (G. L. -11 m)일때 유효응력

$$\sigma'_{11} = \gamma(H_1 + H_2) = 25.2 \text{ t/m}^2$$

$$q_{e(\text{사})} = 6.7 \text{ t/m}^2$$

iii) 기초크기에 대하여 환산한 평균유효응력증가량(q_e)는

$$\frac{(B \times L)q_e}{L} = \frac{(B' \times L')q_{e(\text{사})}}{L'}$$

$$q_e = \frac{B'}{B} q_{e(\text{사})} = 8.9 \text{ t/m}^2$$

iv) 예상침하량(δ_1)

$$\delta_1 = q_e \frac{B}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_s = 29 \text{ mm}$$

v) 벽체변위에 의한 지반예상 침하량(δ_2)

$$\delta_2 = 48 \text{ mm (기초기울기에서 산정된 총 부동침하량)}$$

$$= \delta_1 (29 \text{ mm}) = 19 \text{ mm}$$

벽체변위(δ ₁)	지하수위 3.0m일(δ ₂)	총부동침하량
19 mm	29 mm	48 mm
40 %	60 %	100 %

측정된 건물의 기울기를 토대로 기울기의 영향을 검토하면 지표면에서 3.6 m지점에서 23 ~ 29 mm의 변위가 측정되었다.

건물상부벽 기준으로 하였기 때문에 최대의 수평변위는 41.5 mm이며 기초의 부동침하량을 환산하면 27 mm가 된다. 이때의 각 변위는 $\frac{1}{444}$ 로 $\frac{\delta}{L} = \frac{27}{100} < \frac{1}{444} < \frac{1}{300}$ 이다.

3.1.2 제 3 현장의 지하수 변화에 따른 예상침하량 산정

제 3 현장의 지하수 저하에 따른 실트질 점토층의 압밀침하와 모래층의 입측 및 벽체 수평변위에 따른 예면지반의 침하량 방법으로 산정하여 총부동침하량을 예측하고자 한다.

i) 실트질 점토층의 압밀침하

$$\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3, \phi = 20^\circ, C = 0.6N = 3.6 \text{ t/m}^2$$

$$E_s = 100C = 360 \text{ t/m}^2, C_c = 0.3, e_0 = 0.8$$

$$\delta_c = C_c \frac{H}{1+e_0} \log \frac{P_0 + \Delta\sigma_{\text{max}}}{P_0}$$

원지하수 일때 점토층 중간에서 $P_0 = 8.3 \text{ t/m}^2$

지하수 저하시 $P_0' = 9.3 \text{ t/m}^2$

$$\Delta\sigma_{\text{max}} = \frac{(9.3 - 8.3) \times B \times L}{(B + Z)(L + Z)} = 0.947 \text{ t/m}^2$$

$$\delta_c = 16 \text{ mm}$$

ii) 모래층 탄성침하

$$P_0 = 10.18 \text{ t/m}^2$$

지하수 저하시 $P_0' = 13.38 \text{ t/m}^2, \Delta\sigma' = 3.2 \text{ t/m}^2$

$$\gamma_s = 1.9 \text{ t/m}^3, \phi = 30^\circ, E_s = 1000 \text{ t/m}^2$$

$$\delta_e = \frac{B \Delta\sigma'}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_s = 63 \text{ mm}$$

지하수 저하로 인한 탄성 및 압밀 침하량 :

$$\delta_f = \delta_c + \delta_e = 63 \text{ mm} + 16 \text{ mm} = 79 \text{ mm}$$

여기서, δ_c 실트질 점토층의 압밀침하

δ_e 모래층의 탄성침하

이들 각변위로 환산되는 $\Delta = 79 \text{ mm}$ 이므로

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{79}{19000} = \frac{1}{241} > \frac{1}{300}$$

이 값은 1/300보다 크므로 이 변위의 벽체 및 바닥의 균열이 발생할 수 있음을 알 수 있다.

