



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

공학석사 학위논문

경사고임대 지지체의 수동저항에
관한 연구

A Study on Passive Resistance of Raker Support System



2019년 2월

한국해양대학교 해사산업대학원

토목환경공학과
황금재

본 논문을 황금재의 공학석사 학위논문으로 인준함.

위원장 : 서 영 교 (인)

위 원 : 오 재 흥 (인)

위 원 : 김 태 형 (인)

2019년 2월

한국해양대학교 해사산업대학원

목 차

List of Tables	iii
List of Figures	iv
Abstract	vi
1. 서 론	
1.1 연구의 배경	1
1.2 연구의 내용 및 목적	2
2. 이론적 배경	
2.1 주동토압과 수동토압	3
2.1.1 Rankine의 주동토압	3
2.1.2 Rankine의 수동토압	5
2.2 토압과 변위의 관계	8
2.3 말뚝의 수평저항력	9
2.3.1 극한평형법	10
2.3.2 Broms방법	11
3. 설계기준 및 설계방법 분석	
3.1 설계기준 현황	13
3.1.1 경사고임대 설계기준 검토	13
3.1.2 옹벽 설계기준 검토	16
3.2 경사고임대 설계방법	17
3.2.1 경사고임대 지지체 설계순서	17
3.2.2 지지블록의 안정성검토	18
3.2.3 지지블록 + 지지말뚝의 안정성검토	20
3.3 설계 소프트웨어	22
3.3.1 설계 소프트웨어 특징	22

4. 사고사례 및 설계사례 분석	
4.1 경사고임대 사고사례	24
4.1.1 목포 ○○○○ 아파트 단지 주차장 붕괴	24
4.1.2 제주 ○○동 원룸신축공사 가시설 붕괴	26
4.2 설계사례	27
4.2.1 설계사례 요약	27
4.2.2 영도구 ○○아파트 신축공사(사례 1)	28
4.2.3 고양시 일산동구 ○○시설 신축공사(사례 2)	33
4.2.4 서대신동 ○○○ 신축공사(사례 3)	37
4.2.5 서구 ○○주택 신축공사(사례 5)	41
4.2.6 수영구 ○○아파트신축공사(사례 4)	45
4.2.7 화정○○아파트 공동주택 건설공사(사례 6)	49
4.2.8 수송동 ○○업무복합시설 신축공사(사례 7)	53
5. 결론	57
참고문헌	58
감사의 글	61

List of Tables

Table 2.1 Magnitude of wall rotation to reach active and passive earth pressures(Canadian Geotechnical Society, 2006)	9
Table 2.2 Distinction of long and short piles	10
Table 3.1 Details of raker in design standard and specifications	13
Table 3.2 Details of raker in design standard and specifications(KCS)	15
Table 3.3 Details of raker in design standard and specifications(KDS)	15
Table 3.4 Magnitude of wall rotation to reach active and passive earth pressure(Canadian Geotechnical Society, 2006)	16
Table 3.5 Friction coefficient of ground	20
Table 3.6 Characteristics of design software for temporary structure	22
Table 4.1 Design case summary of raker	27
Table 4.2 Design condition(case 1)	28
Table 4.3 Design condition(case 2)	33
Table 4.4 Design condition(case 3)	37
Table 4.5 Design condition(case 4)	41
Table 4.6 Design condition(case 5)	45
Table 4.7 Design condition(case 6)	49
Table 4.8 Design condition(case 7)	53

List of Figures

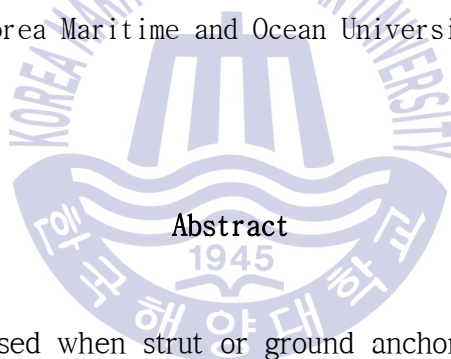
Fig. 1.1 A typical raker system	1
Fig. 2.1 Rankine's active earth pressure(Lee, 2003)	4
Fig. 2.2 Rankine's passive earth pressure(Lee, 2003)	7
Fig. 2.3 Effect of deformation on earth pressure in cohesionless materials (Korean Geotechnical Society, 2015)	8
Fig. 2.4 Soil reactions and bending moments for short pile under horizontal load in cohesionless soil	12
Fig. 2.5 Soil reactions and bending moments for short pile under horizontal load in cohesive soil	12
Fig. 3.1 Acting forces of kicker block	18
Fig. 3.2 Acting forces of kicker block and pile	21
Fig. 3.3 Computational example of passive earth pressure in GeoX	23
Fig. 4.1 Photo of collapse in Mokpo(NEWSis, 2014)	25
Fig. 4.2 Acting direction of raker	25
Fig. 4.3 Photo of collapse in Jeju(jejusori, 2013)	26
Fig. 4.4 Design section(case 1)	28
Fig. 4.5 Computation results of kicker block in case 1(a)	29
Fig. 4.5 Computation results of kicker block in case 1(b)	30
Fig. 4.5 Computation results of kicker block in case 1(c)	31
Fig. 4.5 Computation results of kicker block in case 1(d)	32
Fig. 4.6 Design section(case 2)	33
Fig. 4.7 Computation results of kicker block in case 2(a)	34
Fig. 4.7 Computation results of kicker block in case 2(b)	35
Fig. 4.7 Computation results of kicker block in case 2(c)	36
Fig. 4.8 Design section(case 3)	37
Fig. 4.9 Computation results of kicker block in case 3(a)	38

Fig. 4.9 Computation results of kicker block in case 3(b)	39
Fig. 4.9 Computation results of kicker block in case 3(c)	40
Fig. 4.10 Design section(case 4)	41
Fig. 4.11 Computation results of kicker block in case 4(a)	42
Fig. 4.11 Computation results of kicker block in case 4(b)	43
Fig. 4.11 Computation results of kicker block in case 4(c)	44
Fig. 4.12 Design section(case 5)	45
Fig. 4.13 Computation results of kicker block in case 5(a)	46
Fig. 4.13 Computation results of kicker block in case 5(b)	47
Fig. 4.13 Computation results of kicker block in case 5(c)	48
Fig. 4.11 Computation results of kicker block in case 4(d)	48
Fig. 4.14 Design section(case 6)	49
Fig. 4.15 Computation results of kicker block in case 6(a)	50
Fig. 4.15 Computation results of kicker block in case 6(b)	51
Fig. 4.15 Computation results of kicker block in case 6(c)	52
Fig. 4.16 Design section(case 7)	53
Fig. 4.17 Computation results of kicker block in case 7(a)	54
Fig. 4.17 Computation results of kicker block in case 7(b)	55
Fig. 4.17 Computation results of kicker block in case 7(c)	56

A Study on Passive Resistance of Raker Support System

Hwang, Geum Jae

Department of Civil and Environmental Engineering
Graduate School of Maritime Industry Studies
Korea Maritime and Ocean University

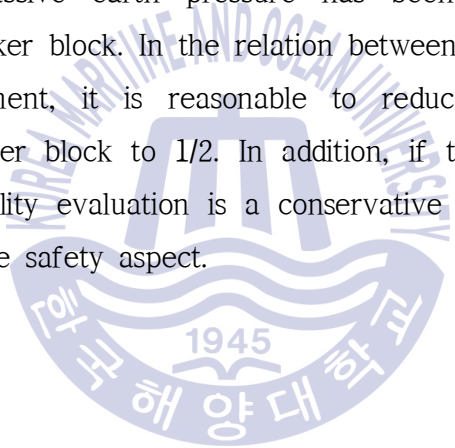


Abstract

Raker method is used when strut or ground anchor is difficult to apply, and when the depth of excavation is shallow. However, current design standards of the raker method lack criteria for evaluation of the earth pressure acting on the kicker block, so it is not always safe during construction. In other words, there is no proper applicable standard for evaluation of passive earth pressure. Therefore, geotechnical designers have a different view on the design of the raker system to evaluate the passive pressure of the Kicker block. For this reason, some raker system adopted in the field becomes unstable due to large displacement which often causes catastrophic disaster.

Earth pressure theory is plastic equilibrium state theory. The active earth pressure is the earth pressure when the soil is in plastic state due to decrease of horizontal force of soil. On the other hand, the passive earth pressure is the earth pressure when the soil is in plastic state because of the increase horizontal force of soil. Passive displacement which induces the passive earth pressure is larger than the active displacement. Therefore, it is unreasonable to apply the calculated passive earth pressure fully on the kicker block regarding stability evaluation.

The results of the review on the current design standards show that 50% or 100% of the passive earth pressure has been applied to stability evaluation of the kicker block. In the relation between passive displacement and active displacement, it is reasonable to reduce the passive earth pressure on the kicker block to 1/2. In addition, if the soil has cohesion, applying $c=0$ to stability evaluation is a conservative assumption on active earth pressure for the safety aspect.



제 1 장 서 론

1.1 연구의 배경

도심 집중현상으로 노후 주택가의 주거환경개선사업과 빌딩 재건축 등이 도심지에서 시행되고 있다. 현재, 도심지에서 건설사업을 진행하기 위해서는 제한된 부지를 최대한 활용하여야 하는데, 구조물 건설을 위한 지하 터파기의 경우 부지의 여유가 충분하고 인접한 구조물 등이 없는 경우에는 자연비탈면을 형성하는 Open cut 형식의 터파기 공법이 가장 경제적이고 안정적이지만 도심지 공사에서는 사용 부지의 제한으로 적용이 어려워 현장여건에 적합한 다양한 가시설 공법이 사용되고 있다.

다양한 흙막이 가시설 공법 중 Fig. 1.1은 레이커(raker) 공법을 나타낸 것이다. Fig. 1.1처럼 흙막이 벽체에 작용하는 토압 등의 하중이 레이커(raker)를 따라 경사방향으로 굴착저면에 설치된 지지체(kicker block과 pile)로 전달하고 지지블록(kicker block)의 수동토압 저항과 지지말뚝(pile)의 수평저항력으로 가시설 벽체를 지지하는 구조이다. 레이커 공법은 터파기 심도가 얇고, 인접한 부지에 지장물이 있어 부지 점용이 어려우며 버팀(strut)공법을 적용하기 힘든 경우에 많이 사용되고 있다. 그러나 현 설계기준은 레이커 공법에 대한 설계법 등이 마련되어있지 않다. 그래서 설계자 마다 다르게 설계하는 사례가 잦다. 이로 인하여 레이커 공법 시공 현장에서 종종 흙막이 벽체에 대변위가 발생하여 경제적 손실과 인명 피해를 겪고 있는 실정이다(한국건설기술연구원, 2016).

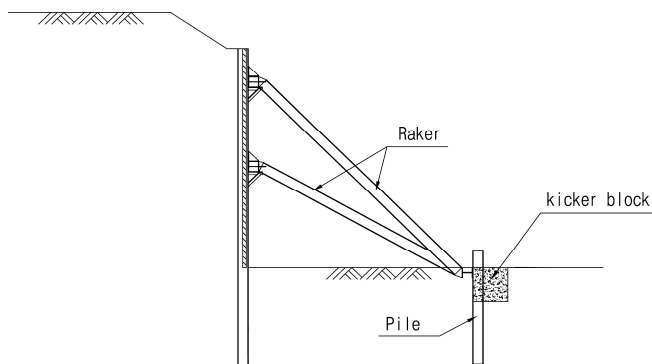


Fig. 1.1 A typical raker system

1.2 연구의 내용 및 목적

지하 터파기 가시설 공법 중 하나인 레이커 공법은 주로 터파기심도가 낮고 인접한 부지의 지하를 임시적으로 점용할 수 없거나 지중에 설치된 지장물 등으로 앵커 등을 사용할 수 없는 흙막이 가시설 현장에서 많이 시공되고 있다.

그러나, 현재의 설계기준서 등에는 레이커(raker)공법의 안정성 검토방법에 대한 상세한 기준이나 시공기준이 마련되어있지 않다. 또한 레이커 공법에 대해 언급되어있는 기준서 등에서도 용어에 대한 정립이 없어 레이커의 기준서마다 명칭을 다르게 표현하고 있는 실정이다.

특히 레이커 공법에서 가장 중요한 지지체(kicker block과 pile)에 작용하는 토압계산에 대한 명확한 기준이 없어 설계서마다 기술자의 판단에 따라 서로 다르게 적용하고 있어 때론 안전측 설계가 되기도 하고, 때론 불안전측의 설계가 되기도 하는 등 설계 때부터 불안전성을 내포하고 시공에 들어가는 경우가 종종 있다. 이로 인하여 레이커 공법이 적용된 가시설 현장에서 종종 흙막이 벽체에 대변위가 발생하여 사회적 손실을 겪고 있는 것이 사실이다(한국건설기술연구원, 2016).

이에 본 연구에서는 레이커 공법의 지지체와 관련하는 사고사례를 분석하였으며, 레이커 공법과 관련된 현재의 설계기준 및 시방기준의 내용을 검토하였다. 그리고 실제 수행된 레이커 공법의 설계사례를 분석하여 레이커 지지체의 안정성 검토시 적용된 수동토압과 점착력이 고려되었을 때의 주동토압을 어떻게 적용하였는지에 대한 경향을 파악하였다. 이러한 분석 결과를 바탕으로 설계시 지지블록(kicker block)에 적용해야하는 수동토압의 크기와 점착력이 있는 점토질 흙에서 주동토압을 계산하는 경우 점착력 항을 어떻게 고려하여야 하는지에 대하여 제시하고자 하였다.

제 2 장 이론적 배경

2.1 주동토압과 수동토압

토압론은 소성평형상태(plastic equilibrium) 이론이다. 주동토압은 흙입자의 수평력이 점점 작아져서 흙입자가 파괴상태(소성상태)에 이르게 될 때의 토압을 의미하고, 수동토압의 경우는 반대로 수평력이 점점 커져서 파괴상태에 이르게 될 때의 토압들을 의미한다. 파괴직전에서의 평형이론이라는 의미에서 이를 소성평형이라 한다(Lee, 2003).

토압을 계산하기 위한 다양한 토압이론들이 존재하나, 흙막이 벽체의 구조계산에서는 일반적으로 안전측의 설계를 위하여 Rankine 토압으로 계산을 수행하므로 Rankine의 주동토압과 수동토압에 관한 기본적인 내용을 다음에 정리하였다.

2.1.1 Rankine의 주동토압

Fig. 2.1(a)와 같이 흙입자의 초기응력이 σ_v, K_0, σ_h 일 때 AB면 왼쪽을 절취하여 AB면이 왼쪽으로 밀려나가면(A'B'면) 흙입자의 수평력은 점점 감소하여 Fig. 2.1(b)의 Mohr원에서 응력원이 Mohr-Coulomb 파괴포락선을 만날 때에 이르러 주동상태의 응력 σ_a 가 된다. 파괴포락선을 만나면 이미 소성상태에 이르렀기 때문에 더 이상 응력이 감소할 수 없다(Lee, 2003).

σ_a 를 Fig. 2.1(b)의 Mohr원을 이용하여 구하면 식 (2.1)과 같다(Das, 1994).

$$\sin\phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO+OC} = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}}{c \cdot \cot\phi + \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2}} \quad (2.1)$$

위 식을 σ_a 에 관해 정리하면 식 (2.2)로 표현된다.

$$\sigma_a = \sigma_v \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} - 2c \frac{\cos\phi}{1 + \sin\phi} \quad (2.2)$$

여기서, $\sigma_v = \gamma z$,

$$\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right), \quad \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

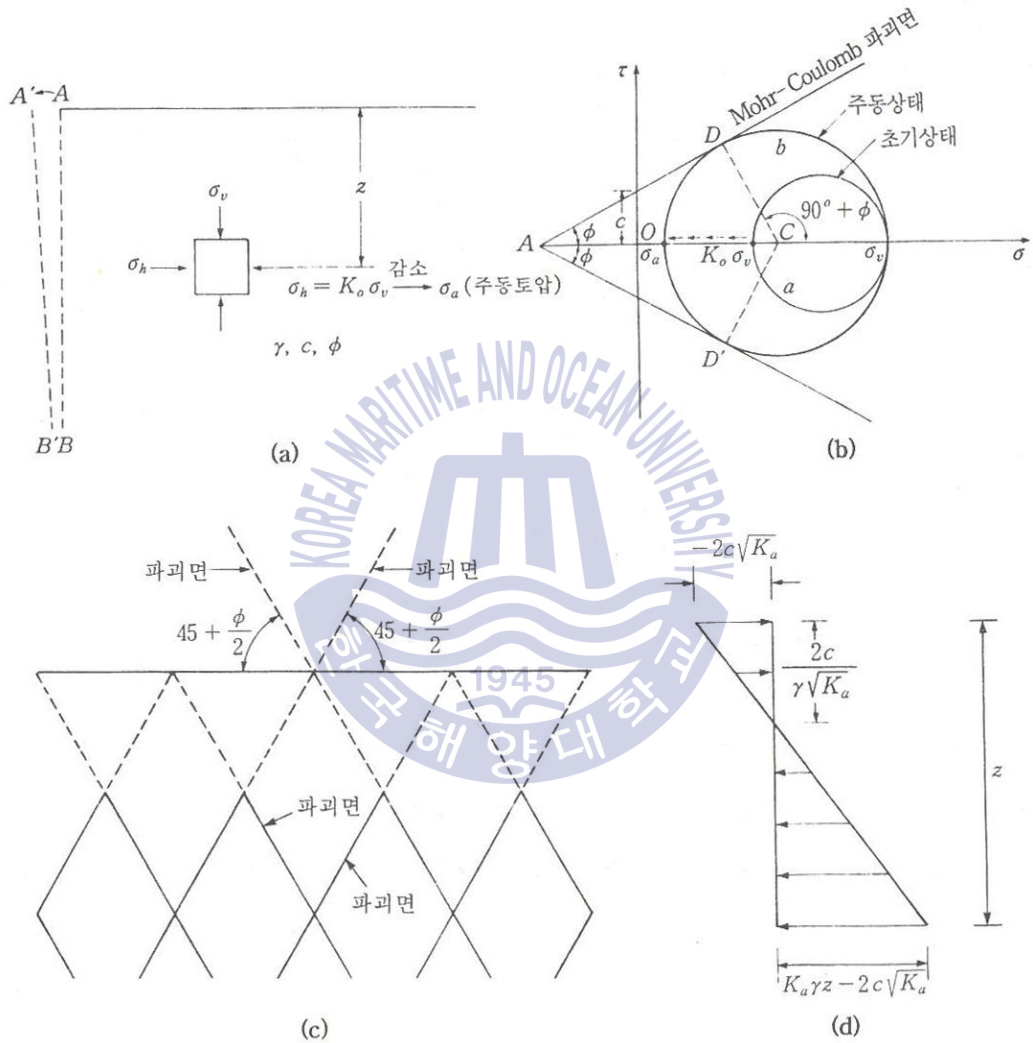


Fig. 2.1 Rankine's active earth pressure(Lee, 2003)

다시정리하면 σ_a 는 식 (2.3)과 같다.

$$\sigma_a = \gamma z \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.3)$$

만일, 지반이 점착력이 없는 $c = 0$ 인 모래라면 식 (2.4)로 표현가능하다.

$$\sigma_a = \gamma z \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \sigma_v \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.4)$$

이때, Rankine의 주동토압계수(coefficient of rankine's active earth pressure) K_a 는 식 (2.5)와 같이 표시된다.

