

잘못 적용되기 쉬운 철도 설계기준 돌아보기



박재용 |
(주)선구엔지니어링
구조본부장

1. 머리말

보통 설계자들은 이 전 설계에서 문제가 없었던 경우에는 설계기준 적용의 옳고 그름에 대하여 깊이 생각하지 않는데, 특히 다소 안전측의 결과를 가져오는 경우에는 특히 더 그러하다. 여기서 “문제가 없었던”이라는 의미는 시공 중 또는 공용 중의 안전성을 확보하고 있다는 의미보다는 설계심이나 설계감리 검토 등의 절차에서 설계자를 귀찮게 하지 않았다는 의미로 표현하였다.

그동안 설계과정에서 문제가 없었더라도, 토목구조물 설계에서 일반적으로 잘못 적용되고 있다고 판단되는 몇 가지 기준 적용의 관행에 대하여 돌아보고, 기준의 원리 및 배경을 충실히 이해함으로써 불필요한 재료의 낭비를 막고 안전성을 정확히 확보하는데 도움이 되도록 하고자 한다.

지금부터 검토할, 잘못 적용되는 것으로 판단되는 기준은 다음과 같다.

- 슬래브의 휨 최소철근 적용
- 지점침하하중
- 직접기초의 허용지력
- 교각 말뚝반력의 양방향 합성

2. 슬래브의 휨 최소철근 적용

“철도설계기준(노반편)(2011) 10.6.4 (2) ② 휨부재의

최소 철근” 규정은 다음과 같다. 콘크리트구조설계기준의 휨부재의 최소 철근량 규정도 동일하다.

가. 해석에 의하여 인장철근 보강이 요구되는 휨부재의 모든 단면에 대하여 아래 「나. 다. 라. 항」에 규정된 내용을 제외하고는 철근의 단면적 A_s 는 <식 (10.6.1)> 과 <식 (10.6.2)> 에 의해 계산된 값 중 큰 값 이상으로 해야 한다.

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \quad (10.6.1)$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (10.6.2)$$

나. 생략

다. 부재의 모든 단면에서 해석에 의해 필요한 철근량보다 1/3 이상 인장철근이 더 배치되는 경우에는 「10.6.4 (2) ② 가. 항 및 나. 항」의 규정을 적용하지 않을 수 있다.

라. 두께간 균일한 구조용 슬래브와 기초판에 대하여 경간방향으로 보강되는 인장철근의 최소 단면적은 「10.4.8 항」에 규정한 값과 같아야 한다. 여기서 「10.4.8 항」은 추축 및 온도철근에 대한 규정임.

이 규정의 의미를 살펴볼 필요가 있다. 이 규정은 철근의 과소 보강으로 인한 휨부재의 급작파괴를 방지하기 위한 조항이다. 철근비가 매우 작은 경우에 철근콘크리트 단면으로 계산한 휨모멘트가 그 단면을 무근콘크리트 단면으로 보고, 콘크리트의 휨인장강도에 준하여 계산한 휨모멘트보다 작아지며, 이와 같은 경우 예기치 못한 초과하중이 재하되면 급작스러운 파괴가 일어난다. 구조부재의 이러한 취성파괴를 방지할 목적으로 무근콘크리트 단면으로

계산한 휨모멘트를 초과하는 철근량을 최소철근으로 요구하고 있는 것이다.

다만, 최소철근 규정에 의해 필요이상의 과대한 철근이 적용되는 것을 막기 위해 예외조항을 두고 있는데, 첫째 우선 해석에 의해 요구되는 철근량보다 1/3이상 많은 경우에는 위 두 식을 적용하지 않는다. 이는 아무리 초과하중이라도 당초 설계에서 가정한 하중의 1/3이상은 발생하지 않는다고 본 것이다.

두 번째 예외조항은 슬래브와 같은 면부재에 대한 것이다. 슬래브와 같은 면부재에서는 초과하중이 발생하여도 횡방향(휨에 대한 직각방향)으로 분포되어 급작스러운 파괴가 일어날 가능성이 적기 때문에 위 두 식에 의한 최소철근을 적용할 필요성이 없으며 수축 및 온도철근에 의한 최소철근을 만족하면 된다. 만약 초과하중이 슬래브 전 폭에서 일어난다고 하면 이는 예기치 못한 초과하중이 아니고 설계를 잘못했다고 보아야 할 것이다.