3.2 벽체변위 및 지반조건에 따른 침하량 산정

3개 현장의 침하영향 평가는 토류벽체에서 얻어진 벽체의 수평변위계적(V)을 근거로한 Caspe(1966) 방법을 적용하여 설계

파괴면에 의한 침하영향과 관측파괴면에 의한 침하영향을 비교분석하였고, 버티컬착시 사진토 지반의 거동예측은 반경험적인 해석방법인 Bauer법을 적용하였다.

3.2.1 Bauer의 반경험식

Bauer법은 사진토지반의 상대밀도 D_r 과 내부마찰각 ϕ 에 의한 침하비 r_o 를 식(3.1)이나 그림 3.1에 의하여 산정하고 식(3.2)에 의하여 침하영향 해석을 하도록 되어 있다.

$$r_o = \frac{2 - (2D_r)^{1/2}}{100} \quad (3.1)$$

여기서 r_o : 침하비
 D_r : 상대밀도

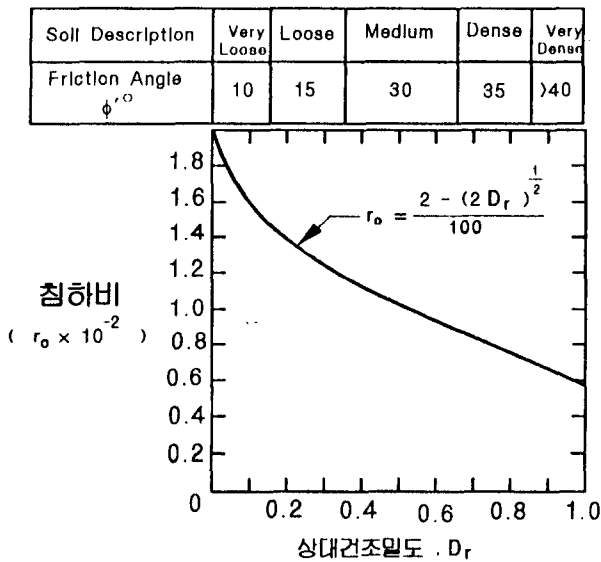


그림 3.1- 토질조건에 따른 침하비 r_o

산정된 침하비로 최대 침하량(S_o)를 산정하게 되며, 지반의 내부마찰각과 굴착심도를 고려한 침하영향거리 B는 다음과 같이 적용하였다.

$$S_o = r_o H$$

$$B = 1.5 H' \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

여기서 S_o : 최대 침하량
 r_o : 침하비
 B : 침하영향거리
 H : 굴착깊이
 H' : 토사층 깊이

거리별 침하량은 시공 난이도와 작업기술에 따른 공사조건계수(f)를 적용하여 산정하였다.

$$S = S_o \left(\frac{x}{B}\right)^2 f \quad (3.2)$$

여기서 f : 공사조건계수

$$\bar{\phi} = 33.29^\circ$$

$$r_o = 0.7 \cdot 10^{-2} > 16.5 = 0.12 \text{ m}$$

$$B = 1.5 H' \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = 22.3 \text{ m}$$

$$S = S_o \left(\frac{x}{B}\right)^2 f \quad (f = 1.0 \text{ 가림})$$

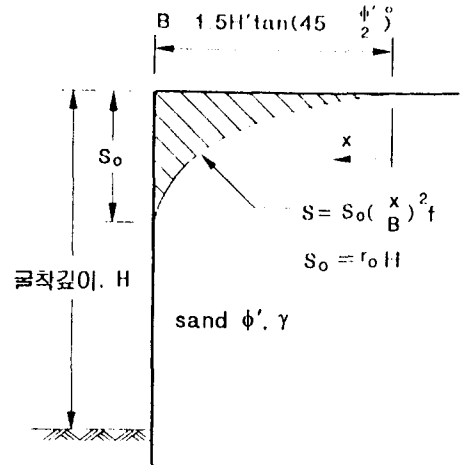


그림 3.2 벽체 주변지반 침하(BAUER)

3.2.2 탄소성 해석과 Caspe방법 적용

Caspe의 침하영향 해석법은 식(3.2)와 유사하나 토류벽의 탄소성 해석결과에 의하여 컴퓨터로 수치해석하여 다음과 같은 결론을 얻었다. 제 3현장의 경우 굴착심도가 G.L. -27.5m일때 탄소성 해석을 실시하여 구한 벽체 최대수평변위는 G.L. -25.30m지점에서 59.25mm가 발생하였으며, 전체 횡방향 벽체변위 체적(V)은 0.693 m^3 이었다. V 를 이용한 Caspe 방법으로 구한 최대 지반침하량은 벽체배면에서 108.49mm였으며 침하영향거리는 25.6m였다.