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.5)$$

그리고 주동토압은 다음 식 (2.6)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_a = K_a \sigma_v - 2c \sqrt{K_a} \quad (2.6)$$

2.1.2 Rankine의 수동토압

Fig. 2.2(a)와 같이 AB면을 그림의 오른쪽으로 밀면(A'B'면) 흙입자는 수평력이 점점 증가하여 Fig. 2.2(b)에서 초기수평응력 $K_0 \sigma_v$ 에서 σ_p 까지 증가하면 파괴포락선과 D, D' 점에서 만나게 된다. 이때 수평응력 σ_p 를 수동토압이라고 하면 σ_p 는 모아원으로 부터 구할 수 있다. Fig. 2.2(b)에서 $K_0 < 1.0$ 이라면, 초기에는 수평응력이 최소주응력이 되나 수동토압 작용 시에는 최대주응력으로 변한다(Lee, 2003).

Fig. 2.2(b)의 Mohr원을 이용하면 식 (2.7)과 같다.

$$\sin\phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO+OC} = \frac{\frac{\sigma_p - \sigma_v}{2}}{c \cdot \cot\phi + \frac{\sigma_p + \sigma_v}{2}} \quad (2.7)$$

이식을 정리하여 σ_p 에 관하여 나타내면 식 (2.8)과 같고(Das, 1994),

$$\begin{aligned}\sigma_p &= \sigma_v \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \\ &= \gamma z \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)\end{aligned}\quad (2.8)$$

사질토의 경우 $c = 0$ 이므로 식 (2.9)와 같이 표현된다.

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.9)$$

이때, Rankine의 수동토압계수(coefficient of rankine's passive earth pressure) K_p 는 식 (2.10)과 같이 표시된다.

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.10)$$

그러므로, 수동토압은 식 (2.11)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_p = K_p \sigma_v + 2c \sqrt{K_p} \quad (2.11)$$

그리고 Rankine의 주동토압계수와 수동토압계수 사이에는 역수의 관계가 있으며 식 (2.12)와 같다.

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{1}{K_p} \quad (2.12)$$

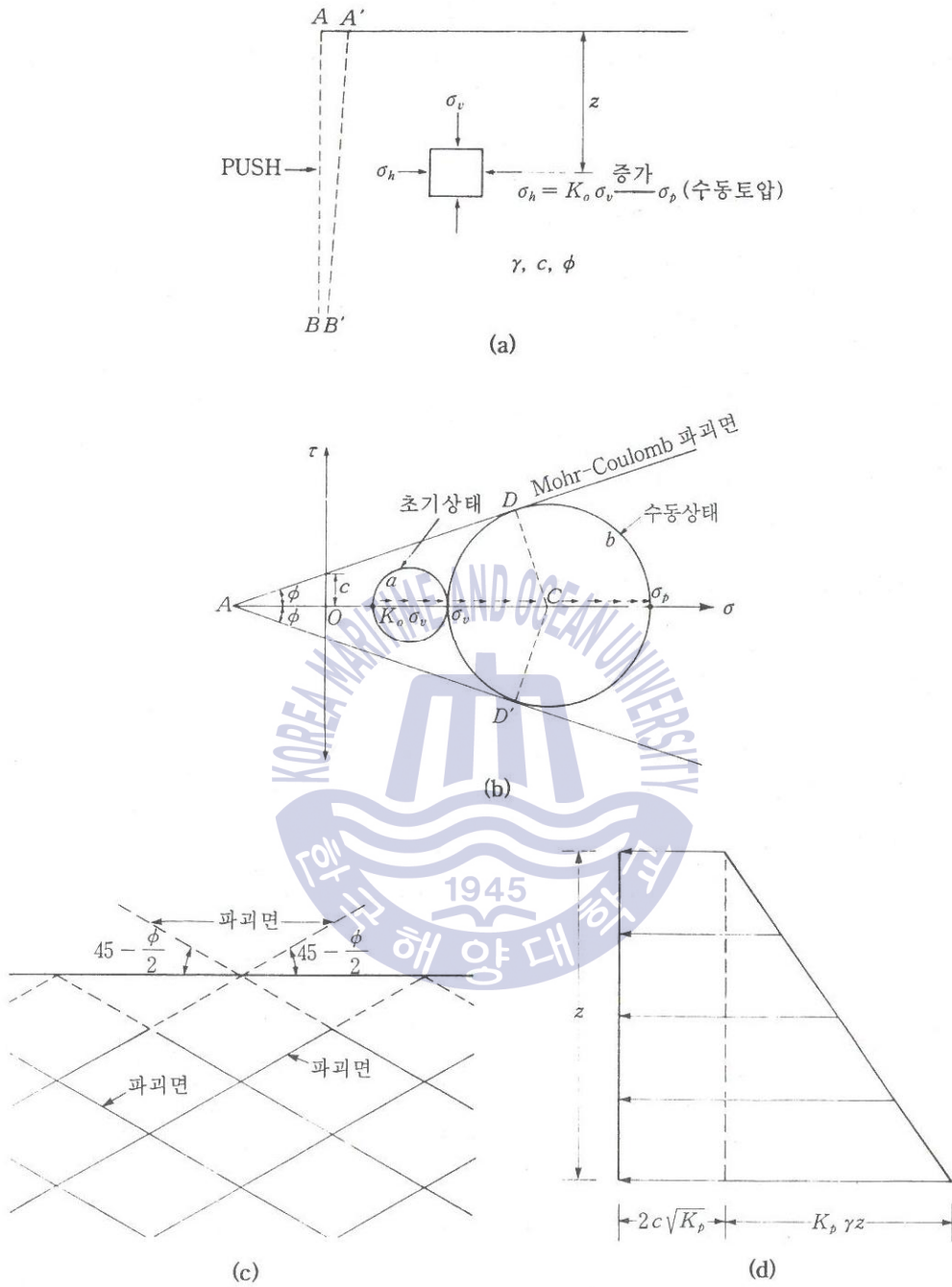


Fig. 2.2 Rankine's passive earth pressure(이인모, 2003)

2.2 토압과 변위의 관계

벽체가 움직여서 흙이 횡방향으로 팽창된다면 이것을 주동 상태라고 하고, 압축된다면 수동 상태라고 한다. 주동토압과 수동토압은 벽체의 변위가 충분히 커서 정지 상태에서부터 주동 또는 수동 상태가 되어 벽체의 회전으로 파괴에 이르렀다면 이때의 변위의 크기는 Table 2.1(Canadian Geotechnical Society, 2006)에 나타난 바와 같으며 점성토 일수록 극한 상태에 이르는 회전변위가 크고, 수동 상태는 주동 상태보다 훨씬 큰 변위에서 발생한다는 사실을 알 수 있다. Fig. 2.3(Korean Geotechnical Society, 2015)은 느슨한 모래와 촘촘한 모래에 대해 시험한 변위와 토압계수의 관계를 나타내고 있는데, 느슨한 모래는 벽체가 정지 상태에서부터 벽체 앞쪽으로 변위되면서 토압계수는 현저히 감소되나, 촘촘한 모래에서는 일단 감소되었다가 다시 증가한다. 촘촘한 모래의 이와 같은 현상은 체적의 팽창(dilation)과 관련이 있기 때문이다. 반면 벽체가 뒤쪽으로 밀릴 때에는 토압계수가 크게 증가하는데 이로서 수동 상태의 토압계수는 주동 상태에 비해 현저히 크다는 사실을 알 수 있다(Kim et al., 2013).

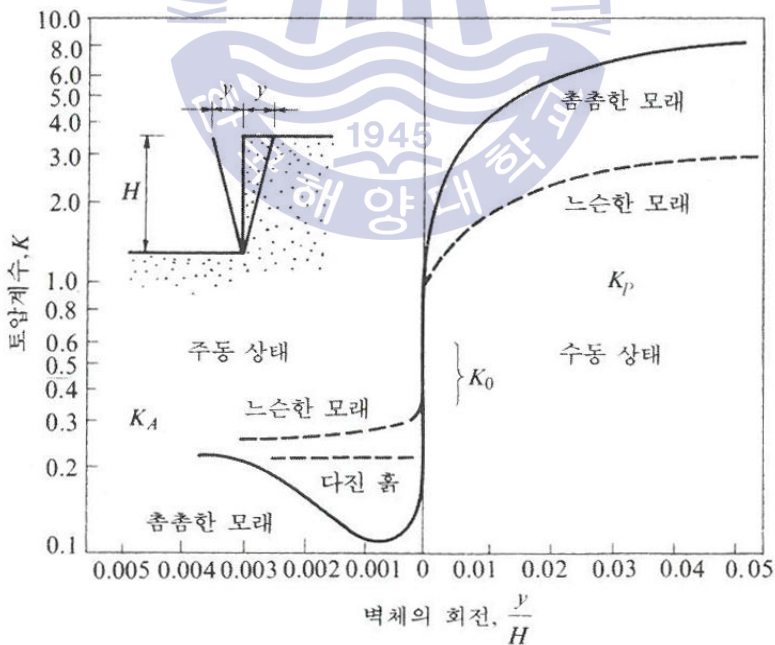


Fig. 2.3 Effect of deformation on earth pressure in cohesionless materials(Korean Geotechnical Society, 2015)

Table 2.1 Magnitude of wall rotation to reach active and passive earth pressures(Canadian Geotechnical Society, 2006)

Soil Type	Rotation, y/H	
	Active	Passive
Dense cohesionless	0.001	0.02
Loose cohesionless	0.004	0.06
Stiff cohesive	0.010	0.02
Soft cohesive	0.020	0.04

y : horizontal displacement, H : height of wall

2.3 말뚝의 수평저항력

수평력을 받은 말뚝은 말뚝과 지반 중에 무엇이 먼저 움직이는냐에 따라서 주동말뚝과 수동말뚝으로 분류된다. 주동말뚝은 말뚝머리에 수평력이 재하되어 말뚝이 먼저 변형함에 따라서 말뚝주변지반이 저항하게 되고 수평력이 지반에 전달되며, 수동말뚝은 말뚝주변 지반에 성토나 절토 등으로 말뚝의 주변 지반이 먼저 변형을 일으켜 말뚝에 측방토압을 작용하는 경우이다.

흙막이 벽체의 지지형식에서 경사고임대를 적용하는 경우 흙막이 벽에서 발생하는 토압 등의 수평하중이 전달되는 경사고임대는 굴착층의 지반에 설치된 지지블록(kicker block)과 지지말뚝(pile)에 의해 지지된다. 이때 흙막이 벽체에서 발생된 하중은 경사고임대를 통해 직접 지지말뚝의 두부로 전달되어 지지말뚝(pile)은 주동말뚝이 된다(Korean Geotechnical Society, 2015).

수평력을 받는 주동말뚝의 수평저항력(또는 수평지지력)을 산정하는 방법에는 극한평형법과, 지반반력법 등이 있으며, 극한평형법은 말뚝을 탄성보로 가정하여 해석하는 방법으로 대표적인 해석법에는 Broms의 방법이 있다. 지반반력법은 말뚝을 탄성지반에 지지된 보라고 가정하여 땅속에 묻힌 말뚝의 휨변형에 관한 기본방정식을 푸는 것이다.

본 연구에서는 말뚝수평저항력 산정의 대표적인 방법이며, 경사고임대의 지지말뚝 설계실무에서 사용하고 있는 Broms의 극한평형법에 대하여 설명한다.

2.3.1 극한평형법

극한평형법의 대표적인 해법인 Broms(1964)의 해법에서 Broms는 횡하중을 받는 연직말뚝을 긴 말뚝과 짧은 말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태를 가정하고 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입 깊이를 구하는 설계법을 제안하였다. Broms의 해법은 흙의 전단강도와 토압계수를 고려하기 때문에 실용적이며, 지반을 점성토와 사질토로 나누어 각기 다른 형태로 횡방향 저항력을 산정하였다(Cho, 2010).

말뚝의 길이 판정은 말뚝 및 지반의 강성과 반력 조건에 따라 산정되는데 긴 말뚝과 짧은 말뚝의 구별은 Table 2.2(Korean Geotechnical Society, 2015)와 같다.

Table 2.2 Distinction of long and short piles

Condition	Cohesive	Cohesionless
Short pile	$\beta \cdot L \leq 2.25$	$\eta \cdot L < 2.0$
Middle pile	-	$2.0 \leq \eta \cdot L \leq 4.0$
Long pile	$\beta \cdot L \geq 2.245$	$\eta \cdot L > 4.0$

Table 2.2에서 나타낸 β 와 η 는 다음의 식 (2.13)과 식 (2.14)로 구할 수 있다.

$$\beta = \left(\frac{k_h \cdot B}{4 \cdot E \cdot I} \right)^{\frac{1}{4}} (m^{-1}) \quad (2.13)$$

$$\eta = \left(\frac{n_h}{E \cdot I} \right)^{\frac{1}{5}} (m^{-1}) \quad (2.14)$$

여기서, L : 말뚝길이

k_h : 지반반력계수(kN/m^3)

n_h : 지반반력계수의 깊이방향 증가율에 말뚝직경 D 를 곱한 값(지반반력상수, kN/m^3)

B : 말뚝직경 또는 폭(m)

E : 말뚝의 탄성계수(kN/m^2)

I : 말뚝의 단면2차 모멘트(m^4)

상기의 Table 2.2와 식 (2.13), 식 (2.14)를 이용하여 지반조건에 따른 말뚝의 길이를 판별한 후 Broms가 제안한 말뚝길이와 지반조건에 따른 말뚝의 수평저항력 산정식을 선택하여 말뚝의 수평저항력을 계산한다.

2.3.2 Broms방법

Broms 방법은 문제를 단순화하기 위하여 다음과 같은 몇 가지 가정을 하고 있다.

- ① 짧은 말뚝과 긴 말뚝 모두에 적용 가능하다.
- ② 순수 점성토 지반($\phi=0$) 또는 순수 사질토 지반($c=0$)에만 적용 가능하다.
- ③ 말뚝머리의 구속조건이 자유와 회전구속 모두에 적용가능하다.

이상과 같은 가정의 Broms 방법으로 점성토지반과 사질토지반에서 그리고 짧은 말뚝과 긴 말뚝에 대하여 말뚝머리고정과 말뚝머리자유 조건으로 다양한 말뚝의 수평저항력 산정이 가능하다. 하지만 경사고임대의 지지체인 지지말뚝은 거의 대부분이 짧은 말뚝에 해당되고, 지지블록(kicker block)과 함께 시공되어 말뚝두부 구속조건이 되므로 본 논문에서는 Broms의 해법 중 짧은 말뚝이고 말뚝머리 고정조건에서 사질토와 점성토에 대하여 정리하였다(Korean Geotechnical Society, 2002).

- (1) 짧은 말뚝이며 말뚝머리구속인 사질토지반에서의 수평저항력(H_u)

Fig. 2.4에 사질토지반 내 말뚝머리고정에서 짧은 말뚝의 거동형태와 수평지반반력분포 및 휨모멘트 분포가 나타나 있다. 이러한 말뚝은 단순히 수평 이동형태로 파괴가 발생하므로 수평방향 평형조건으로부터 다음 식 (2.15)을 유도할 수 있다.

$$H_u = \frac{3}{2} \times K_p \times \gamma_t \times D \times L^2 \quad (2.15)$$

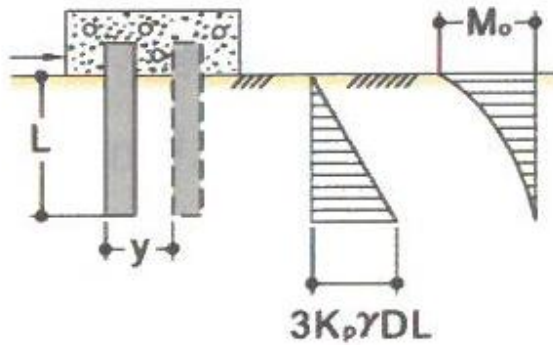


Fig. 2.4 Soil reactions and bending moments for short pile under horizontal load in cohesionless soil(Korean Geotechnical Society, 2015)

(2) 짧은 말뚝이며 말뚝머리구속인 점성토지반에서의 수평저항력(H_u)

Fig. 2.5에 점성토지반 내 말뚝머리고정에서 짧은 말뚝의 거동형태와 수평지반반력분포 및 휨모멘트 분포가 나타나 있다. 이 경우 수평방향 평형조건으로부터 다음 관계식 (2.16)과 같이 나타낼 수 있다.

$$H_u = 9 \times c_u \times D^2 \times \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) \quad (2.16)$$

여기서, D : 말뚝직경 또는 폭, L : 말뚝 근입깊이

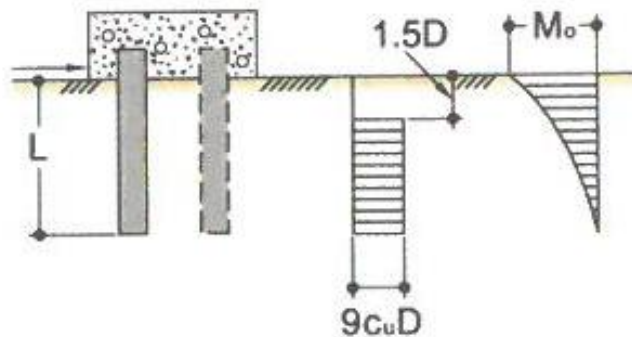


Fig. 2.5 Soil reactions and bending moments for short pile under horizontal load in cohesive soil(Korean Geotechnical Society, 2015)

제 3 장 설계기준 및 설계방법 분석

3.1 설계기준 현황

3.1.1 경사고임대 설계기준 검토

경사고임대는 일단의 벽체에서 발생하는 주동토압을 타단의 지지체에서 발휘되는 수동토압(mobilizing passive earth pressure)으로 저항하는 부재로 지반종류에 따라 발휘되는 토압이 다르고 그에 따라 발생하는 변위의 크기가 달라진다. 하지만 현재 설계기준에는 이러한 내용이 전혀 포함되어 있지 않아 실제 발휘되는 수동측의 토압보다 과하게 수동토압 전부를 산정하여 불안전측의 설계를 하고 있어 가시설 변위 사례가 많이 발생하고 있다. Table 3.1은 현재의 기준 및 시방서에서 수록된 경사고임대 관련 내용을 분석 요약하였으며, 수동토압의 적용에 대한 내용은 기술하고 있지 않다.