현재 대부분의 설계자들이 슬래브교 및 라멘교의 슬래브, 지하철 등 지하구조물의 슬래브, 통로 및 수로 암거의 슬래브나 벽체, 옹벽의 벽체 등에 대하여 휨부재로 설계하면서 위<식(10.6.1)>과<식(10.6.2)>에 의해 계산되는 최소철근을 적용하고 있으나 본 조항의 취지를 생각할 때 이는 모멘트가 적게 발생하는 위치에 필요 이상의 철근을 사용하는 것이 된다. 특히 지하철과 같이 복잡한 구조에서는 부분적으로 단면의 두께에 비하여 모멘트가 적게 발생하는 부재가 반드시 발생하게 되는데 본 조항의 정확한 이해를 바탕으로 적정 철근량을 사용함으로써 경제성을 향상할 수 있을 것이다.

3. 지점침하 하중

지점변위(지반변동)가 발생할 경우 발생 변위는 교량 수명기간동안 작용하며 이는 주하중에 해당하는 특수하중으로 분류되는 중요한 하중이다. “철도설계기준(노반편)(2011) 8.2.2 (11) ⑥ 하부구조에 대한 지점 변동의 영향”의 내용은 다음과 같다.

하부구조 완성 후 기초지반의 압밀침하 등에 의한 지반

변동이 예상되는 경우에는 그 영향을 고려한다. 지반변동의 예는 다음과 같다.

가. 기초주변지반의 압밀침하

나. 배면성토에 의한 연약지반의 측방유동

다. 하천의 흐름, 파랑에 의한 세굴, 하상저하

위 설계기준 내용에서 지반변동 발생 가능한 상황을 예시하고 있는데, 일반적인 교량에서 발생할 수 있는 영구 변형이다. 이 변위는 상부구조에 영향을 미치는데, 연속보와 같은 교량의 상부구조는 기초구조물의 연직침하에 의해 응력이 발생하며, 라멘교와 같은 상·하부 일체 구조인 경우에는 기초의 연직침하, 수평이동, 회전변위 모두에 의해 응력이 발생하게 된다. 따라서 지점변동이 예상될 때는 해당 위치의 해당 구조물에서 발생 가능한 예상 변위량을 산정하여 설계에 반영하여야 한다.

그러나 도로교, 철도교를 막론하고 설계 실무에서는, 해당 구조물에서 발생 가능한 예상 변위량을 적용하지 않고, 부정정 교량에 대하여 일률적으로 2cm의 연직처짐을 하중으로 재하하여 구조해석을 수행하고 있는데 이는 도로설계편람 및 철도설계편람을 근거로 하고 있는 것으로 보이며 또 안전측의 설계를 하려는 설계자의 심리가 반영된 결과라 할 수 있을 것이다. 위 연직처짐 2cm의 근거가 되는 “철도설계편람(토목편) (IV) 콘크리트 하부구조 (2004) 6.5.1 (1) 허용 연직변위량”의 내용은<표 1>과 같다. (도로설계편람도 동일한 내용을 수록하고 있음.)

<표 1>에서 허용 변위량은 과거 공용 중인 교량의 사례를 조사한 결과 대략 이 값 정도 이내의 변위가 발생한 교량은 사용에 문제가 없다는 의미를 내포하고 있는 것이며, 이 정도의 변위를 하중으로 재하한다는 의미가 아니다. 허용 변위 값이 2cm이므로 2cm를 하중으로 재하한다는 것은, 거더 설계에서 상부구조 허용처짐이 10cm라면 10cm 처짐이 발생하게 하는 단면력에 대하여 설계한다는 것과 동일한 의미로 전혀 타당성이 없다.