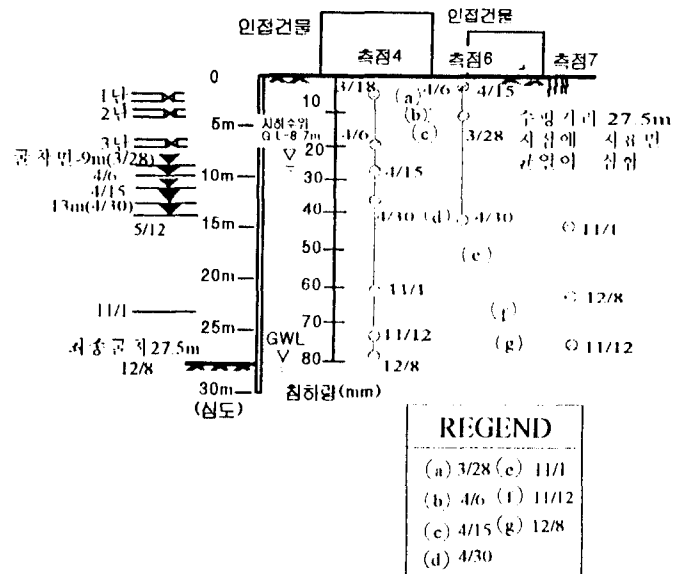


그림 3.3 지반침하 실측치(제 3 현장)

3.2.3 현장계측 결과와 해석방법 비교

제 3현장의 지반 계측치는 그림 3.3과 같으며 최대침하량이 80mm로 예측치의 100~113mm보다 적으나 계측시점은 굴착이 이미 G.L.-9.0m까지 진행된후 실시된 것이므로 80mm에나 조기침하를 포함시킬 경우 예측치와 근접하리라고 예상된다.

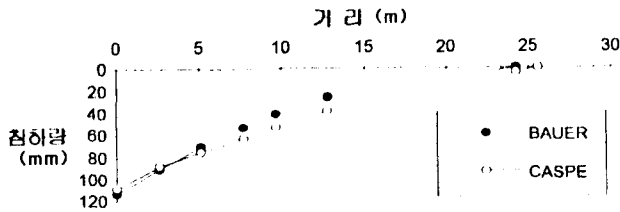


그림 3.4 Bauer 방법과 벽체변위에 의한 침하량

그림 3.4와 같이 Caspe 방법으로 선정된 벽체변위에 의한 지반 최대침하량은 108.49 mm의 침하영향거리는 25.6 m인데 반하여 Bauer방법은 지반최대예상침하량 113.31 mm, 침하영향거리는 24.25m로 이들 두 방법이 거의 유사한 결과를 나타내고 있다.

결과에 따른 지반침하 및 침하영향거리는 벽체변위 및 지반조건에 많은 영향을 받고 있음을 알수 있었고, 토류벽의 변형해석을 거치지 않고 토질조건에 따른 반경험적 도표를 이용하여 산정된 Bauer의 방법이 국내 다중토지반의 토류벽해석에 비교적 만족스럽게 사용할 수 있음을 알 수 있다. 그러나 Bauer공식인 $S_s = (X/B)^2 f$ 에서 f 계수는 현장의 기술수준과 시공난이도에 따라 조금씩 조정할수 있기 때문에 현장조건에 따라 비교적 정확한 결과를 얻을 수도 있을 것이다. 단지 이 방법은 점착력이 없는 토질에만 사용하도록 작성되었다.

그림 3.5는 제 3현장의 침하영향거리별 침하량 결과를 (1)Caspe 방법, (2)현장계측 가상파괴면, (3)파괴면 45° + φ/2로 나누어서 도표양식에 나타내었다.