Table 3.1 Details of raker in design standard and specifications

기 준	내 용	page
도로설계편람 제7편 지하차도, 2012 (한국도로공사)	흙막이벽을 시공한 다음 그 내측에 비탈면을 남기며 굴착을 실시하여 먼저 시공한 기초구조물에 반력을 가하고 흙막이벽에 래커(경사 버팀보)를 설치하여 굴착을 진행하는 공법이다. 버팀공이 적게 소요되나, 래커 내의 구조물 시공시 공간이 좁고 작업효율이 떨어지는 단점이 있다.	703-3
철도 설계기준 노반편, 2015(한국철도시설공 단)	라. 경사 버팀보(레이커)의 설계 1. 레이커와 띠장의 연결부에는 상향력이 작용하므로 이에 대하여 보강하여야 한다. 2. 레이커를 지지하는 블록은 활동,전도 및 지지력에 대하여 안전하여야 한다.	6-47
건축공사 표준시방서, 2013(국토해양부)	경사버팀대(raker) - 흙막이벽에 경사된 각도로 설치되어 띠장을 직접 지지해주는 압축부재	3-2

Table 3.1 Details of raker in design standard and specifications(continued)

기 준	내 용	page
가설공사 표준시방서, 2014(국토교통부)	1. 경사버팀보(raker)는 기초에 대한 검토와 띠장과의 연결부에서 전단에 대한 검토를 하여야 한다. 2. 경사버팀보(raker)의 길이는 6m를 초과하지 않는 것이 좋으며, 받침기초체(kicker block)가 완성될 때까지는 흙막이 벽체의 변위가 허용범위 내에 있는지를 검토하여야 한다.	95
가설공사 표준시방서, 2006(건설교통부)	버팀보(strut or raker)-흙막이벽에 작용하는 수평력을 지지하기 위하여 경사 또는 수평으로 설치하는 부재.	133
도로설계기준, 2012 (국토해양부)	없 음	
국도건설공사 설계실무요령, 2013 (국토교통부)	없 음	
구조물기초설계기준, 2014(국토해양부)	없 음	

이상과 같이 지금까지의 경사고임대 설계기준은 거의 없는 실정이며, 2016년에 제정된 국가건설기준코드 KCS(표준시방서코드)와 KDS(설계기준코드)의 내용도 Table 3.2, Table 3.3과 같이 미흡한 편이다. Table 3.2에서 KCS에서는 버팀대를 Strut 또는 Raker로 동일 용어를 사용하고 있고, Table 3.3의 KDS 기준 3.3.7절 에서는 경사 버팀대, 레이커 등으로 사용하고 있으므로 용어의 재정립도 요구된다.

Table 3.2 Details of raker in design standard and specifications(KCS)

기 준	내 용	page
KCS 21 30 00 2016 (가설흙막이 공사)	1.3 용어의 정의 버팀대(strut or raker): 흙막이 벽에 작용하는 수평력을 굴착 현장 내부에서 지지하기 위하여 수평 또는 경사로 설치하는 압축 부재.	2
	3.9.2 띠장(wale) (7) 우각부의 띠장은 경사버팀대(raker)에 의한 밀림방지를 할 수 있는 구조로 설치되어야 한다.	18
	3.9.3 버팀대(strut) (10) 수평면과 경사로 설치되는 경사버팀대(raker)는 이미 설치 되어 있는 연결버팀대에 무리한 하중이 작용하지 않는 방 법으로 시공하여야 하며, 수평면에 대해 60° 이내가 되도록 하여야 한다.	19

Table 3.3 Details of raker in design standard and specifications(KDS)

기 준	내 용	page
KDS 21 30 00 2016 (가설 흙막이 설계기준)	3.3.7 경사 버팀대(레이커)의 설계 (1) 레이커와 띠장의 연결부에는 상향력이 작용하므로 이에 대 하여 보강하여야 한다. (2) 레이커를 지지하는 블록 또는 말뚝은 활동, 전도 및 지지 력에 대하여 안전하여야 한다. (3) 레이커를 지지하는 블록 또는 말뚝에서의 수동토압에 의한 반력은 주동변위와 수동변위를 고려하여 정하여야 한다. (4) 흙막이벽체의 큰 변위가 우려되는 경우에는 지지기능이 확 보되는 데 시일이 소요되는 콘크리트 블록에 의한 지지방식 은 충분히 검토하여 적용토록 한다.	12

3.1.2 옹벽 설계기준 검토

Kicker block의 안정성 검토방법과 유사한 구조물기초 설계기준 해설(2015)의 제6장 옹벽부분을 참고하여 보면 ‘수동토압을 발생시키는 변위가 주동토압을 발생시키는 변위보다 크다’ 라고 되어 있으며 Table 3.4를 제시하고 있다. 그리고, “활동에 대한 안전율은 1.5이상으로 한다. 다만, 옹벽 전면 흠에 의한 수동토압을 활동저항력에 포함할 경우의 안전율은 2.0이상으로 한다.” 라고 기재 되어 있다(Korean Geotechnical Society, 2015).

Table 3.4 Magnitude of wall rotation to reach active and passive earth pressure(Canadian Geotechnical Society, 2006)

Soil Type	Rotation, y/H	
	Active	Passive
Dense cohesionless	0.001	0.02
Loose cohesionless	0.004	0.06
Stiff cohesive	0.010	0.02
Soft cohesive	0.020	0.04

y : horizontal displacement, H : height of wall

또한, 구조물기초 설계기준 해설(2015)의 p.477을 참고하면 옹벽저판은 지표 하 최소 1m이상 깊이에 설치할 것을 강조하고 있고 이 깊이에서 발생하는 수동토압의 저항은 고려하지 않는 것으로 하여 안전측 설계로 유도하고 있는데 이유는 다음과 같다.

- ① 수동토압이 발생하기 위해서는 상당한 옹벽의 변위가 필요하다.
- ② 우수나 유수에 의하여 옹벽 앞굽 주변의 흠이 세굴될 수 있다.
- ③ 옹벽 앞굽 주변은 되메움한 흠으로서 초기에는 충분한 강도를 기대하기 곤란하다.

이상과 같이 수동토압을 고려하기 위해서는 변위도 함께 고려하여 신중한 판단이 필요하나, 경사고임대의 설계 시에는 지지체(지지블록과 지지말뚝)에 작용하는 수동토압에 대한 신중한 고려가 이루어지지 않고 있다.

3.2 경사고임대 설계방법

3.2.1 경사고임대 지지체 설계순서

경사고임대의 계산방법 및 순서에 대해서 설계기준에 명확히 제시되어있지는 않지만 Table 3.3의 KDS(설계기준코드)에는 “(2) 레이커를 지지하는 블록 또는 말뚝은 활동, 전도 및 지지력에 대하여 안전하여야 한다.” 라고 명시되어있다.

경사고임대 안정성 검토를 위한 토압 계산에는 다양한 토압이론들이 존재하나, 실무에 주로 적용되는 흙막이 벽체의 구조계산에서는 일반적으로 안전측의 설계를 위하여 Rankine 토압이론을 사용하고 있으며, Rankine의 토압이론으로 구한 주동토압과 수동토압을 이용하여 경사고임대 지지체의 안정성 검토에 적용하고 있다.

다음은 경사고임대 지지체의 계산순서를 간략하게 나타내었다.

① 굴착 단계별 흙막이 벽체의 탄, 소성해석을 수행하여 흙막이 벽체에서 경사고임대에 작용하는 굴착단계 중 최대 수평 반력값을 선정한다.

② 선정된 최대 수평 반력값을 경사고임대의 설치각도를 고려하여 경사고임대 지지체의 지지점에 작용하는 경사반력으로 환산한다.

③ 지지블록(kicker block)에 작용된 경사고임대의 경사반력을 수평분력과 수직분력으로 분리하고 경사고임대 지지블록(kicker block)에 작용하는 주동토압과 수동토압 그리고 블록의 자중을 계산한다.

④ 지지블록(kicker block)의 활동안정성 검토 시 활동력 성분은 지지블록에 작용하는 경사버팀대 반력의 수평분력과 지지블록에 작용하는 주동토압이며 저항력 성분은 경사고임대 수직분력과 지지블록 자중의 합에 마찰계수를 곱한 마찰 저항력과 수동토압이므로 이 두 성분을 나누어 활동에 대한 검토를 수행한다. 통상 활동에 대한 안전율은 가설구조물 이므로 1.2를 적용한다.

⑤ 만약, 지지블록(kicker block)만으로 활동에 대해 안전하지 못할 경우 지지말뚝을 설치하여 수평저항력을 증가시키는데 지지말뚝의 수평저항력은 Broms의 방법을 사용하여 계산하고 활동 검토 시 저항력에 추가하여 활동에 대한 안

정성을 확보할 수 있도록 한다.

⑥ 지지블록(kicker block)만으로 활동에 안전한 경우에는 지지블록(kicker block)의 전도에 대한 검토를 추가적으로 수행하며 저항모멘트는 블록의 자중, 경사고임대 수직분력, 수동토압이며 전도모멘트는 경사고임대의 수평분력, 주동토압이 된다. 전도에 대한 안전율 역시 일반적으로 1.2를 사용한다.

⑦ 지지력에 대한 검토는 일반적인 기초의 지지력검토 방식을 따른다.

레이커 지지체(지지블럭과 지지말뚝)의 설계를 위한 순서는 통상 위와 같으며 본 연구에서는 경사고임대 지지체의 안전성 검토 시 수동토압을 이용하는 활동과 전도에 대한 내용만 다루기로 하며 다음 절에서 설명하였다.

3.2.2 지지블록의 안정성검토

지지블록(kicker block)만으로 경사고임대를 지지하는 경우 활동과 전도에 대한 안정성검토를 수행하여야 한다. 아래 Fig. 3.1은 지지블록(kicker block)만으로 경사고임대를 지지한 경우에 대하여 블록에 작용하는 힘의 성분과 규격 성분을 나타내었다.

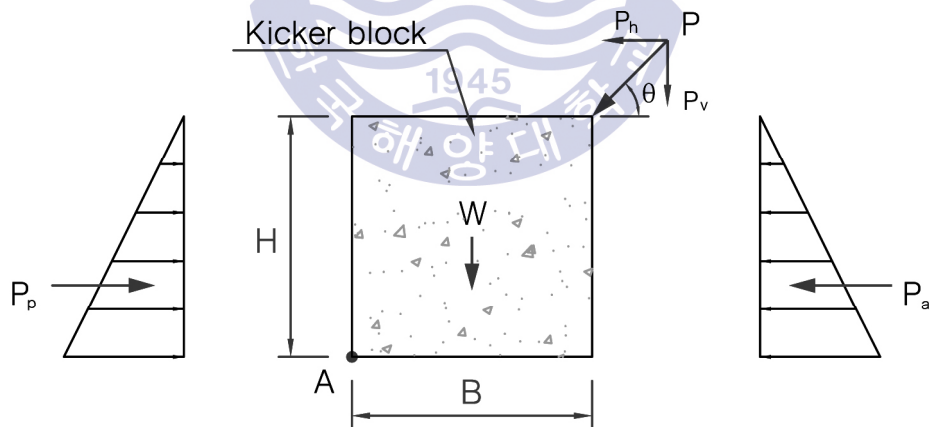


Fig. 3.1 Acting forces of kicker block

Fig. 3.1에서 H 는 블록의 높이, B 는 블록의 폭, W 는 블록의 자중, P 는 경사고임대 반력, P_v 는 경사고임대 반력의 수직분력, P_h 는 경사고임대 반력의 수평분력, θ 는 경사고임대 설치각도, P_a 는 주동토압, P_p 는 수동토압, A 는 전

도 검토를 위한 기준점이다. Fig. 3.1을 기준으로 단위길이 1.0m에 대해 지지블록에 작용하는 힘의 성분을 정리하면 다음의 식들과 같다.

블록의 자중(W)은 식 (3.1)과 같이 구해진다.

$$W = B \times H \times L \times \gamma_c \quad (3.1)$$

여기서, L : 지지블록 연장(일반적으로 1.0m)

γ_c : 무근콘크리트단위중량($\approx 23kN/m^3$)

경사고임대 반력 P 의 수평분력(P_h)과 수직분력(P_v)은 식 (3.2), 식 (3.3)과 같다.

$$P_h = P \cos \theta \quad (3.2)$$

$$P_v = P \sin \theta \quad (3.3)$$

Rankine의 주동토압 산정식은 식 (3.4)과 같다.

$$P_a = 0.5 \times (H - z_c) \times (K_a \times \gamma_t \times H - 2c \times \sqrt{K_a}) \quad (3.4)$$

Rankine의 수동토압은 아래의 식 3.5로 구할 수 있다.

$$P_p = 0.5 \times K_p \times \gamma_t \times H^2 \times B + 2c \times \sqrt{K_p} \times H \times B \quad (3.5)$$

여기서, K_a : 주동토압계수, K_p : 수동토압계수

γ_t : 습윤단위중량, c : 점착력

z_c : 인장균열깊이(점착고, $z_c = \frac{2c}{\gamma_t \sqrt{K_a}}$)

(1) 활동에 대한 안정성 검토방법

앞에서 구한 블록에 작용하는 작용력을 이용하여 다음 식 3.6과 같이 활동에 대한 안정성을 계산한다(Das, 1995). 블록저면의 마찰계수는 지반조건에 따라 Table 3.5(Korean Geotechnical Society, 2015)에 나타내었다. 그리고 수동토압에 곱해지는 토압감소계수 R 은 설계자에 따라 적용값이 다르며 감소계수를 사용하지 않거나 0.5를 많이 사용하고 있으며 별다른 기준은 없다.

$$F.S_{(sliding)} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{(W + P_v)f_r + P_p \times R}{P_h + P_a} \geq 1.2 \text{ (안정)} \quad (3.6)$$

여기서, $\sum F_R$: 수평저항력의 합, $\sum F_d$: 수평작용력의 합

f_r : 마찰계수(Korean Geotechnical Society, 2015 p478).

R : 토압감소계수

Table 3.5 Friction coefficient of ground(Korean Geotechnical Society, 2015)

Soil type	Interface friction angle, δ	Friction factor, $\tan \delta$
Coarse grained soil not included silt and clay	29°	0.55
Coarse grained soil included silt	24°	0.45
Coarse grained soil included clay	19°	0.35

(2) 전도에 대한 안정성 검토방법

지지블록(kicker block)의 전도에 대한 안정성은 일반적인 옹벽의 전도에 대한 안정성 검토방법과 동일하게 식 3.7에 따라 이루어진다(Das, 1995).

$$F.S_{(overturning)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{W \times a + P_v \times b + P_p \times c}{P_h \times h + P_a \times y} \geq 1.2 \text{ (안정)} \quad (3.7)$$

여기서, $\sum M_R$: 전도모멘트의 합, $\sum M_O$: 저항모멘트의 합

a, b, c, h, y : A점 에서 각 작용점까지의 수직 또는 수평거리

3.2.3 지지블록 + 지지말뚝의 안정성검토

지지블록과 지지말뚝을 함께 적용하여 경사고임대를 지지하는 경우 활동에 대한 안정성 검토를 수행하여야 한다. Fig. 3.2는 지지블록+지지말뚝으로 경사고임대를 지지한 경우에 대하여 블록에 작용하는 힘의 성분과 규격 성분을 나타내었다.

Fig. 3.2에서 H 는 블록의 높이, B 는 블록의 폭, W 는 블록의 자중, P 는 경사고임대 반력, P_v 는 경사고임대 반력의 수직분력, P_h 는 경사고임대 반력의 수평분력, θ 는 경사고임대 설치각도, P_a 는 주동토압, P_p 는 수동토압, H_u 지지말뚝의 수평저항력, L_f 는 지지말뚝의 근입 깊이이다. Fig. 3.2에 나타낸 힘의 성분들 중 앞절의 Fig. 3.1에서 설명한 성분들을 공통된 것은 제외하고 지지말뚝의 수평저항력(H_u)에 대해서 다음과 같이 나타낼 수 있다. 2.3.2절 Broms의 해법에 의한 말뚝의 수평저항력(H_u) 산정공식인 식 (2.15)와 식 (2.16)을 지지말뚝의 수평저항력(H_u)으로 다시 표현하면 사질토지반에서 말뚝두부고정이며, 짧은 말뚝에 대해서는 식 (3.8)로 나타낼 수 있고, 점성토지반에서 말뚝두부고정, 짧은 말뚝에 대해서는 식 (3.9)로 나타낼 수 있다(Korean Geotechnical Society, 2002).

$$H_u = 1.5 \times K_p \times \gamma_t \times D \times L_f^2 \quad (3.8)$$

$$H_u = 9 \times c_u \times D^2 \times \left(\frac{L_f}{D} - 1.5 \right) \quad (3.9)$$

여기서, H_u : 지지말뚝의 수평저항력
 L_f : 지지말뚝의 블록 저면 근입깊이
 D : 말뚝의 폭, c_u : 흙의 비배수전단강도

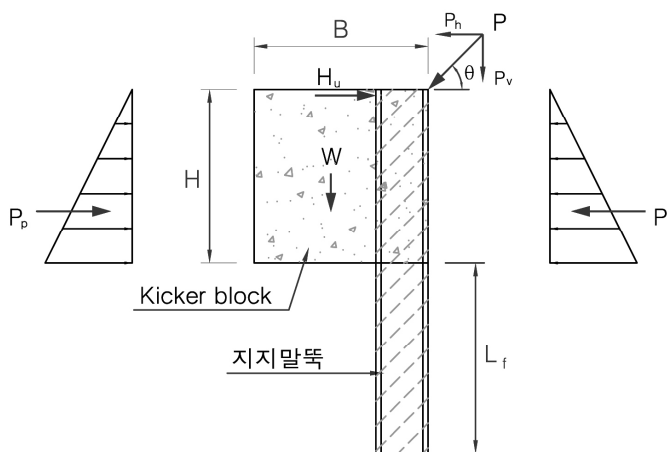


Fig. 3.2 Acting forces of kicker block and pile

(1) 활동에 대한 안정성 검토방법

앞절 식 (3.6)에 식 (3.8) 또는 식 (3.9)로 구한 지지말뚝의 수평저항력(H_u)을 추가하여 식 (3.10)과 같이 말뚝을 고려한 지지체의 활동안정성을 계산한다.

$$F.S_{(sliding)} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{(W + P_v)f_r + (P_p \times R) + H_u}{P_h + P_a} \geq 1.2 \text{ (안정)} \quad (3.10)$$

여기서, $\sum F_R$: 수평저항력의 합, $\sum F_d$: 수평작용력의 합

f_r : 마찰계수(Korean Geotechnical Society, 2015)

H_u : 지지말뚝의 수평저항력, R : 토압감소계수

3.3 설계 소프트웨어

3.3.1 설계 소프트웨어 특징

국내에서 흙막이 가시설 검토에 사용되고 있는 탄·소성해석 소프트웨어는 Table 3.6와 같이 크게 세 종류이다. 모두 탄·소성해석결과를 이용하여 가시설의 단면검토를 수행하며, 각 소프트웨어에서 경사고임대 지지체(지지블록과 지지말뚝)에 대한 수동토압 고려방법은 다음과 같다. 가장 사용이 빈번한 소프트웨어는 Sunex 이나 최근에는 GeoX가 많이 사용되고 있다. Fig. 3.3은 GeoX를 사용하여 계산한 결과이다. 이 예에서는 계산된 수동토압의 1/2을 사용하고 있다.