표 1. 철도설계편람 부정정구조물의 허용 연직변위량

지 지 층	최대변위량(mm)	부등변위량(mm)	비 고
모래지반	25	20	
점토지반	50	20	
복합지반	30	20	

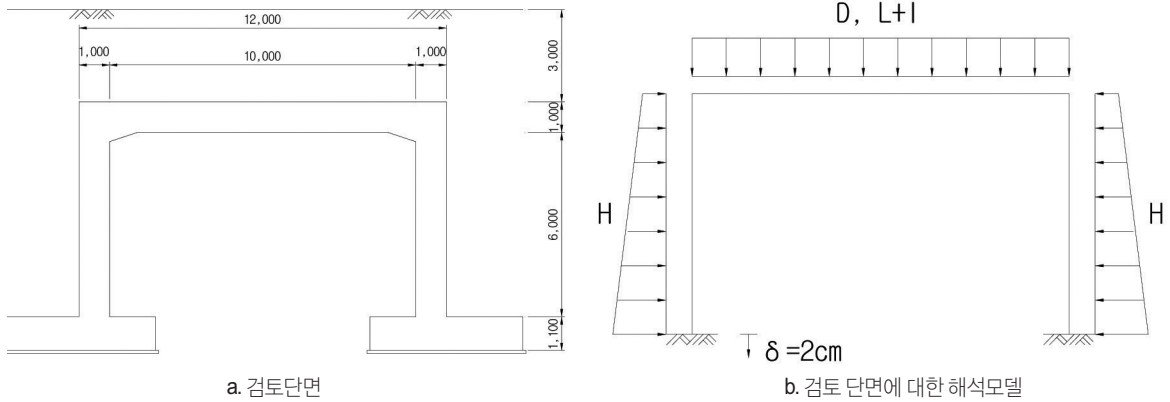


그림 1. 라멘교 사례

일반적으로 철도교는 대부분 단순교 형태를 취하므로 지점침하가 발생하더라도 상부구조에 응력이 발생하지 않으며, 강교와 같이 경간이 긴 교량은 연속교로 설계하더라도 지점침하에 의해 발생하는 응력의 증가량이 미소하여 문제가 되지 않는 경우가 많다. 다만 라멘교의 경우와 같이 경간이 짧으면서 휨강성이 큰 구조는 지점침하에 의해 발생하는 응력(단면력)이 크므로 전체 구조에 대한 기여도가 크다. 따라서 직접기초일 때 라멘교는 풍화암 이상의 양호한 지반에 지지시키며, 편의상 연·경암의 암반 지지라면 지점침하는 거의 발생하지 않는데 이런 경우에도 2cm의 침하량을 적용하여 구조해석을 수행한다면 지나친 과다설계로 볼 수 있다.

참고로 <그림 1>과 같은 라멘구조에서 지점침하 2cm를 적용하여 지점침하가 전체 단면력에 미치는 영향을 검토할 때 아래와 같은 2가지의 하중 조합을 생각할 수 있다.

$$\text{COMB-1} = 1.4D + 2.0(L+I) + 1.7H$$

$$\text{COMB-2} = 1.4D + 1.4(L+I) + 1.7H + 1.4G$$

여기서 D : 고정하중에 따른 단면력,
L+I : 활하중 및 충격에 따른 단면력

H : 횡도압에 따른 단면력,
G : 지점침하에 따른 단면력

위 하중조합에서 알 수 있듯이 활하중의 영향이 적어 지점침하의 영향이 커지므로, 지점침하 영향이 크도록 토 피고 3m 정도의 라멘을 예로 선택하였다.

지점침하는 좌측에 2cm 발생하는 것으로 보았으며, 크리프의 영향을 고려하여 지점침하에 의한 단면력은 50%만 유효한 것으로 하였다. 해석결과 대표 단면력인 모멘트를 요약하여 정리하면 <표 2>와 같다.