국내 다중토 지반에서 현장가상 관측파괴면용 이용한 침하영향거리별 침하형태는 그림 3.5와 같이 탄소성 수직해석법은 잘 접근하고 있는 반면 Rankine소성이론에 의한 파괴면인 45° + φ/2의 경우는 굴착거리 예측이나 침하량 산정이 다소 과소평가될 우려가 있음을 알수있다.

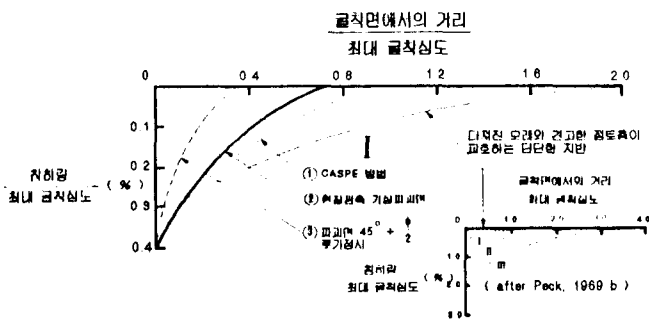


그림 3.5 국내 다중토지반에서 침하영향거리별 침하량(제3현장)

3.2.4 유한요소법 적용

본 연구에서 SAFE 프로그램은 이용하여 벽체변위의 형태에 따른 지반침하의 상호관계를 규명하기 위하여 평면변형, 평면응력, 최대장 문제에 적용할수 있고, 중력하중에 의한 기동 뿐만아니라 굴착이나 성토와 같은 변분하중에 대한 지반 및 구조물의 거동을 해석할 수 있는 유한요소법을 적용한 OASYS-SAFE 프로그램을 사용하여 단일 가정지반을 해석하였다. 해석에 적용된 가정지반의 특성치는 표 3.2와 같다.

표 3.2 벽체변위형태와 지반기동해석을 위한 가정조건

가정조건	
가정지반 물성치	$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3, C = 0, \phi = 30^\circ$
토류 구조체	II-PILE + TIMBER, STRUT 6단 굴착심도 G.L. 20.0m

변위 VELOCITY VECTOR를 도시하기 위하여 그림 3.6과 같이 상부벽체만 수평이동(변위)하였을 때 변형된 벽체변위와 유사한 크기의 수평거리까지 침하영향이 미치고 있다. 그림 3.7의 경우는 벽체하부변위를 수평이동시에 굴착심도의 유사한 크기의 거리보다 더 먼 지표면의 수평거리까지 침하영향이 작용하고 있으며 하부벽체만의 변형시는 상부만의 변형보다 지동량이 상당히 증가되어 영향력이 더욱 큼을 알수있다. 결과적으로 벽체변위의 형태는 배면지반의 침하양상 결정적 역할을 하고 있음을 추정할 수 있다.