Table 3.6 Characteristics of design software for temporary structure

Software	Calculation of active earth pressure
GeoX	주동/수동 변위차를 고려하여 1/2 감소하여 적용됨(2015.8월 4.5버전 이후). 탄·소성해석 결과를 이용하여 단면 구조계산서가 자동으로 작성되는 통합 프로그램임
Sunex	경사고임대 지지말뚝 및 지지블록에 대한 검토 수행 안함.
Excave.	탄·소성해석만 수행하는 프로그램으로 해석결과를 이용하여 기술자가 단면에 대한 구조계산을 수행하여야 함

나. 단면력 산정

(1) 콘크리트 중량(W)

$$\begin{aligned} W &= (B \times H - b_1 \times h_1 \times 0.5) \times L \times \gamma_c \\ &= (2,000 \times 2,000 - 0,300 \times 0,300 \times 0,500) \times 1,000 \times 25,000 \\ &= 98,875 \text{ kN} \quad \downarrow \end{aligned}$$

(2) Kicker Block에 작용하는 수동토압

$$\begin{aligned} \text{▶ 수동토압계수}(K_p) &= \tan^2(45 + \phi / 2) \\ &= \tan^2(45 + 33,000 / 2) \\ &= 3,392 \end{aligned}$$

▶ 수동토압(P_p)

$$\begin{aligned} P_p &= 0.5 \times K_p \times \gamma_s \times H^2 \times L + 2c \times \sqrt{K_p} \times H \times L \\ &= 0.5 \times 3,392 \times 19,000 \times 2,000^2 \times 1,000 \\ &\quad + 2 \times 10,000 \times \sqrt{3,392} \times 2,000 \times 1,000 \\ &= 202,571 \text{ kN} \quad \rightarrow \end{aligned}$$

주동변위와 수동변위의 차이를 고려하여 수동토압을 1/2만 고려한다.

$$P_p' = P_p / 2 = 101,286 \text{ kN}$$

Fig. 3.3 Computational example of passive earth pressure in GeoX



제 4 장 사고사례 및 설계사례 분석

4.1 경사고임대 사고사례

4.1.1 목포 ○○○○ 아파트 단지 주차장 붕괴

(1) 사고현황

이 현장은 아파트 신축공사 현장으로 굴착깊이는 약 5~6m, 흙막이 벽체 공법은 C.I.P공법, 지보공법은 경사고임대(raker)공법이 적용되었다. 언론기사에서 붕괴에 대한 원인으로 토압을 제시하였다(NEWSis, 2014).

(2) 사고원인추정

언론기사에는 사고원인을 ‘토압’으로 추정하였으나 사실상 모든 흙막이 붕괴사고의 원인은 토압에서 기인한 것이므로 비전문가의 형식적인 표현에 불과하며, 기술적인 분석에 의한 붕괴원인은 사진 상 자료만으로 살펴보면 다음과 같다. Fig. 4.1 현장 붕괴 사진을 보면 비교적 얕은 굴착임에도 불구하고, 굴착 배면에 고층 건축물, 주차장이 위치하고 있음을 고려하여 벽체공법을 C.I.P 공법으로 설계하여 현황에 적합한 설계를 한 것으로 보여 진다. 붕괴구간 중 일부 경사고임대의 경우는 설치 시의 형상을 그대로 유지하고 있다. 경사고임대의 경우 흙막이 벽체에서 경사고임대로 작용하는 수평력에 대한 경사고임대의 저항력은 경사고임대가 하향 경사를 이루고 있으므로 힘의 방향에 따라 수평력과 상향력이 발생하게 되는데 상향력에 대한 저항부재의 설치가 없는 것으로 보인다. 이를 고려치 않을 경우, Fig. 4.1에서와 같이 접속부에서 띠장과 경사고임대의 이탈이 발생하게 된다. 이 현장과 같이 흙막이 벽체가 C.I.P인 경우 띠장과 경사고임대의 결속은 강하게 할 수 있으나 띠장과 엄지말뚝 사이는 통상 홈메우기 부재가 용접 설치되는데 단순한 현장 용접으로는 경사고임대의 상향력을 지지하기에는 무리가 있는 것이 현실이다. 또한, 일부구간에서는 경사고임대가 원래 형상을 유지하고 있으나 좌측 부분에서는 흙막이 벽체와 경사고임대가 같이 밀린 것이 보인다. 이 부분의 경우 경사고임대를 지지하는 지지블록(또는 지지말뚝)이 활동한 것으로 판단된다.

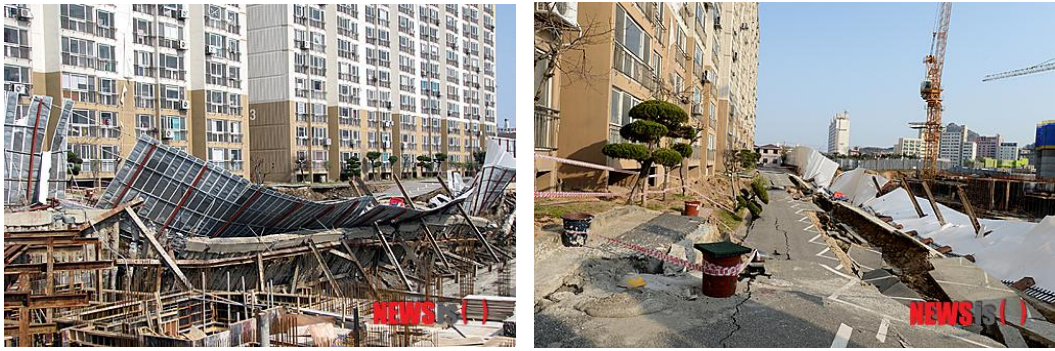


Fig. 4.1 Photo of collapse in Mokpo(NEWSis, 2014)

지지블록(kicker block) 또는 지지말뚝(pile)의 경우 흙막이 벽체에서 발생하는 주동토압이 경사고임대를 통하여 지지블록으로 전달된다. 지지블록에서 발휘되는 수동토압이 벽체에서 발생하는 토압(주동)을 저항하는 역할을 한다. 하지만 Fig. 4.2의 경사고임대에 발생하는 힘의 성분과 것과 같이 주동토압에 상응하는 수동토압이 발휘되기 위해서는 지지블록에서 주동변위보다 큰 충분한 변위가 발생되어야 한다. 흙막이 벽체의 주동토압을 지지하기 위해 지지블록의 반력으로 계산한 수동토압은 큰 변위가 요구되는 Rankine의 수동토압을 전부 보았기 때문에 지지블록 측의 지지능력을 과대평가하는 것이 되어 블록이 밀리는 현상이 발생한 것으로 추정된다.

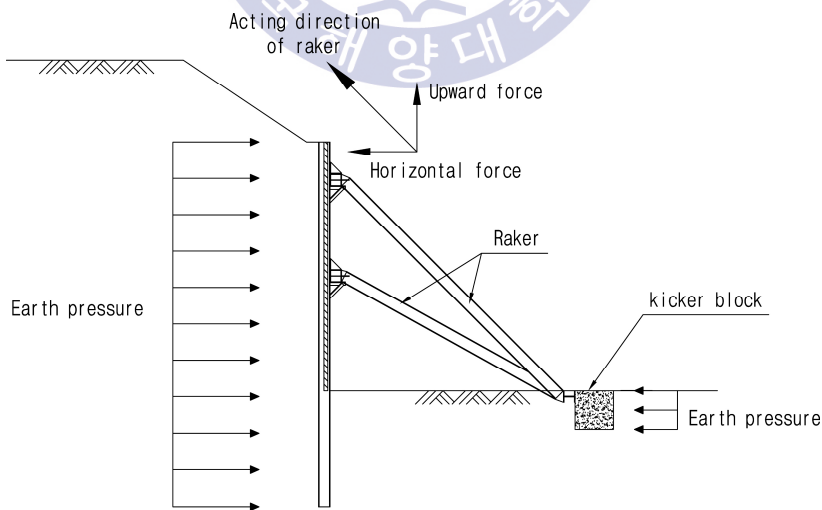


Fig. 4.2 Acting direction of raker

4.1.2 제주 ○○동 원룸신축공사 가시설 붕괴

(1) 사고현황

이 현장은 원룸신축공사 현장으로 흙막이 벽체의 연직 굴착 깊이는 약 6~7m 이고 배면에 상당한 높이의 비탈면이 형성되어 있다. 흙막이 벽체 공법은 H-PILE+흙막이판, 지보공법은 경사고임대(raker)로 적용되어 있다. 언론기사에 따른 붕괴원인은 강우로 인한 지반약화로 제시하고 있다. 붕괴현장은 2012년 3월 재해위험지구로 지정되었으나 정비사업 및 안전진단이 이루어지지 않은 상태에서 무리하게 공사를 진행하였다. 공사 도중 인접건물의 마당 및 벽체에 균열이 발생하여 제주시에서 공사 중지 명령을 내리고 안전진단 이후 보강명령과 함께 공사 중지를 해제하였다. 하지만 공사 중지 해제 후 3일 만에 붕괴가 발생하였다(Jejusori, 2013).

(2) 사고원인추정

Fig. 4.3의 배면지반의 상태로 판단하여 불 때 강우로 인한 배면 지반의 함수비 증가와 벽체기초 부분 지반약화로 인한 토압증가로 판단되며, 엄지말뚝 천공 시 배면의 비탈면에 일부 영향을 끼친 것으로 판단된다. 또한, 코너부의 사보강 버팀부에는 편토압이 크게 발생하는 여건이어서 배면에서의 토압 불균형으로 인한 영향이 컸을 것으로 보인다. 사진 상으로 보면, 레이커의 설치각도가 거의 60° 내외로 시공되어 지지블록(또는 지지말뚝)으로 힘의 전달이 충분하지 않았을 것으로 판단된다.



Fig. 4.3 Photo of collapse in Jeju(jejusori, 2013)

4.2 설계사례

4.2.1 설계사례 요약

Table 4.1에는 7개소의 현장에 대한 경사고임대(Raker) 지지체(지지블록과 지지말뚝)의 설계사례를 요약한 것으로 크게 지지체의 수동토압을 저감하지 않은 경우와 50% 저감한 경우, 토압 계산시 점착력을 고려하지 않은 경우와 고려한 경우로 나눌 수 있었다. 그리고 점착력을 고려한 경우에는 계산된 주동토압이 0으로 계산된 경우와 음수로 계산된 경우로 나눌 수 있었다. 가장 합리적인 설계는 수동토압을 50% 저감하고, 점착력을 고려하여 토압을 계산한 경우에서 음수로 나타나는 주동토압을 0으로 적용한 경우라고 할 수 있다.

Table 4.1 Design case summary of raker

사례		수동토압	주동토압	활동
1	영도구 ○○신축공사	50% 저감	점착력을 고려하지 않고 토압산정	검토
2	고양시 일산동구 ○○시설 신축공사	저감 고려 안함	점착력을 고려하지 않고 토압산정	
3	서대신동 ○○ 신축공사	저감 고려 안함	점착력을 고려하여 토압산정 (주동토압 0으로 산정)	검토
4	서구 ○○주택 신축공사	50% 저감	점착력을 고려하여 토압산정 (주동토압 0으로 산정)	검토
5	수영구 ○○아파트 신축공사	50% 저감	점착력을 고려한 주동토압이 음수로 되어 오히려 수동토압을 증가시킴 (주동토압이 음수인 경우를 그대로 적용)	검토
6	화정 ○○아파트 공동주택 건설공사			
7	수송동 ○○업무시설 신축공사			

4.2.2 영도구 ○○아파트 신축공사(사례 1)

사례 1에서 Raker 지지체의 설계 시 검토조건은 Table 4.2에 요약하였으며, 검토에 적용된 대표단면은 Fig. 4.4과 같다. 흙막이 벽체의 높이는 6.5m이고, 2단의 Raker로 구성되어있고 지지체는 지지블록(kicker block)과 지지말뚝(pile)으로 Raker를 지지하는 구조이다.

Table 4.2 Design condition(case 1)

Item	Content
Excavation height	H = 6.5m
Passive earth pressure	50% reduction
Active earth pressure	Unconsidered cohesion
Sliding	Consideration
Type of support	Kicker block + Pile

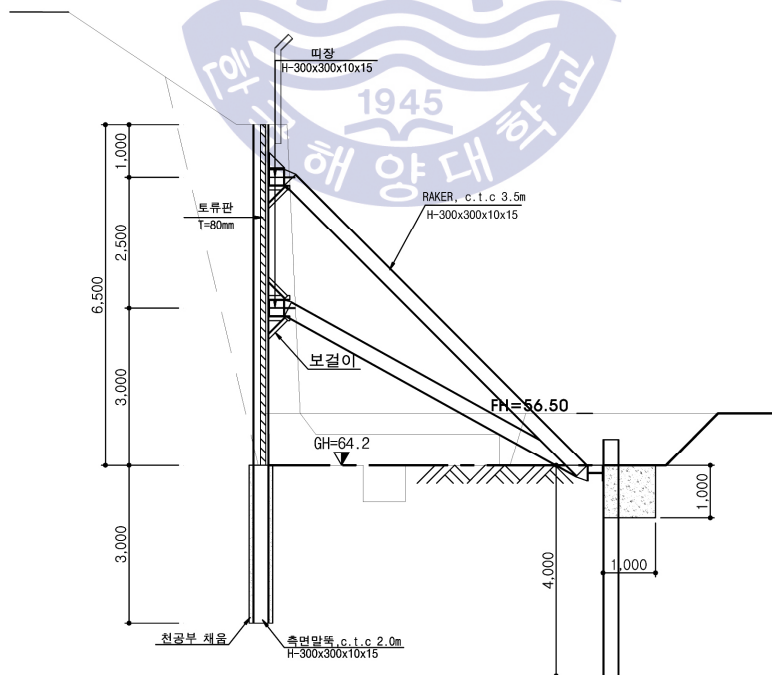


Fig. 4.4 Design section(case 1)

아래 Fig. 4.5는 Fig. 4.4과 같은 단면에 대한 Raker 지지체의 계산결과를 해당 과업의 구조계산서에서 발췌한 것이다. Fig. 4.5(a)는 지지블록(kicker block)의 제원과 굴착에 따라 Raker에 발생하는 부재력을 나타내고 있다.

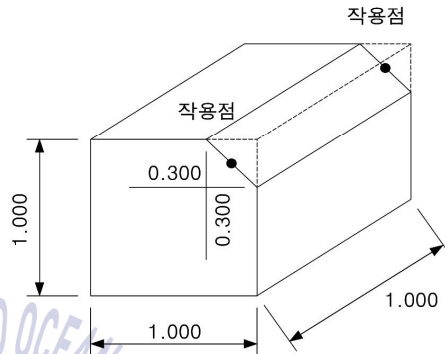
5. Kicker Block 설계

5.1 Kicker Block 1

가. 설계제원

(1) Kicker Block 제원

H (m)	1.000
B (m)	1.000
h1 (m)	0.300
b1 (m)	0.300
L (m)	1.000



(2) Kicker Block 지반 조건

- ① 콘크리트 단위중량(γ_c) = 23.536 kN/m³
- ② 마찰계수(f) = 0.600
- ③ 근입된 H-Pile의 길이(L_f) = 4.000 m
- ④ 근입된 H-Pile의 수평간격 = 3.500 m
- ⑤ 근입된 H-Pile의 폭(d) = 0.300 m
- ⑥ 기초지반 습윤단위중량(γ_t) = 18.633 kN/m³
- ⑦ 점착력(c) = 0.000 kN/m²
- ⑧ 내부마찰각(ϕ) = 30.000 도

(3) 안전율

- ① 활동의 안전율 = 1.200
- ② 지지력의 안전율 = 2.000

(4) 해당 Raker 부재

① 래커1

- 설치각도(α_1) = 45.00 도
- 작용축력(P1) = 21.417 kN/m ----> (CS3 : 굴착 4 m)
- = 21.417 kN/m x 1.000 m = 21.417 kN
- 설치간격 = 3.500 m

② 래커2

- 설치각도(α_2) = 29.00 도
- 작용축력(P2) = 47.594 kN/m ----> (CS5 : 굴착 6.5 m)
- = 47.594 kN/m x 1.000 m = 47.594 kN
- 설치간격 = 3.500 m

Fig. 4.5 Computation results of kicker block in case 1(a)

다음의 Fig. 4.5(b)는 지지블록(kicker block)의 자중과 지지블록에 발생하는 주동토압과 수동토압을 계산하였는데 점선네모 ①과 같이 Rankine의 수동토압을 50% 저감하여 지지체의 안정 계산에 반영하였다. 그리고 점착력을 고려하지 않았다.

나. 단면력 산정

(1) 콘크리트 중량(W)

$$\begin{aligned}
 W &= (B \times H - b_1 \times h_1 \times 0.5) \times L \times \gamma_c \\
 &= (1.000 \times 1.000 - 0.300 \times 0.300 \times 0.5) \times 1.000 \times 23.536 \\
 &= 22.477 \text{ kN} \downarrow
 \end{aligned}$$

(2) Kicker Block에 작용하는 수동토압

▶ 수동토압계수(K_p) = $\tan^2(45 + \phi / 2)$

① = $\tan^2(45 + 30.000 / 2)$
 = 3.000

▶ 수동토압(P_p)

$$\begin{aligned}
 P_p &= (0.5 \times K_p \times \gamma_t \times H^2 \times L + 2c \times \sqrt{K_p} \times H \times L) / 2 \\
 &= 0.5 \times 3.000 \times 18.633 \times 1.000^2 \times 1.000 \\
 &\quad + 2 \times 0.000 \times \sqrt{3.000} \times 1.000 \times 1.000 / 2 \\
 &= 13.974 \text{ kN} \rightarrow
 \end{aligned}$$

(3) Kicker Block에 작용하는 주동토압

▶ 주동토압계수(K_a) = $\tan^2(45 - \phi / 2)$
 = $\tan^2(45 - 30.000 / 2)$
 = 0.333

▶ 주동토압(P_a)

$$\begin{aligned}
 P_a &= 0.5 \times (H - z_c) \times (K_a \times \gamma \times H - 2c \times \sqrt{K_a}) \\
 &= 0.5 \times (1.000 - 0.000) \\
 &\quad \times (0.333 \times 18.633 \times 1.000 - 2 \times 0.000 \times \sqrt{0.333}) \\
 &= 3.105 \text{ kN} \leftarrow
 \end{aligned}$$

여기서, 인장균열깊이 $z_c = 2c / (\gamma \times \sqrt{K_a})$
 = $2 \times 0.000 / (18.633 \times \sqrt{0.333})$
 = 0.000 m

Fig. 4.5 Computation results of kicker block in case 1(b)

Fig. 4.5(c)에서는 지지블록(kicker block)에 경사방향으로 작용하는 2단의 Raker 부채력을 수평분력과 수직분력으로 나누어 두 개의 Raker에서 발생하는 수평력의 총합과 Raker 수직력 + 지지블록(kicker block)의 자중을 고려한 수직력의 총합을 나타내었다.

(4) Raker 수평력(P_h)

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \text{래커1 수평력}(Ph1) &= P1 \times \cos(\alpha1) \\ &= 21.417 \times \cos(45.000) = 15.144 \text{ kN } \leftarrow \\ \blacktriangleright \text{래커2 수평력}(Ph2) &= P2 \times \cos(\alpha2) \\ &= 47.594 \times \cos(29.000) = 41.627 \text{ kN } \leftarrow \\ &= 56.771 \text{ kN } \leftarrow \end{aligned}$$

(5) Raker 수직력(P_v)

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \text{래커1 수직력}(Pv1) &= P1 \times \sin(\alpha1) \\ &= 21.417 \times \sin(45.000) = 15.144 \text{ kN } \downarrow \\ \blacktriangleright \text{래커2 수직력}(Pv2) &= P2 \times \sin(\alpha2) \\ &= 47.594 \times \sin(29.000) = 23.074 \text{ kN } \downarrow \\ &= 38.218 \text{ kN } \downarrow \end{aligned}$$

(6) 최대 수직력(P_{max})

$$\begin{aligned} \blacktriangleright P_{max} &= P_v + W \\ &= 38.218 + 22.477 \\ &= 60.695 \text{ kN } \downarrow \end{aligned}$$

Fig. 4.5 Computation results of kicker block in case 1(c)

앞에 나타낸 Fig. 4.5(a),(b),(c)에서는 굴착에 의해 발생한 흙막이 배면의 토압에 의해 Raker에 발생된 부재력과 지지블록(kicker block)의 자중, 주동토압, 수동토압을 정리하여 지지블록(kicker block)에 작용하는 수평력의 총합과 수직력의 총합을 나타내었다.