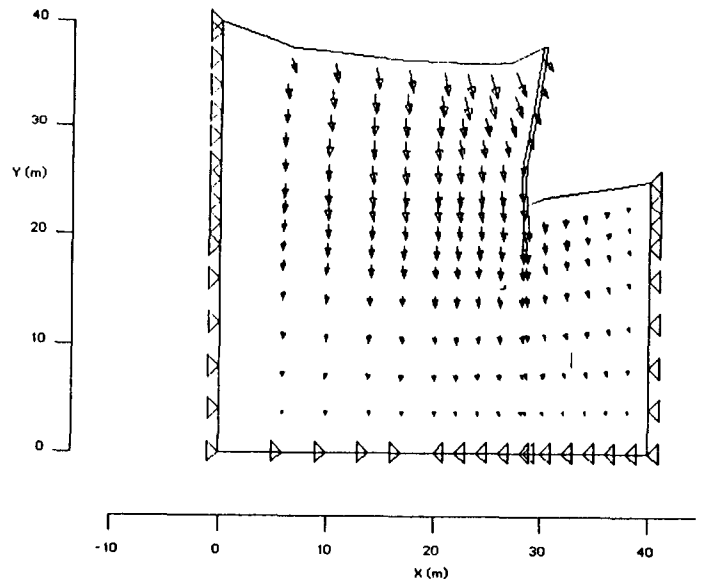


그림 3.6 벽체상부 변위에 의한 주변지반의 변위 VELOCITY FIELD

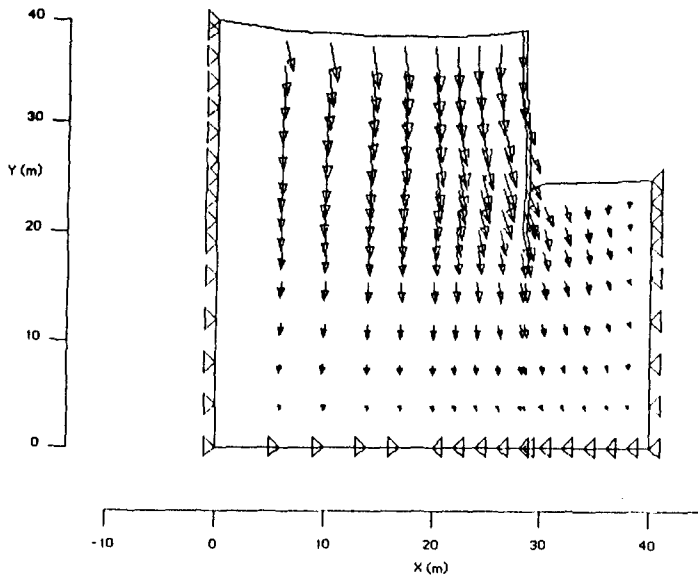


그림 3.7 벽체하부 변위에 의한 주변지반의 변위 VELOCITY FIELD

이상의 결과를 간략하게 그림 3.8과 같이 VELOCITY FIELD로 나타내었을 경우 벽체의 변형과 주변지반 거동은 일반적으로 굴착초기 단계나 상부벽체의 과다변형시에 나타날수 있는 침하 및 벽체변형의 형태는 (1)번과 같은 경향을 나타낼 것이다. 이 경우 상부지반의 침하벽체 부근에서 크고 멀리 갈수록 감소하여 (1)' 곡선으로 나타내게 된다.

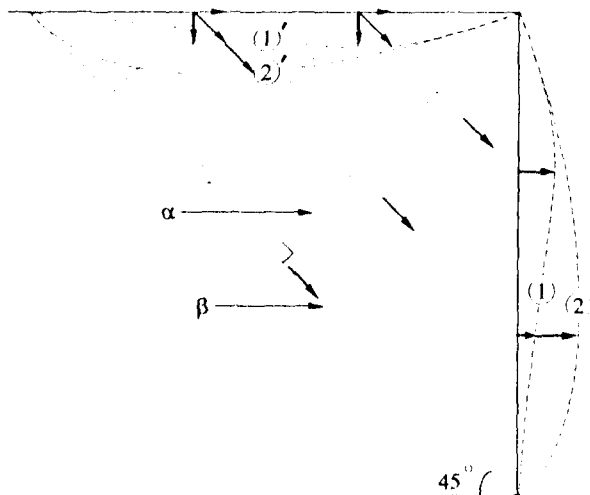


그림 3.8 침하체적과 벽체 변위체적이 같을 경우 가정된 VELOCITY FIELD

그러나 깊은 굴착의 경우 굴착깊이가 깊어짐에 따라 벽체변위 또한 상대적으로 하부에서 증가하여 하부벽체 변위가 부분적으로 클 때에는 곡선(2)의 형태로 나타난다. 이때 배면지반의 침하형태 (2)' 곡선을 따르게 되며 지반내의 흩입자의 변형방향 또한 β 선을 따라서 움직이게 된다. 이것은 깊은 굴착시 하부벽체의 변형이 클 경우 그 크기에 상응하는 최대침하량이 벽체로부터 상당거리에 그림 3.8의 (2)와 같이 발생된다.

4. 결 론

도심지 깊은 굴착에 있어서 미립토류매의 인입 및 인입구조물의 영향을 검토하기 위하여 실험현장의 실험자료를 토대로 수치 해석을 시행하여 비교분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 다중토 지반굴착에서는 후행하중이 80 ton/E_A 이상이 되면 대체적으로 미립토류매에서 파괴면의 안전율 확보할 수 있다고 사료되므로, 미립토류매 설치에 80 ton/E_A이상의 실행하중을 적용시킬 경우 주변지반의 거동을 최소화할 수 있을 것이다.
2. 벽마찰각을 고려한 Coulomb-Maynicl 이론 적용시는 파괴면의 위치가 원상관측 파괴지점에 근접하고 있으며, 인입중대의 흩입물을 고려하였을 경우는 안전율이 약 20% 감소되었다. 지하수 지하에 따른 인입구조물의 영향에서 제 2현상외의 경우 총부동침하량이 약 60%를 차지하고 있으며, 제 3현상에서는 부동침하로 인한 지반변위가 1/300이상의 범위로 이 요인의 상당한 중요함을 알 수 있다.
3. 벽체변위 형태에 따른 주변지반 침하의 양상은 굴착심도가 증가함에 따라 하부의 벽체변형이 증가하여 파괴영역내에 침하영향거리와 굴착면에서 상당거리에 위치한 인입구조물의 침하량에도 영향을 미칠 수 있음을 유한요소해석 분석결과인 변위 Velocity Vector 로 예측할 수 있다.
4. 본 연구의 다중토지반에 Bauer의 반경험적 공식인 지반조각임을 이용한 침하영역의 산정법을 적용하여 침하량과 영향거리를 산정하였다. Caspe방법과 비교검토한 결과 Bauer의 공식조각계수(D)가 1.0로 가정시는 Caspe의 결과와 대체적으로 일치하고 있었다. 그러나 보다 많은 국내의 자료를 분석하여 공식조각계수(D)를 조정할 때에는 Caspe방법과 같이 토류구조의 복잡한 거동해석을 하지않고도 비교적 간단히 침하영향 거리별 예상 침하량을 산출할 수 있을 것이다.

5. 파괴면의 형상으로 굴착 주변지반의 침하가 지속될시에는 다음과 같은 공식에 의하여 Wedge Block의 침하거동을 중지시킬 수 있는 후행하중(P)을 구할 수 있다.(W = Wedge Block 무게)

파괴각(θ) $45^\circ + \phi/2$ 일때, (안전율 = 1.0 에서)

$$\frac{W}{P} = 0.9 - 0.00924 \phi'$$

파괴각(θ) 45° 일때, (안전율 = 1.0 에서)

$$\frac{W}{P} = 0.7 - 0.0132 \phi'$$

< 참고 문헌 >

Clough, G.W., and Tsui, Y., " Finite Element Analysis of Cut-and-Cover Tunnel Constructed with Slurry Trench Walls ", Duke Univ. Durham N.C. Doit Mech. Ser. No.29 and 1974b : Performance of Tie-Back Walls in Clay, ASCE J. Geotech. DIV., Vol. 100, December, 1974

"Ground Engineering", May 1978/Vol. 11/Number 4, Foundation Publication Ltd.

- Peck, R.E. "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground",
7th. ICSMFE, Mexico, state-of-Art. Vol.4
- Rankine, G.Wayne(1976), "On the Stability of Loose Earth
Philos", Trans. R. Soc. London, V.147 pp.7-27, 1857
- "Review of Design Methods for Excavation", GCO Publication
No.1/90
- 김학분, 홍원표 "흙막이 구조물(1)", 한국지반공학회지 7권 3호,
pp.111~127, 1991
- 김학분, 홍원표, 주정석 "지하철 건설에 따른 근접시공의 문제점
및 개선방향" 한국지반공학회 지반공학위원회 학술발표
집 제2집, 1993.10, pp 49-94
- 이봉열, 김학분, 이종규 "흙막이벽의 세척과 설계도입 고찰" 한국
지반공학회 지반공학위원회 학술발표집 제2집, 1992, 10
pp 21-40