Fig. 4.5(d)에서는 수직력의 총합, 수평력의 총합, 주동토압, 수동토압을 이용하여 흙막이 구조물을 지지하는 Raker 지지체인 지지블록(kicker block)의 활동과 지지력에 대한 안정성 검토에 대한 내용을 나타내었다. 활동력으로 작용하는 Raker의 수평력의 총합(P_h)과 저항력으로 작용하는 수직력의 총합에 마찰계수를 곱한 마찰저항력(P_f), 수동토압(P_p)과 주동토압의(P_a)차를 이용하여 지지블록(kicker block) 자체의 활동안정성을 검토하였다. 검토결과 지지블록(kicker block)만으로는 활동에 안정하지 못하여 추가적인 지지말뚝을 적용하여 활동에 대한 안전성을 확보하는 것으로 검토하였다. 지지말뚝은 말뚝의 수평저항력 산정식인 Broms 방법을 사용하여 말뚝의 수평저항력(H_u)을 고려하여 지지체의 저항능력을 향상시켰다.

(1) 활동에 대한 검토

▶ Kicker Block의 마찰저항력(P_f) = $f \times P_{max}$
 = 0.600×60.695
 = $36.417 \text{ kN} \rightarrow$

▶ 안전율(F_s) = $\frac{P_p + P_f - P_a}{P_h}$
 = $\frac{13.974 + 36.417 - 3.105}{56.771}$

= $0.833 < 1.200 \rightarrow \text{N.G}$

▶ H-Pile 보강

- H-Pile 수평저항력 산정(H_u)

Broms방법에 의하여 산정 (점성토지반에서 말뚝머리 고정, 짧은말뚝)

$H_u = 9.0 \times c \times d^2 \times (L_f / d - 1.5)$
 = $9.0 \times 20.000 \times 0.300^2 \times (4.000 / 0.300 - 1.5)$
 = 191.700 kN

H_u / 근입된 H-Pile의 수평간격

= $191.700 / 3.500$

= $54.771 \text{ kN} \rightarrow$

▶ 안전율(F_s) = $(P_p + P_f + H_u - P_a) / P_h$
 = $(13.974 + 36.417 + 54.771 - 3.105) / 56.771$
 = $1.798 > 1.200 \rightarrow \text{O.K}$

(2) 지지력에 대한 검토

▶ 최대축방향력, $P_{max} = 60.70 \text{ kN}$
 ▶ 안전율, $F_s = 2.0$
 ▶ 극한지지력, $Q_u = 490.33 \text{ kN}$
 ▶ 허용지지력, $Q_{ua} = 490.33 / 2.0$
 = 245.17 kN

\therefore 최대축방향력 (P_{max}) < 허용 지지력 (Q_{ua}) $\rightarrow \text{O.K}$

Fig. 4.5 Computation results of kicker block in case 1(d)

4.2.3 고양시 일산동구 OO시설 신축공사(사례 2)

사례 2의 Raker 지지체 설계시 검토조건은 Table 4.3과 같고, 검토에 적용된 대표단면은 Fig. 4.6과 같다. 흙막이 벽체의 높이는 8.36m이고, 3단의 Raker로 구성되어 있으며, 상부 2단 Raker와 하부 1단 Raker는 각각의 지지블록(kicker block)으로 Raker를 지지하는 구조이다.

Table 4.3 Design condition(case 2)

Item	Content
Excavation height	H = 8.36m
Passive earth pressure	0% reduction
Active earth pressure	Unconsidered cohesion
Sliding	Consideration
Type of support	Kicker block

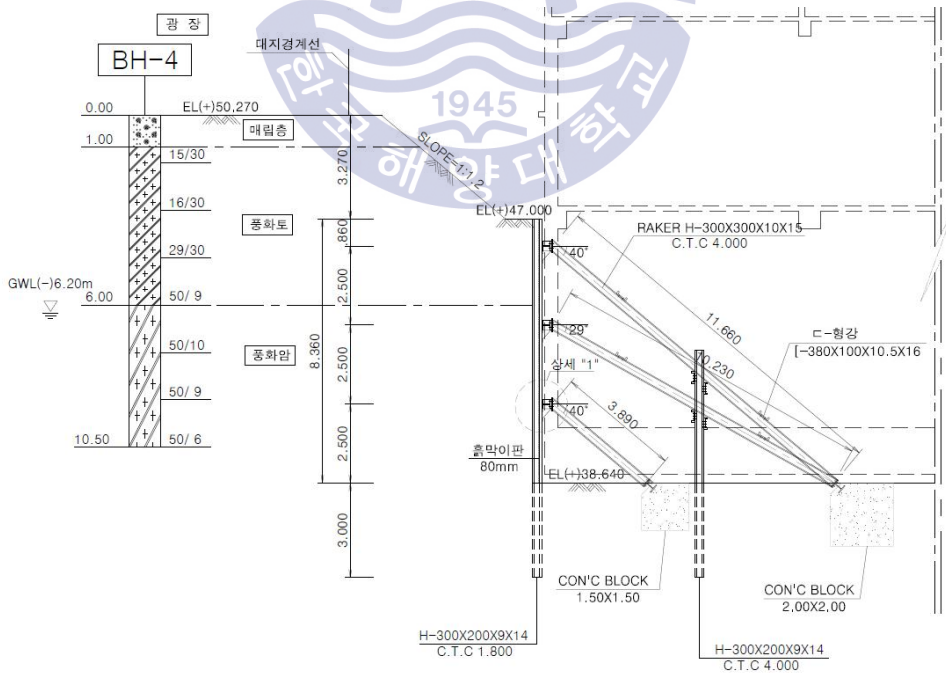


Fig. 4.6 Design section(case 2)

Fig. 4.7은 Fig. 4.6의 단면을 기준으로 계산된 Raker 지지체의 계산결과를 해당 과업의 구조계산서에서 발췌한 것이다. Fig. 4.7(a)에서 Raker와 지지블록(kicker block)의 제원과 설계조건, 강재의 허용응력, 굴착단계별 최대 반력 등을 나타내고 있다.

가. Raker 설계 조건

1. Raker 사용 강재 제원

- 1) 사용 강재 : **H-PILE 300×300×10×15**
 2) 단 면 적 (A) : **신재 119.8** cm² (구재일 경우 감소계수 0.85 적용)
 3) 단면2차모멘트 (I_x) : **20400** cm⁴
 4) 단면계수 (Z_x) : **1360** cm³
 5) 단면2차반경 (r_x) : **13.10** cm
 6) 단면2차반경 (r_y) : **7.51** cm

2. Raker 설치 수평 간격 (W) : **4.00** m

3. Raker의 굴착단계별 해석결과

- 1) 최대휨모멘트 (M_{max}) : **3.14** t-m/m
 2) 최대전단력 (S_{max}) : **4.52** t/m
 3) 최대지점반력 : P_{w1} = **22.10** t/EA

4. [표 1] 강재의 허용응력도 (서울지하철 설계기준) (kg/cm²)

허용축방향 인장응력		2,100
허용축방향 압축응력	$l/r \leq 20$	2,100
l : 부재의 유효좌굴장 (cm)	$20 < l/r \leq 93$	$\{1,400 - 8.4(l/r - 20)\} \times 1.5$
r : 부재의 총단면2차반경 (cm)	$l/r \geq 93$	$\left[\frac{12,000,000}{6,700 + (l/r)^2} \right] \times 1.5$
허용휨인장응력		2,100
허용휨응력	$l/b \leq 4.5$	2,100
l : 플랜지고정점간 거리 (cm) b : 압축플랜지 폭 (cm)	$4.5 < l/b \leq 30$	$\{1,400 - 24(l/b - 4.5)\} \times 1.5$
허용전단응력		1,200
볼트의 허용전단응력		1,300
볼트의 허용전단응력		3,000

주) 공장용접부는 같은 값을 쓰며, 현장용접부는 그 80%로 한다.

5. Con'c 블록 제원

- 1) Con'c 블록 단위중량 ($\gamma_{con'c}$) : **2.5** t/m³
 2) Con'c 블록 근입지반의 단위중량 (γ) : **1.0** t/m³
 3) Con'c 블록 근입지반의 내부마찰각 (ϕ) : **33** ° (K_G : 0.295, K_p : 3.390)
 4) Con'c 블록 근입지반의 점착력 (c) : **3.0** t/m²

Fig. 4.7 Computation results of kicker block in case 2(a)

다음의 Fig. 4.7(b)에서는 1, 2단 Raker의 상세치수와 입력 값들을 나타내었고, 지지블록에 작용하는 Raker 반력과 지지블록에 발생하는 주동토압계수와

수동토압계수를 이용하여 토압을 계산하였는데 점선네모 ①과 같이 수동토압을 저감하지 않고 계산된 수동토압의 100% 지지체 안정 계산에 반영하였다.

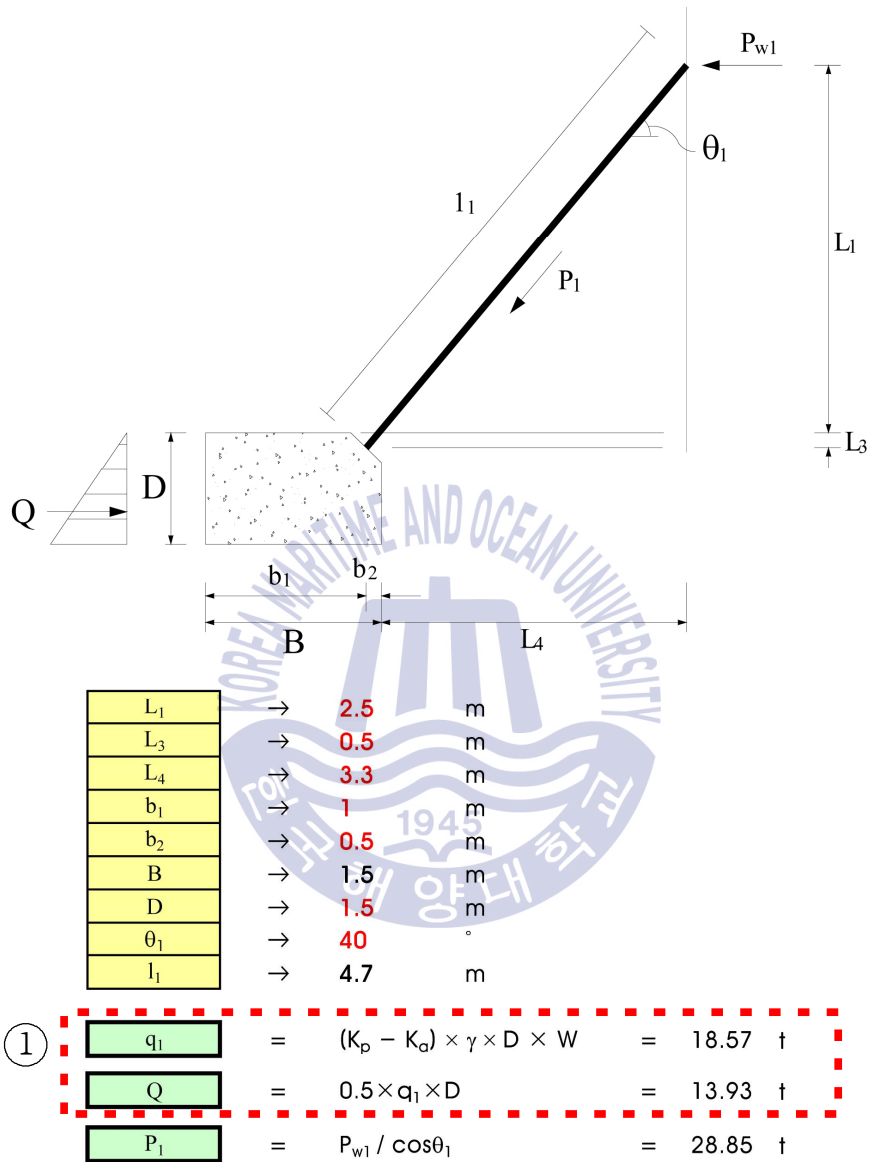


Fig. 4.7 Computation results of kicker block in case 2(b)

Fig. 4.7(c)에서는 지지블록에 작용하는 수직력의 총합, 수평력의 총합, 주동토압, 수동토압을 이용하여 흙막이 구조물을 지지하는 Raker 지지체인 지지블록의 활동과 전도에 대한 안정성 검토 내용을 나타내었다. 활동력으로 작용하는

Raker의 수평력총합(R_h)을 저항력으로 작용하는 수직력총합(R_v)에 마찰계수(f_r)를 곱한 마찰저항력과 지지블록(kicker block)에 작용하는 수동토압과 주동토압차(Q)를 더하여 지지블록 자체의 활동안정성을 검토하였다.

1. 활동에 대한 검토

$$F_s = \frac{R_v \cdot f_r + Q}{R_h}$$

여기서, R_v : 수직방향 작용력
 R_h : 수평방향 작용력
 f_r : 마찰계수 (≈ 0.5)
 Q : Con'c 블록에 작용하는 토압 (주동, 수동)

1)	$R_v =$	22.50	t	→ Con'c Block 중량
		18.54	t	→ Raker 수직분력
합계 :		41.04	t	
2)	$Q =$	13.93	t	
3)	$R_h =$	22.10	t	
4)	$F_s =$	1.56	>	1.2 ∴ O.K

2. 전도에 대한 검토

$$F_s = \frac{M_r}{M_o}$$

여기서, M_r : 저항모멘트의 합
 M_o : 전도모멘트의 합

A점을 중심으로

1)	$M_r =$	16.88	t-m	→ Con'c Block
		18.54	t-m	→ Raker 수직분력
		6.96	t-m	→ Q
합계 :		42.38	t-m	
2)	$M_o =$	22.1	t-m	→ Raker 수평분력
3)	$F_s =$	1.92	>	1.2 ∴ O.K

Fig. 4.7 Computation results of kicker block in case 2(c)

4.2.4 서대신동 ○○○ 신축공사(사례 3)

사례 3에서 Raker 지지체 설계시 검토조건은 Table 4.4에 나타내었고, 검토에 적용된 대표단면은 Fig. 4.8에 나타내었다. Fig. 4.8에서 흙막이 벽체의 높이는 3.65m로 1단의 Raker로 구성되어 지지블록(kicker block)으로 지지하는 구조이다.

Table 4.4 Design condition(case 3)

Item	Content
Excavation height	H = 3.65m
Passive earth pressure	0% reduction
Active earth pressure	Considered cohesion
Sliding	Consideration
Type of support	Kicker block

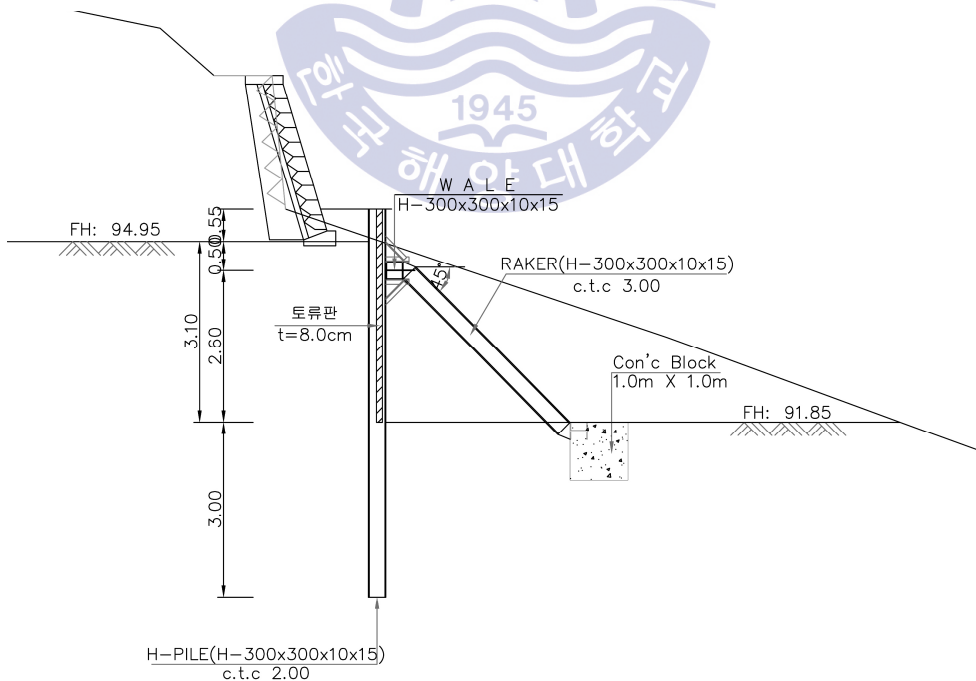


Fig. 4.8 Design section(case 3)

아래 Fig. 4.9는 Fig. 4.8을 단면으로 하는 Raker 지지체의 계산결과를 해당 과업의 구조계산서에서 발췌한 것이다. Fig. 4.9(a)는 지지블록(kicker block)의 제원과 굴착에 따른 Raker에 발생하는 부재력을 나타내고 있다.

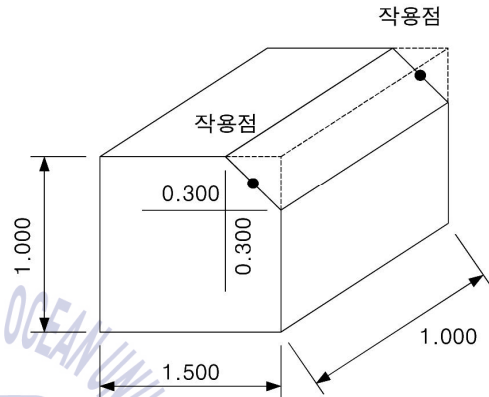
5. Kicker Block 설계

5.1 Kicker Block 1

가. 설계제원

(1) Kicker Block 제원

H (m)	1.000
B (m)	1.500
h1 (m)	0.300
b1 (m)	0.300
L (m)	1.000



(2) Kicker Block 지반 조건

- ① 콘크리트 단위중량(γ_c) = 25.000 kN/m³
- ② 마찰계수(f) = 0.600
- ③ 근입된 H-Pile의 길이(L_p) = 3.000 m
- ④ 근입된 H-Pile의 수평간격 = 3.000 m
- ⑤ 근입된 H-Pile의 폭(d) = 0.000 m
- ⑥ 기초지반 습윤단위중량(γ_s) = 20.000 kN/m³
- ⑦ 점착력(c) = 10.000 kN/m²
- ⑧ 내부마찰각(ϕ) = 30.000 도

(3) 안전율

- ① 활동의 안전율 = 1.200
- ② 전도의 안전율 = 2.000
- ③ 지지력의 안전율 = 2.000

(4) 해당 Raker 부재

① Raker 1

- 설치각도(α_1) = 45.00 도
- 작용축력(P1) = 117.402 kN/m ----> (CS3 : 굴착 3.65 m)
= 117.402 kN/m x 1.000 m = 117.402 kN
- 설치간격 = 3.000 m

Fig. 4.9 Computation results of kicker block in case 3(a)

Fig. 4.9(b)는 지지블록의 자중과 지지블록에 발생하는 주동토압과 수동토압을 계산하였는데 점선네모 ①과 같이 수동토압을 저감하지 않고 Rankine의 계산값을 100% 지지체 활동안정 계산에 반영하였다. 그리고 점착력을 고려하여 토압을 계산하였다.

나. 단면력 산정

(1) 콘크리트 중량(W)

$$\begin{aligned}
 W &= (B \times H - b_1 \times h_1 \times 0.5) \times L \times \gamma_c \\
 &= (1.500 \times 1.000 - 0.300 \times 0.300 \times 0.5) \times 1.000 \times 25.000 \\
 &= 36.375 \text{ kN} \downarrow
 \end{aligned}$$

(2) Kicker Block에 작용하는 수동토압

$$\begin{aligned}
 \text{▶ 수동토압계수}(K_p) &= \tan^2(45 + \phi / 2) \\
 &= \tan^2(45 + 30.000 / 2) \\
 &= 3.000
 \end{aligned}$$

①

$$\begin{aligned}
 \text{▶ 수동토압}(P_p) \\
 P_p &= 0.5 \times K_p \times \gamma_t \times H^2 \times L + 2c \times \sqrt{K_p} \times H \times L \\
 &= 0.5 \times 3.000 \times 20.000 \times 1.000^2 \times 1.000 \\
 &\quad + 2 \times 10.000 \times \sqrt{3.000} \times 1.000 \times 1.000 \\
 &= 64.641 \text{ kN} \rightarrow
 \end{aligned}$$

(3) Kicker Block에 작용하는 주동토압

$$\begin{aligned}
 \text{▶ 주동토압계수}(K_a) &= \tan^2(45 - \phi / 2) \\
 &= \tan^2(45 - 30.000 / 2) \\
 &= 0.333
 \end{aligned}$$

▶ 주동토압(P_a)

$$\begin{aligned}
 P_a &= 0.5 \times (H - z_c) \times (K_a \times \gamma \times H - 2c \times \sqrt{K_a}) \\
 &= 0.5 \times (1.000 - 1.000) \\
 &\quad \times (0.333 \times 20.000 \times 1.000 - 2 \times 10.000 \times \sqrt{0.333}) \\
 &= 0.000 \text{ kN} \leftarrow
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{여기서, 인장균열깊이 } z_c &= 2c / (\gamma \times \sqrt{K_a}) \\
 &= 2 \times 10.000 / (20.000 \times \sqrt{0.333}) \\
 &= 1.000 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Fig. 4.9 Computation results of kicker block in case 3(b)

Fig. 4.9(c)에서는 지지블록에 경사방향으로 작용하는 Raker 부재력을 수평분력과 수직분력으로 나누어 Raker에서 발생하는 수평력의 총합과 Raker 수직력 + 지지블록의 자중을 고려한 수직력의 총합을 나타내었다.

구해진 수직력의 총합, 수평력의 총합, 주동토압, 수동토압을 이용하여 흙막이 구조물을 지지하는 Raker 지지체인 지지블록의 활동에 대한 안정성 검토에 대한 내용을 나타내었다.

활동력으로 작용하는 Raker의 총수평력(P_h)을 저항력으로 작용하는 총수직력에 마찰계수를 곱한 마찰저항력(P_f)에 수동토압(P_p)과 주동토압(P_a)의 차를 더한 것과 나누어 지지블록(kicker block) 자체의 활동안정성을 검토하였다.

(4) Raker 수평력(P_h)

$$\begin{aligned} \text{▶ Raker 1 수평력}(P_h) &= P_1 \times \cos(\alpha_1) \\ &= 117.402 \times \cos(45.000) = \frac{83.016 \text{ kN} \leftarrow}{83.016 \text{ kN} \leftarrow} \end{aligned}$$

(5) Raker 수직력(P_v)

$$\begin{aligned} \text{▶ Raker 1 수직력}(P_v) &= P_1 \times \sin(\alpha_1) \\ &= 117.402 \times \sin(45.000) = \frac{83.016 \text{ kN} \downarrow}{83.016 \text{ kN} \downarrow} \end{aligned}$$

(6) 최대 수직력(P_{max})

$$\begin{aligned} \text{▶ } P_{max} &= P_v + W \\ &= 83.016 + 36.375 \\ &= 119.391 \text{ kN} \downarrow \end{aligned}$$

다. Kicker Block 검토

(1) 활동에 대한 검토

$$\begin{aligned} \text{▶ Kicker Block의 마찰저항력}(P_f) &= f_c \times P_{max} \\ &= 0.600 \times 119.391 \\ &= 71.634 \text{ kN} \rightarrow \\ \text{▶ 안전율}(F_s) &= \frac{P_p + P_f - P_a}{P_h} \\ &= \frac{64.641 + 71.634 - 0.000}{83.016} \\ &= 1.642 > 1.200 \text{ ---> O.K} \end{aligned}$$

Fig. 4.9 Computation results of kicker block in case 3(c)

4.2.5 서구 ○○주택 신축공사(사례 4)

사례 4의 Raker 지지체 설계시 검토조건은 Table 4.5과 같고, 검토에 적용된 대표단면은 Fig. 4.10에 나타내었다. Fig. 4.10에서 흙막이 벽체의 높이는 8.2m이며 2단의 Raker로 구성하여, 2단의 Raker를 하나의 지지블록(kicker block)과 지지말뚝으로 지지하는 구조이다.

Table 4.5 Design condition(case 4)

Item	Content
Excavation height	H = 8.2m
Passive earth pressure	50% reduction
Active earth pressure	Considered cohesion
Sliding	Consideration
Type of support	Kicker block + Pile

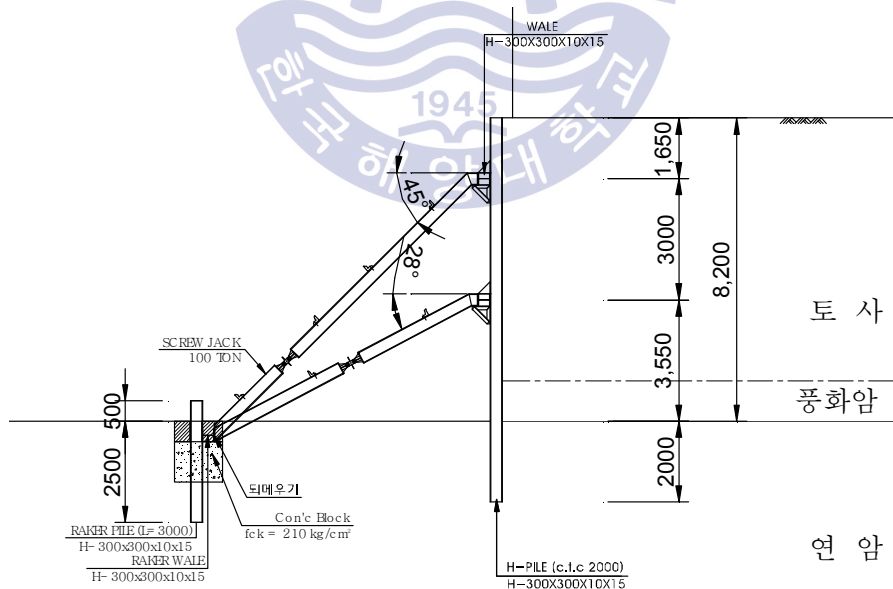


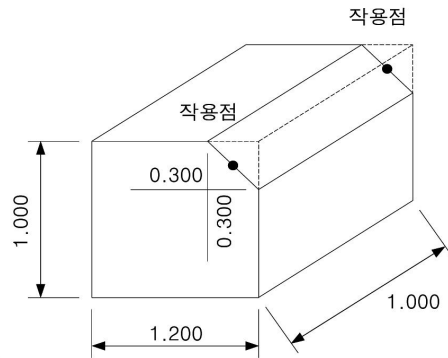
Fig. 4.10 Design section(case 4)

다음의 Fig. 4.11는 Fig. 4.10을 단면으로 하는 Raker 지지체의 계산결과를 해당 과업의 구조계산서에서 발췌한 것이다. Fig. 4.11(a)는 지지블록(kicker block)의 제원과 굴착에 따른 Raker에 발생하는 부재력을 나타내고 있다.

가. 설계제원

(1) Kicker Block 제원

H (m)	1.000
B (m)	1.200
h1 (m)	0.300
b1 (m)	0.300
L (m)	1.000



(2) Kicker Block 지반 조건

- ① 콘크리트 단위중량(γ_c) = 25.000 kN/m³
- ② 마찰계수(f) = 0.600
- ③ 근입된 H-Pile의 길이(L_t) = 3.500 m
- ④ 근입된 H-Pile의 수평간격 = 4.000 m
- ⑤ 근입된 H-Pile의 폭(d) = 0.300 m
- ⑥ 기초지반 습윤단위중량(γ_t) = 20.000 kN/m³
- ⑦ 점착력(c) = 20.000 kN/m²
- ⑧ 내부마찰각(ϕ) = 30.000 도

(3) 안전율

- ① 활동의 안전율 = 1.200
- ② 전도의 안전율 = 2.000
- ③ 지지력의 안전율 = 2.000

(4) 해당 Raker 부재

① RAKER1

- 설치각도(α_1) = 45.00 도
- 작용축력(P_1) = 86.684 kN/m ----> (CS3 : 굴착 5.15 m)
- = 86.684 kN/m x 1.000 m = 86.684 kN
- 설치간격 = 4.000 m

② REKER2

- 설치각도(α_2) = 29.00 도
- 작용축력(P_2) = 124.799 kN/m ----> (CS5 : 굴착 8.2 m)
- = 124.799 kN/m x 1.000 m = 124.799 kN
- 설치간격 = 4.000 m

Fig. 4.11 Computation results of kicker block in case 4(a)

다음 Fig. 4.11(b)는 지지블록의 자중과 지지블록에 발생하는 주동토압과 수동토압을 계산하였는데 점선네모 ①과 같이 Rankine의 수동토압을 1/2 저감하여 지지블록의 안정성 검토에 반영하였다.

나. 단면력 산정

(1) 콘크리트 중량(W)

$$\begin{aligned}
 W &= (B \times H - b_1 \times h_1 \times 0.5) \times L \times \gamma_c \\
 &= (1.700 \times 1.000 - 0.300 \times 0.300 \times 0.5) \times 1.000 \times 25.000 \\
 &= 41.375 \text{ kN} \downarrow
 \end{aligned}$$

(2) Kicker Block에 작용하는 수동토압

$$\begin{aligned}
 \text{▶ 수동토압계수}(K_p) &= \tan^2(45 + \phi / 2) \\
 &= \tan^2(45 + 30.000 / 2) \\
 &= 3.000
 \end{aligned}$$

① ▶ 수동토압(P_p)

$$\begin{aligned}
 P_p &= 0.5 \times K_p \times \gamma_t \times H^2 \times L + 2c \times \sqrt{K_p} \times H \times L \\
 &= 0.5 \times 3.000 \times 20.000 \times 1.000^2 \times 1.000 \\
 &\quad + 2 \times 20.000 \times \sqrt{3.000} \times 1.000 \times 1.000 \\
 &= 99.282 \text{ kN} \rightarrow 99.282 / 2 = 49.641 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(3) Kicker Block에 작용하는 주동토압

$$\begin{aligned}
 \text{▶ 주동토압계수}(K_a) &= \tan^2(45 - \phi / 2) \\
 &= \tan^2(45 - 30.000 / 2) \\
 &= 0.333
 \end{aligned}$$

▶ 주동토압(P_a)

$$\begin{aligned}
 P_a &= 0.5 \times (H - z_c) \times (K_a \times \gamma \times H - 2c \times \sqrt{K_a}) \\
 &= 0.5 \times (1.000 - 1.000) \\
 &\quad \times (0.333 \times 20.000 \times 1.000 - 2 \times 20.000 \times \sqrt{0.333}) \\
 &= 0.000 \text{ kN} \leftarrow
 \end{aligned}$$

여기서, 인장균열깊이 $z_c = 2c / (\gamma \times \sqrt{K_a})$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times 20.000 / (20.000 \times \sqrt{0.333}) \\
 &= 1.000 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Fig. 4.11 Computation results of kicker block in case 4(b)

Fig. 4.11(c)에서는 지지블록(kicker block)에 경사방향으로 작용하는 2단의 Raker 부채력을 수평분력과 수직분력으로 나누어 두 개의 Raker에서 발생하는 수평력의 총합과 Raker 수직력 + 지지블록(kicker block)의 자중을 고려한 수직력의 총합을 나타내었다.

활동력으로 작용하는 Raker의 수평력총합(P_n)을 저항력으로 작용하는 수직력 총합에 마찰계수를 곱한 마찰저항력(P_f)과 수동토압(P_p), 주동토압(P_a)의 차를

더한 것에 나누어 지지블록(kicker block) 자체의 활동안정성을 검토하였다.

(4) Raker 수평력(P_h)

$$\begin{aligned}
 \blacktriangleright \text{RAKER1 수평력}(P_{h1}) &= P_1 \times \cos(\alpha_1) \\
 &= 86.684 \times \cos(45.000) = 61.295 \text{ kN} \leftarrow \\
 \blacktriangleright \text{REKER2 수평력}(P_{h2}) &= P_2 \times \cos(\alpha_2) \\
 &= 124.799 \times \cos(29.000) = 109.152 \text{ kN} \leftarrow \\
 &\quad \underline{\hspace{10em}} \\
 &\quad \quad \quad 170.447 \text{ kN} \leftarrow
 \end{aligned}$$

(5) Raker 수직력(P_v)

$$\begin{aligned}
 \blacktriangleright \text{RAKER1 수직력}(P_{v1}) &= P_1 \times \sin(\alpha_1) \\
 &= 86.684 \times \sin(45.000) = 61.295 \text{ kN} \downarrow \\
 \blacktriangleright \text{REKER2 수직력}(P_{v2}) &= P_2 \times \sin(\alpha_2) \\
 &= 124.799 \times \sin(29.000) = 60.504 \text{ kN} \downarrow \\
 &\quad \underline{\hspace{10em}} \\
 &\quad \quad \quad 121.799 \text{ kN} \downarrow
 \end{aligned}$$

(6) 최대 수직력(P_{\max})

$$\begin{aligned}
 \blacktriangleright P_{\max} &= P_v + W \\
 &= 121.799 + 41.375 \\
 &= 163.174 \text{ kN} \downarrow
 \end{aligned}$$

다. Kicker Block 검토

(1) 활동에 대한 검토

$$\begin{aligned}
 \blacktriangleright \text{Kicker Block의 미활저항력}(P_f) &= f \times P_{\max} \\
 &= 0.700 \times 163.174 \\
 &= 114.222 \text{ kN} \rightarrow
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \blacktriangleright \text{안전율}(F_s) &= \frac{P_p + P_f - P_a}{P_h} \\
 &= \frac{49.641 + 114.222 - 0.000}{170.447} \\
 &= 0.961 < 1.200 \text{ ---} \rightarrow \text{N.G}
 \end{aligned}$$

\blacktriangleright H-Pile 보강

- H-Pile 수평저항력 산정(H_u)

Broms방법에 의하여 산정 (점성토지반에서 말뚝머리 고정, 짧은말뚝)

$$\begin{aligned}
 H_u &= 9.0 \times c \times d^2 \times (L_f / d - 1.5) \\
 &= 9.0 \times 20.000 \times 0.300^2 \times (3.500 / 0.300 - 1.5) \\
 &= 164.700 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

H_u / 근입된 H-Pile의 수평간격

$$\begin{aligned}
 &= 164.700 / 4.000 \\
 &= 41.175 \text{ kN} \rightarrow
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \blacktriangleright \text{안전율}(F_s) &= (P_p + P_f + H_u - P_a) / P_h \\
 &= (49.641 + 114.222 + 41.175 - 0.000) / 170.447 \\
 &= 1.203 > 1.200 \text{ ---} \rightarrow \text{O.K}
 \end{aligned}$$

Fig. 4.11 Computation results of kicker block in case 4(c)

4.2.6 수영구 ○○아파트 신축공사(사례 5)

사례 5의 Raker 지지체 설계시 검토조건은 Table 4.6과 같고, 검토에 적용된 대표단면은 Fig. 4.12와 같다. 흙막이 벽체의 높이는 9.1m이고, 3단의 Raker로 구성되어 있으며, 상부 2단 Raker와 하부 1단 Raker는 각각의 지지블록(kicker block)과 지지말뚝으로 Raker를 지지하는 구조이다.

Table 4.6 Design condition(case 5)

Item	Content
Excavation height	H = 9.1m
Passive earth pressure	50% reduction
Active earth pressure	Consider cohesion
Sliding	Consideration
Type of support	Kicker block + Pile

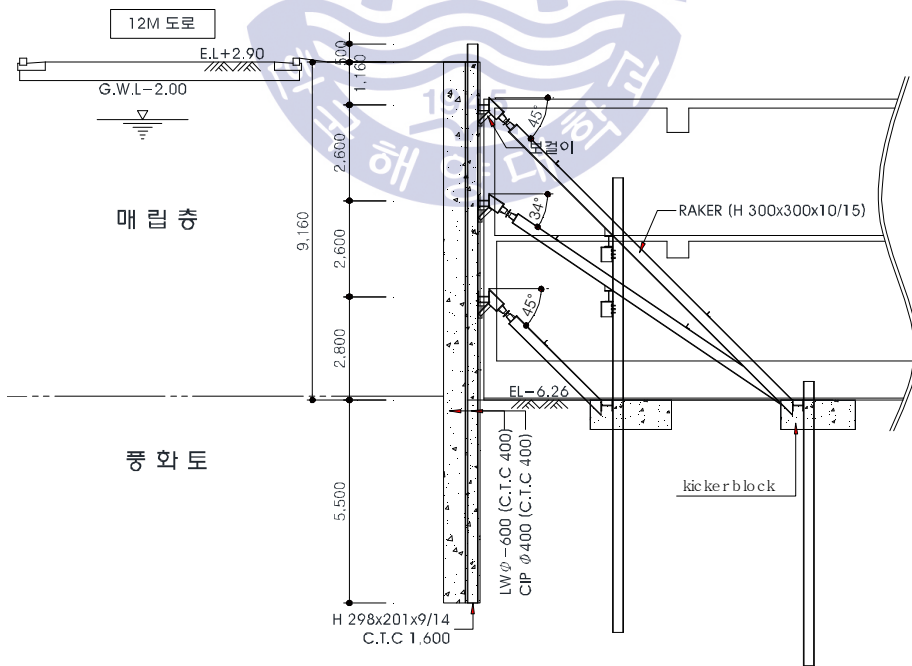
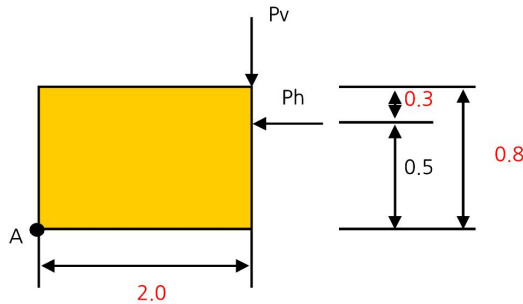


Fig. 4.12 Design section(case 5)

Fig. 4.13(a)는 지지블록(kicker block)의 제원과 Raker에 발생하는 부재력, 수평력, 수직력 등 Raker 지지체의 안정성 검토를 위한 값들이 제시 되어있다.

(1) 검토 단면



(2) 입력 사항

- ◎ RAKER 설치간격 $S = 4.50$ m
- ◎ RAKER 설치폭 $L = 4.50$ m
- ◎ RAKER 수평하중 $Ph1 = 21.00$ tonf
- ◎ RAKER 수평하중 $Ph2 = 83.60$ tonf
- ◎ RAKER 설치각도 $\theta1 = 45.00^\circ$
- ◎ RAKER 설치각도 $\theta2 = 34.00^\circ$
- ◎ 기초지반 단위중량 $\gamma_t = 1.90$ tonf/m³
- ◎ 기초지반 내부마찰각 $\phi = 30.00^\circ$
- ◎ 기초지반 점착력 $C = 1.00$ tonf/m²
- ◎ Con'c 단위중량 $\gamma_c = 2.30$ tonf/m³
- ◎ Con'c Block 중량 $W = 2 \times 0.8 \times 4.50 \times 2.30 = 16.56$ tonf
- ◎ RAKER 작용축력 $P1 = Ph1 / \cos \theta1 = 21.00 / \cos 45.00^\circ = 29.70$ tonf
- ◎ RAKER 작용축력 $P2 = Ph2 / \cos \theta2 = 83.60 / \cos 34.00^\circ = 100.84$ tonf
- ◎ RAKER 수직하중 $Pv1 = P1 / \sin \theta1 = 29.70 \times \sin 45.00^\circ = 21.00$ tonf
- ◎ RAKER 수직하중 $Pv2 = P2 / \sin \theta2 = 100.84 \times \sin 34.00^\circ = 56.13$ tonf
- ◎ 수평력 합계 $R_h = \Sigma Ph = Ph1 + Ph2 = 21.00 + 83.60 = 104.60$ tonf
- ◎ 수직력 합계 $R_v = \Sigma Pv = Pv1 + Pv2 + W = 21.00 + 56.13 + 16.56 = 93.69$ tonf
- ◎ 마찰계수 $f_r = \tan \phi = \tan 30.00 = 0.583$

Fig. 4.13 Computation results of kicker block in case 5(a)

다음 Fig. 4.13(b)는 지지블록(kicker block)에 발생하는 주동토압과 수동토압을 계산하여 활동에 대한 검토를 수행하였는데 점선네모 ①에서 주동토압 계산시 점착력(c)를 고려하여 (-)값으로 나타난 주동토압 값을 사용하여 저항하는 수동토압(Q)을 더 크게 산정하였다. 점선네모 ②에서는 산정된 수동토압을 50% 저감하여 지지블록(kicker block)의 활동 안정성을 검토하였다. 그리고 지지블록(kicker block)만으로 활동에 안전하지 못하여 지지말뚝을 사용하여 활동 저항력을 증가시키고자 Fig.4.13(c)와 같이 Broms법을 이용하여 지지말뚝의 수평저항력을 추가하였지만, 오히려 크게 계산된 수동토압(Q) 23.91tonf을 적용하여 불안전측 설계를 수행하였다. 그로인해 Fig. 4.13(c)에서 활동에 대한 안전율은 1.21로 안정한 것으로 계산되었으나 (-)값으로 계산된 주동토압을 0으로 적용하면 Q=20.68tonf 이므로 재계산된 안전율을 1.19로 허용안전율 1.2이하로 나타난다.

2) 활동에 대한 검토

$$F_s = \frac{R_v \times fr + Q \times 0.5}{R_h}$$

여기서, Q는 Kicker Block에 작용하는 수동토압

① $Q = P_p - P_a = 20.68 - (-3.23) = 23.91 \text{ tonf}$

$$P_a = \{ 1/2 \times K_a \times \gamma t \times H^2 - 2 c H \sqrt{K_a} \} \times L$$

$$= \{ 1/2 \times 0.33 \times 1.90 \times 0.8^2 - 2 \times 1.00 \times 0.8 \times \sqrt{0.33} \} \times 4.50 = -3.23 \text{ tonf}$$

$$P_p = \{ 1/2 \times K_p \times \gamma t \times H^2 + 2 c H \sqrt{K_p} \} \times L$$

$$= \{ 1/2 \times 3.00 \times 1.90 \times 0.8^2 + 2 \times 1.00 \times 0.8 \times \sqrt{3.00} \} \times 4.50 = 20.68 \text{ tonf}$$

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 30.0/2) = 0.33$$

② $K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2(45 + 30.0/2) = 3.00$

$$F_s = \frac{R_v \times fr + Q \times 0.5}{R_h} = \frac{38.03 \times 0.58 + 23.91 \times 0.5}{104.60} = 0.33$$

Fig. 4.13 Computation results of kicker block in case 4(c)

-> H-PILE의 수평저항력 산정

Broms의 방법에 의하여 산정하면 (사질토에서 고정두부, 짧은 말뚝)

$$\text{수평저항력은 } H_u = 1.5 \times r \times L^2 \times D \times K_p$$

$$H_u = 1.5 \times r \times L^2 \times D \times K_p = 1.5 \times 1.90 \times 6.2^2 \times 0.28 \times 3.00 = 92.03 \text{ tonf}$$

여기서, Kicker Block에 작용하는 H-PILE의 수평저항력은

$$H_u \times (\text{Raker의 설치간격} / \text{H-PILE의 설치간격}) = 92.03 \times (4.5 / 4.5) = 92.03 \text{ tonf}$$

$$\text{전체 수평저항력은 } 38.03 \times 0.58 + 23.91 \times 0.5 + 92.03 = 126.16 \text{ tonf}$$

$$F_s = \frac{126.16}{104.60} = 1.21 > 1.2 \therefore \text{O.K}$$

Fig. 4.13 Computation results of kicker block in case 4(c)

Fig. 4.13(d)의 전도에 대한 안정성 검토에서도 수동토압(Q)를 23.91tonf으로 적용하여 설계를 수행하였다.

3) 전도에 대한 검토

$$F_s = \frac{M_r (\text{저항 모멘트})}{M_o (\text{전도 모멘트})}$$

A 점을 중심으로

$$M_r = (Pv1 + Pv2) \times B + W \times B/2 + Q \times H/3$$

$$= (21.00 + 0.47) \times 2 + 16.56 \times 2 / 2 + 23.91 \times 0.8 / 3$$

$$= 65.88 \text{ tonf-m}$$

$$M_o = R_h \times h = 104.60 \times 0.50 = 52.30 \text{ tonf-m}$$

$$F_s = \frac{M_r (\text{저항 모멘트})}{M_o (\text{전도 모멘트})} = \frac{65.88}{52.30} = 1.26$$

Fig. 4.13 Computation results of kicker block in case 5(d)

4.2.7 화정○○아파트 공동주택 건설공사(사례 6)

사례 6에서의 Raker 지지체 설계 검토조건은 Table 4.7에 나타내었고, 검토에 적용된 대표단면은 Fig. 4.14과 같다. 흙막이 벽체의 높이는 6.58m로 3단의 Raker로 구성되어 있으며, 상부 2단 Raker는 하나의 지지블록(kicker block)과 지지말뚝으로 지지하고 3단 Raker는 별도의 지지블록(kicker block)과 지지말뚝으로 지지하는 구조이다.

Table 4.7 Design condition(case 6)

Item	Content
Excavation height	H = 6.58m
Passive earth pressure	50% reduction
Active earth pressure	Consider cohesion
Sliding	Consideration
Type of support	Kicker block + Pile

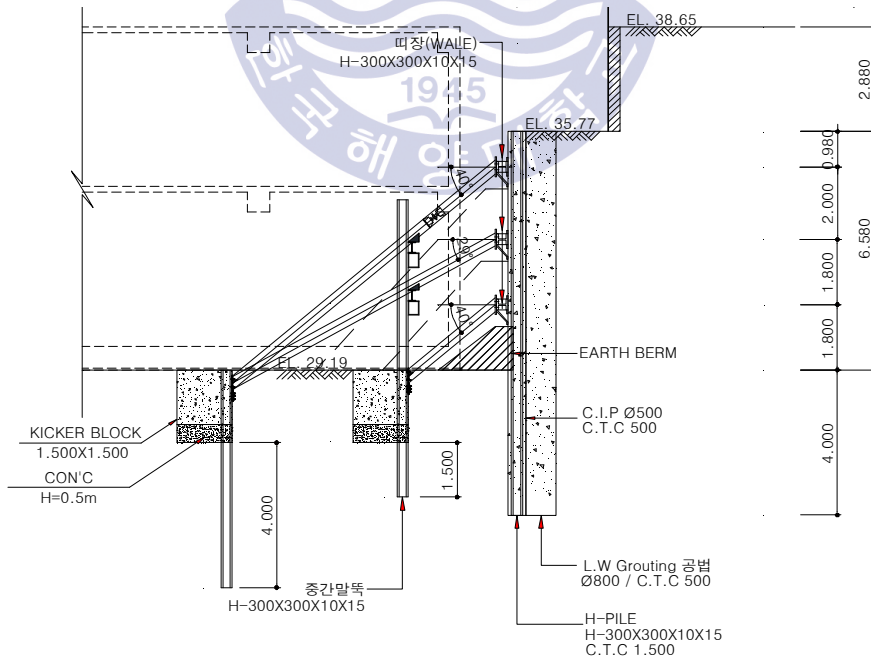


Fig. 4.14 Design section(case 6)

Fig. 4.15은 Fig. 4.14의 단면을 기준으로 계산된 Raker 지지체의 계산결과를 해당 과업의 구조계산서에서 발췌한 것이다. Fig. 4.15(a)에서 1, 2단 Raker와 지지블록(kicker block)의 제원과 설계조건, 강재의 허용응력, 굴착 단계 중 발생하는 최대 반력 등을 나타내고 있다.

가. Raker 설계 조건

1. Raker 사용 강재 제원

- 1) 사용 강재 : **H-PILE 300×300×10×15**
- 2) 단 면 적 (A) : **신재 119.8** cm² (구재일 경우 감소계수 0.85 적용)
- 3) 단면2차모멘트 (I_x) : **20400** cm⁴
- 4) 단면계수 (Z_x) : **1360** cm³
- 5) 단면2차반경 (r_x) : **13.10** cm
- 6) 단면2차반경 (r_y) : **7.51** cm

2. Raker 설치 수평 간격 (W) : **3.50** m

3. Raker의 굴착단계별 해석결과

- 1) 최대휨모멘트 (M_{max}) : **7.67** tm
- 2) 최대전단력 (S_{max}) : **6.70** t/m
- 3) 최대지점반력 : P_{w1} = **19.20** t/EA
P_{w2} = **31.00** T/EA

4. [표 1] 강재의 허용응력도 (서울지하철 설계기준) (kg/cm²)

허용축방향 인장응력	2,100	
허용축방향 압축응력	$l/r \leq 20$	2,100
l : 부재의 유효좌굴장 (cm)	$20 < l/r \leq 93$	$\{1,400 - 8.4(l/r - 20)\} \times 1.5$
r : 부재의 총단면2차반경 (cm)	$l/r \geq 93$	$\left[\frac{12,000,000}{6,700 + (l/r)^2} \right] \times 1.5$
허용휨인장응력	2,100	
허용휨응력	$l/b \leq 4.5$	2,100
l : 플랜지고정점간 거리 (cm)	$4.5 < l/b \leq 30$	$\{1,400 - 24(l/b - 4.5)\} \times 1.5$
b : 압축플랜지 폭 (cm)		
허용전단응력	1,200	
볼트의 허용전단응력	1,300	
볼트의 허용전단응력	3,000	

주) 공장용접부는 같은 값을 쓰며, 현장용접부는 그 80%로 한다.

5. Con'c 블록 제원

- 1) Con'c 블록 단위중량 ($\gamma_{con'c}$) : **2.5** t/m³
- 2) Con'c 블록 근입지반의 단위중량 (γ) : **0.9** t/m³
- 3) Con'c 블록 근입지반의 내부마찰각 (ϕ) : **30** ° (K_a : 0.333 , K_p : 3.003)
- 4) Con'c 블록 근입지반의 점착력 (c) : **0.5** t/m²
- 5) Con'c 블록 근입지반의 표준관입저항치 (N) : **20** 회

Fig. 4.15 Computation results of kicker block in case 6(a)

다음의 Fig. 4.15(b)에서는 1, 2단 Raker의 상세치수와 입력 값들 그리고, 지지블록(kicker block)에 작용하는 Raker 반력을 나타내었다.

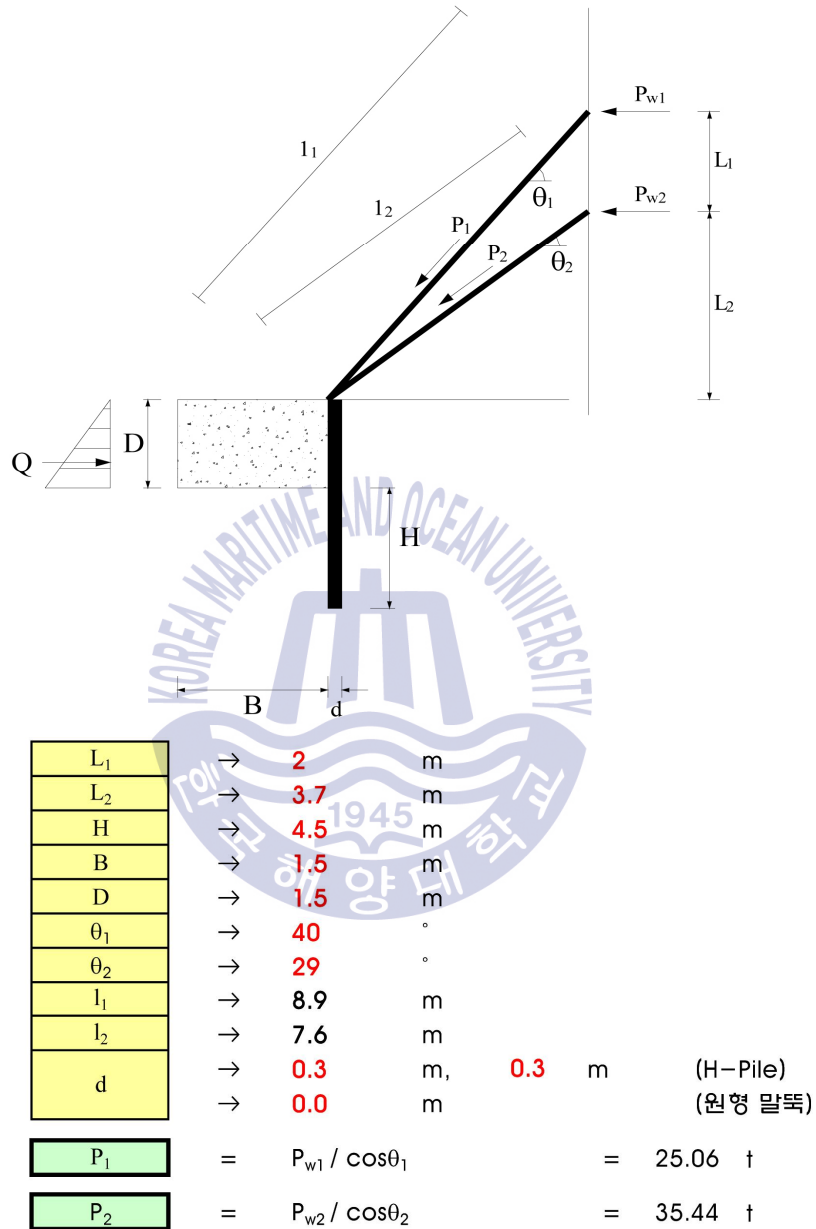


Fig. 4.15 Computation results of kicker block in case 6(b)

Fig. 4.15(c)은 지지블록 + 지지말뚝의 활동에 대한 안정성을 검토한 내용으로 활동력으로 작용하는 Raker의 수평력(P_{w1}, P_{w2})과 주동토폰(P_a) 그리고 저항력

으로 작용하는 마찰저항력(F), 수동토압(P_p), 지지말뚝의 수평저항력(H_u)의 합을 나누어 지지블록(kicker block) 자체의 활동안정성을 검토하였다. 해당 설계에서는 점선네모 ②과 같이 수동토압(P_p)을 1/2로 저감하여 적용하였으나, 점선네모 ①의 (-)로 계산된 주동토압(P_a)을 적용하여 활동력을 작게 산정하는 오류를 범하였다.

1) Con'c Block에 작용하는 주동토압(P_a)의 산정

①
$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma_{sub} \times D^2 \times K_a \times W - 2 \times c \times D \times \sqrt{K_a} \times W = -1.85 \text{ t}$$

2) Con'c Block에 작용하는 수동토압(P_p)의 산정

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma_{sub} \times D^2 \times K_p \times W + 2 \times c \times D \times \sqrt{K_p} \times W = 19.74 \text{ t}$$

3) Con'c block에 작용하는 마찰저항력(F)의 산정

- ① Con'c Block의 자중 : 19.69 t
- ② Raker1에 의한 수직력 : 16.11 t
- Raker2에 의한 수직력 : 17.18
- ③ 마찰저항력(F) : 26.49 t (마찰계수, $\mu=0.5$)

4) 억지말뚝에 의한 수평저항력(H_u) 산정

Broms의 방법에 의하여 산정하면 (고정 두부, 짧은 말뚝),

$$H_u = 1.5 \times \gamma \times H^2 \times d \times K_p = 27.91 \text{ t}$$

5) 활동에 대한 안전율(F_s) 산정

②
$$F_s = \frac{(P_p / 2) + F + H_u}{P_{w1} + P_{w2} + P_a} = 1.33 > 1.2$$

∴ O.K

Fig. 4.15 Computation results of kicker block in case 6(c)

4.2.8 수송동 ○○업무복합시설 신축공사(사례 7)

사례 7의 Raker 지지체 설계 검토조건은 Table 4.8와 같고, 검토에 적용된 대표단면은 Fig. 4.16에 나타내었다. Fig. 4.16에서 보듯이 흙막이 벽체의 상부는 Strut로 맞버팀 구조이며, 하부는 Raker로 지지하는 구조이다. Raker가 지지하는 흙막이 벽체의 높이는 약 6.26m로 2단의 Raker로 구성되어있으며, 지지블록(kicker block)과 지지말뚝으로 Raker를 지지하는 구조이다.

Table 4.8 Design condition(case 7)

Item	Content
Excavation height	H = 6.26m
Passive earth pressure	50% reduction
Active earth pressure	Consider cohesion
Sliding	Consideration
Type of support	Kicker block + Pile

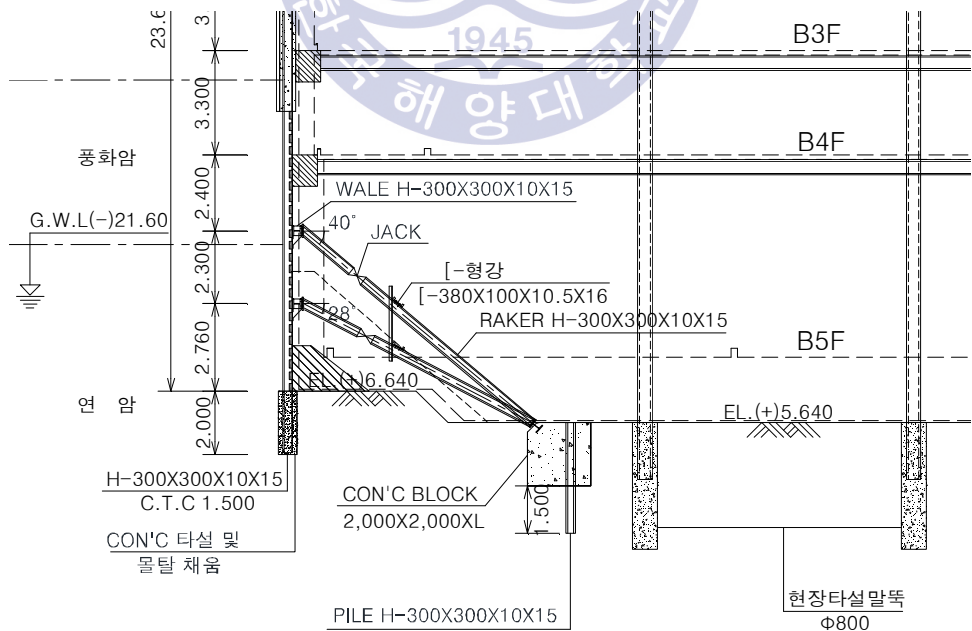


Fig. 4.16 Design section(case 7)

Fig. 4.17은 Fig. 4.16의 단면을 기준으로 계산된 Raker 지지체의 계산결과를 해당 과업의 구조계산서에서 발췌한 것이다. Fig. 4.17(a)에서 Raker와 지지블록(kicker block)의 제원과 설계조건, 강재의 허용응력, 굴착 단계 중 발생하는 최대 반력 등을 나타내고 있다.

가. Raker 설계 조건

1. Raker 사용 강재 제원

- 1) 사용 강재 : **H-PILE 300×300×10×15**
- 2) 단 면 적 (A) : **신재 119.8** cm² (구재일 경우 감소계수 0.85 적용)
- 3) 단면2차모멘트 (I_x) : **20400** cm⁴
- 4) 단면계수 (Z_x) : **1360** cm³
- 5) 단면2차반경 (r_x) : **13.10** cm
- 6) 단면2차반경 (r_y) : **7.51** cm

- 2. Raker 설치 수평 간격 (W) : **3.50** m

3. Raker의 굴착단계별 해석결과

- 1) 최대휨모멘트 (M_{max}) : **15.47** t-m/m
- 2) 최대전단력 (S_{max}) : **15.67** t/m
- 3) 최대지점반력 : P_{w1} = **80.70** t/EA
P_{w2} = **58.70** T/EA

4. [표 1] 강재의 허용응력도 (서울지하철 설계기준) (kg/cm²)

허용축방향 인장응력	2,100	
허용축방향 압축응력	$l/r \leq 20$	2,100
l : 부재의 유효좌굴장 (cm)	$20 < l/r \leq 93$	$\{1,400 - 8.4(l/r - 20)\} \times 1.5$
r : 부재의 총단면2차반경 (cm)	$l/r > 93$	$\left[\frac{12,000,000}{6,700 + (l/r)^2} \right] \times 1.5$
허용휨인장응력	2,100	
허용휨응력	$l/b \leq 4.5$	2,100
l : 플랜지고정점간 거리 (cm) b : 압축플랜지 폭 (cm)	$4.5 < l/b \leq 30$	$\{1,400 - 24(l/b - 4.5)\} \times 1.5$
허용전단응력	1,200	
볼트의 허용전단응력	1,300	
볼트의 허용전단응력	3,000	

주) 공장용접부는 같은 값을 쓰며, 현장용접부는 그 80%로 한다.

5. Con'c 블록 제원

- 1) Con'c 블록 단위중량 ($\gamma_{con'c}$) : **2.5** t/m³
- 2) Con'c 블록 근입지반의 단위중량 (γ) : **1.2** t/m³
- 3) Con'c 블록 근입지반의 내부마찰각 (ϕ) : **38** ° (K_a : 0.238 , K_p : 4.202)
- 4) Con'c 블록 근입지반의 점착력 (c) : **5.0** t/m²
- 5) Con'c 블록 근입지반의 표준관입저항치 (N) : **50** 회

Fig. 4.17 Computation results of kicker block in case 7(a)

Fig. 4.17(b)에서는 1, 2단 Raker의 상세치수와 지지체 계산을 위한 입력값과 지지블록(kicker block)에 작용하는 Raker 반력을 나타내었다.

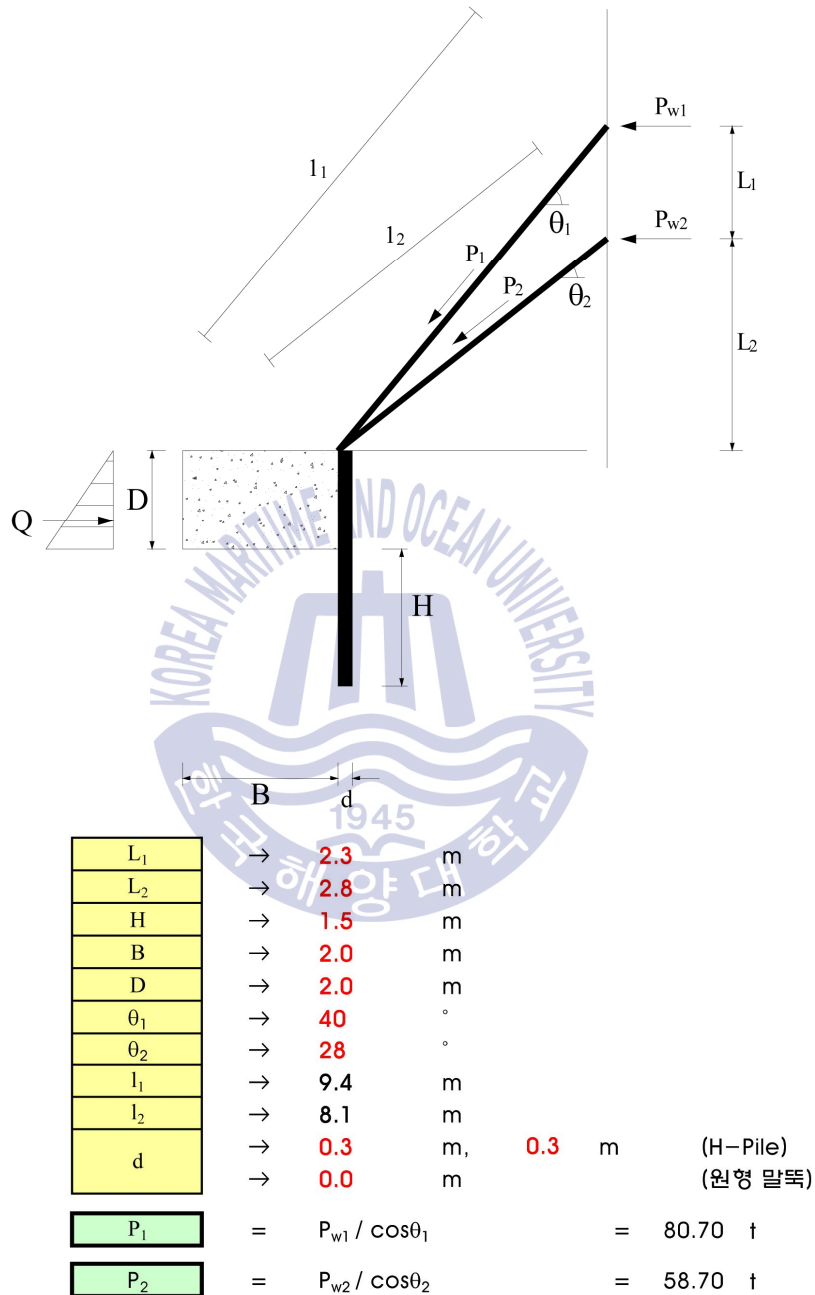


Fig. 4.17 Computation results of kicker block in case 7(b)

다음 Fig. 4.17(c)은 지지블록(kicker block) + 지지말뚝의 활동에 대한 안정성

검토 내용으로 활동력으로 작용하는 Raker의 수평력(P_{w1}, P_{w2})과 주동토압(P_a) 그리고 저항력으로 작용하는 마찰저항력(F), 수동토압(P_p), 지지말뚝의 수평저항력(H_u)의 합을 나누어 지지블록(kicker block) 자체의 활동안정성을 검토하였다. 해당 설계에서는 점선네모 ②와 같이 수동토압(P_p)을 1/2로 저감하여 적용하였으나, 점선네모 ①에서 점착력에 의해 (-)로 계산된 주동토압(P_a)을 적용하여 활동력을 작게 산정하는 오류를 범하였다.

1. 활동에 대한 검토

1) Con'c Block에 작용하는 주동토압(P_a)의 산정

①
$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma_{sub} \times D^2 \times K_a \times W - 2 \times c \times D \times \sqrt{K_a} \times W = -32.15 \text{ t}$$

2) Con'c Block에 작용하는 수동토압(P_p)의 산정

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma_{sub} \times D^2 \times K_p \times W + 2 \times c \times D \times \sqrt{K_p} \times W = 178.79 \text{ t}$$

3) Con'c block에 작용하는 마찰저항력(F)의 산정

- ① Con'c Block의 자중 : 35 t
- ② Raker1에 의한 수직력 : 51.87 t
- Raker2에 의한 수직력 : 27.56 t
- ③ 마찰저항력(F) : 57.22 t (마찰계수, $\mu = 0.5$)

4) 억지말뚝에 의한 수평저항력(H_u) 산정

Broms의 방법에 의하여 산정하면 (고정 두부, 짧은 말뚝),

$$H_u = 1.5 \times \gamma \times H^2 \times d \times K_p = 5.79 \text{ t}$$

5) 활동에 대한 안전율(F_s) 산정

②
$$F_s = \frac{(P_p / 2) + F + H_u}{P_{w1} + P_{w2} + P_a} = 1.42 > 1.2$$

∴ O.K

Fig. 4.17 Computation results of kicker block in case 7(c)

제 5 장 결 론

본 연구에서는 경사고임대의 사고사례와 경사고임대 지지체인 지지블록(kicker block)과 지지말뚝의 안정성 검토에 대하여 현행 설계기준과 설계사례를 분석 하였으며 그 내용을 요약하면 다음과 같다.

1. 현재의 설계기준에서는 경사고임대와 관련한 검토 기준이 명확하게 마련 되어있지 않았다.

2. 설계사례 분석결과 경사고임대(raker)의 지지블록(kicker block)에 작용하는 수동토압을 100%로 저항력으로 산정하여 불안전측의 검토가 이루어진 경우가 많았으며, 점착력(c)을 고려한 경우 음수로 계산된 주동토압 값을 그대로 활동력 항목에 추가하여 오히려 활동력을 감소시키는 오류를 범한 경우도 있었다. 가장 안정적인 사례는 지지블록(kicker block)에 작용하는 수동토압을 50% 감소시키고, 점착력을 고려하였으나 주동토압이 음수로 계산되지 않은 경우였다.

3. 경사고임대 지지체는 지지블록(kicker block) 단독으로 사용되거나 지지블록과 지지말뚝이 함께 구성되며, 지지블록(kicker block)에 작용하는 주동토압은 활동력으로 작용하고, 지지블록에 작용하는 수동토압과 지지말뚝의 수평저항력은 활동저항력으로 작용한다. 그러나 주동토압과 수동토압이 발생하기 위한 주동변위와 수동변위의 차이는 매우 크므로 지지블록에서 계산된 Rankine의 수동토압 값을 100% 저항력으로 적용하는 것은 불안정하므로 본 연구에서는 안전한 경사고임대 설계를 위하여 수동토압을 50% 줄여서 사용하는 것을 제안한다.

4. 그리고, 점착력이 있는 점토질 흙의 경우 점착력을 고려하면 주동토압 값이 음수로 계산되는 경우가 있으며, 이로 인하여 활동력을 감소시켜는 결과를 가져오므로 주동토압이 음수로 나타나는 경우에는 주동토압을 0으로 적용하는 것을 제안한다.

참고문헌

- 건설교통부, 2006. *가설공사 표준시방서*. 건설교통부.
- 국토교통부, 2015. *철도설계기준(노반편)*. 국토교통부.
- 국토해양부, 2013. *건축공사 표준시방서*. 국토교통부.
- 국토교통부, 2014. *가설공사 표준시방서*. 국토교통부.
- 국토해양부, 2012. *도로설계기준*. 국토교통부.
- 국토교통부, 2013. *국도건설공사 설계실무 요령*. 국토교통부.
- 국토해양부, 2014. *구조물기초설계기준*. 국토교통부.
- 국토교통부, 2015. *도로공사 표준시방서*. 국토교통부.
- 국토교통부, 2016. *가설흙막이 설계기준(KDS 21 30 00)*. 국토교통부.
- 국토교통부, 2016. *가설흙막이 공사(KCS 21 30 00)*. 국토교통부.
- 한국건설기술연구원, 2016. *경사 버팀대 지지체 및 앵커의 안전성 기준 연구*. 한국건설기술연구원.
- 한국도로공사, 2012. *도로설계편람*. 한국도로공사.
- 한국철도시설공단, 2011. *철도건설공사 전문시방서*. 한국철도시설공단.
- (주)○○건축사사무소, 2012. *영도구 ○○동 ○○아파트 신축공사 흙막이 가시 설 구조검토서*. (주)○○건축사사무소
- (주)○○이엔씨, 2011. *고양시 일산동구 ○○동 ○○시설 신축공사에 따른 흙막이공사 구조계산서*. (주)○○이엔씨
- (주)○○종합기술단, 2013. *서대신동 ○○○ 신축공사 흙막이 가시설 구조검토서*. (주)○○종합기술단
- (주)○○컨설턴트, 2014. *부산 수영구 ○○동 ○○주택 신축공사 흙막이보고서*. (주)○○컨설턴트

- 종합건축사사무소, 2013. 서구 ○○동 ○○주택 신축공사에 따른 흙막이 가
시설 구조 검토서. ○○종합건축사사무소
- (주)○○이엔씨, 2012. 화정○○아파트 공동주택 건설공사에 따른 지하굴착 및
흙막이 공사 구조계산서. (주)○○이엔씨
- (주)○○이엔씨, 2013. 수송동 ○○, 업무복합시설 신축공사에 따른 흙막이 공사
구조계산서. (주)○○이엔씨
- Kim S.K., Lee Y.H., Oh S.B., 2013. *Soil Mechanics*. Third Edition. Cheongmoon
Publishing. Co.
- Lee I.M., 2003. *Introduction to Soil Mechanics*. SaeRon Publishing. Co.
- Cho C.H., 2010. *Piling Engineering Practice*. Engineer Book Publishing. Co.
- Das, B.M., 1994. *Principles of Geotechnical Engineering*. Third Edition. PWS
- Das, B.M., 1995. *Principles of Foundation Engineering*. Third Edition. PWS
- Canadian Geotechnical Society, 2006. *Canadian Foundation Engineering Manual*.
4th Ed. Canadian Geotechnical Society. p. 381
- Farmer, I. W., 1983. *Engineering Behaviour of Rocks*. 2nd Edition. Chapman
and Hall Ltd.,
- Hanna, T. H., 1982. *Foundation in tension*. McGRAW-HILL company. p. 159.
- Bowles, J.E., 1966. *Foundation Analysis and Design*. Fifth Edition. McGraw-ill.
- Korean Geotechnical Society, 2015. *Commentary of Structure Foundation
Engineering Manual*. Korean Geotechnical Society.
- Korean Geotechnical Society, 2002. *Deep Foundation(Geotechnical Series 4)*.
Korean Geotechnical Society.
- Reese, L.C., Van Impe, W.F., 2001. *Single Piles and Pile Groups Under Lateral
Loading*. A.A.Balkema. pp. 369-383
- Wilson, P., Elgamal, A., 2010. *Passive Earth Pressure Force-Displacement*

Relationships. In: Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. San Diego, California, May 24-29, 2010.

Marsh Jr, R.A., 2009. *Passive Earth Pressures on a Pile Cap with a Dense Sand Backfill*. Master of science. Brigham Young University.

Prakash, S., Sharma, H.D., 1990. *Pile Foundations in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc. pp. 326-330

NEWSis, 2014. Available at:http://www.newsis.com/ar_detail/view.html?ar_id=NISX20140403_0012831_349&cID=10809&pID=10800[접근 2018.02.09]

Jejusori, 2013. Available at:<http://www.jejusori.net/news/articleView.html?idxno=130798> [접근 2018.02.09]



감사의 글

2016년 1월 부산광역시 하천살리기추진단으로 발령받으면서 민선6기의 핵심 프로젝트인 “부전천 생태하천 복원사업”을 담당하게 되었습니다.

대도심에서 노후된 건물과 접한 하천복개 구조물을 자연형 하천으로 복원하는 쉽지 않은 업무를 담당하면서 노후한 건축물의 안정성과 안전한 흙막이공법에 대하여 고민을 하던 중에 한국해양대학교 토목환경공학과 김태형 교수님을 지도교수님으로 모시고 토질과 기초에 대하여 고민하고 공부하는 시간을 가진 것은 더 없이 좋은 자기계발의 시간이었습니다.

단순히 토질에 대한 공부뿐 만 아니라 바쁘게 달려 온 공직생활과 토목에 대한 시각을 다시 한번 돌아보는 계기가 되었습니다.

논문을 준비하는 과정이 일과 학업을 병행하다보니 나름대로 힘든 과정이었으나 면밀히 처음부터 마무리까지 세심하게 챙겨주신 김태형 지도교수님께 진심으로 감사와 존경의 말씀을 올립니다. 또한, 바쁘신 일정 중에도 논문 심사를 위하여 시간과 가르침을 전수해주신 서영교 교수님과 오재홍 교수님께도 감사의 말씀을 올립니다.

대학원 석사과정 중에 늘 함께 같이 해주신 한국도로공사 김창호, 정창훈 팀장님, 지오알앤디의 김태오 이사님, 김향은 부장님, 대학원의 영원한 총무 최정표 총무님 그리고 황웅기박사 께도 고마움을 전합니다.

우리가 같이 했던 시간이상으로 김태형 지도교수님을 모시고 사회에서도 우정 돈독하게 살아가길 바랍니다.

석사과정 졸업과 동시에 2019년1월9일자로 사무관으로 승진되어 해운대구청 건설과장으로 발령받아 개인적으로 무한한 영광이며 이 모든 것이 하나님의 은혜임을 잘 알고 있습니다.

저도 이제 한국해양대학교 토목환경공학과 동문으로서 열심히 공직 생활하여 대학에서 배운 지식을 현업에 적극 활용하고 해대 후배들에게도 모범이 되는 선배가 되길 다짐하면서 다시 한번 많은 관심으로 지도해 주신 김태형 교수님께 감사의 말씀을 올립니다.

교수님 감사합니다.

2019년 2월
황금재