우측 부모멘트 위치에서 지점침하가 포함된 COMB-2가 지배적이라는 것을 알 수 있는데 이런 현상은 토피고가 클수록, 경간이 짧을수록 더 커지게 된다. 앞에서 말한 것처럼 COMB-2는 실제로 발생하지 않는 상황이라는 것을 생각할 때 COMB-2를 지배적 상황으로 만드는 것이 타당하지 않다는 것은 더욱 명백해진다. 따라서 실제 발생할 수 없는 지점침하를 적용하지 않음으로써(정당하게) 즉 COMB-1을 적용함으로써 합리적이면서도 경제적인 설계를 유도할 수 있다.

표 2. 해석결과 단면력(모멘트)

(단위 : kN-m)

구 분	D	L+I	H	G	COMB-1	COMB-2
우측 부모멘트	-286.70	-189.11	-35.54	-245.46	-839.84	-1070.02
중앙 정모멘트	273.86	183.72	-	-	697.15	609.36
벽체하단	134.19	88.51	-252.53	245.46	-64.40	-461.16

4. 직접기초의 허용지지력

직접기초의 지지력에 대한 안정검토는 보통 아래 그림과 같이 이루어지고 있다.

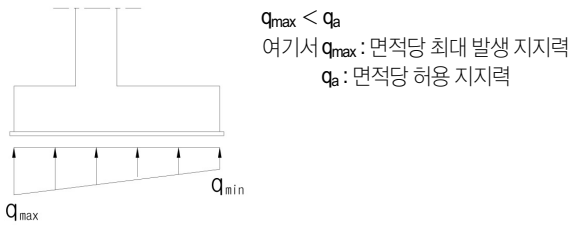


그림 2. 허용 지지력 검토 관행

그러나 위와 같은 지지력 검토 관행은 정확한 방법이 아니며, 지반의 지지력 파괴 메카니즘과 지지력 산정 식의 원

리에 대한 정확한 이해를 위하여 설계기준에 제시된 허용 지지력의 이론적 배경을 잠깐 살펴볼 필요가 있다. “철도 설계기준(철도교편)(2004) 6.4 지반의 극한지지력” 및 “도로교설계기준 해설(2008) 5.6.4.1 허용연직지지력”은 “구조물기초설계기준 해설(2011) 4.2.3 해설”에서 설명하는 Terzaghi, Meyerhof 및 Hansen의 이론에 근거하고 있다. 가장 최근의 기준인 “철도설계기준(노반편)(2011)”에는 지지력 검토에 대한 원론만 제시하고 세부 규정은 제시하고 있지 않다.

지지력 산정 원리의 기본이 되는 Terzaghi의 전단파괴 모델은 <그림 3>과 같이 표현할 수 있다. 연직력에 의한 지반의 파괴는 <그림 2>와 같은 반력의 꼭지점에서 허용지지력을 초과하여 국부적으로 파괴가 발생하는 것이 아니며, <그림 3>의 DFH 및 DEG로 이어지는 면의 전단파괴에 의하여 발생한다. 이 때 허용지지력 및 극한지지력은 다음 식

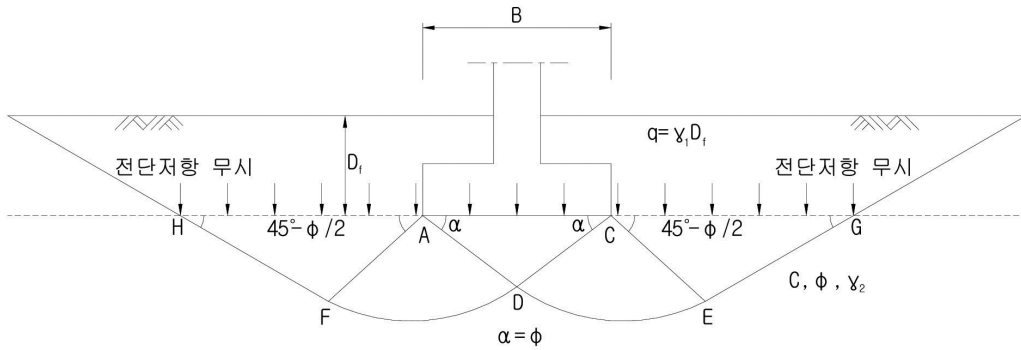


그림 3. Terzaghi의 전단파괴 모델

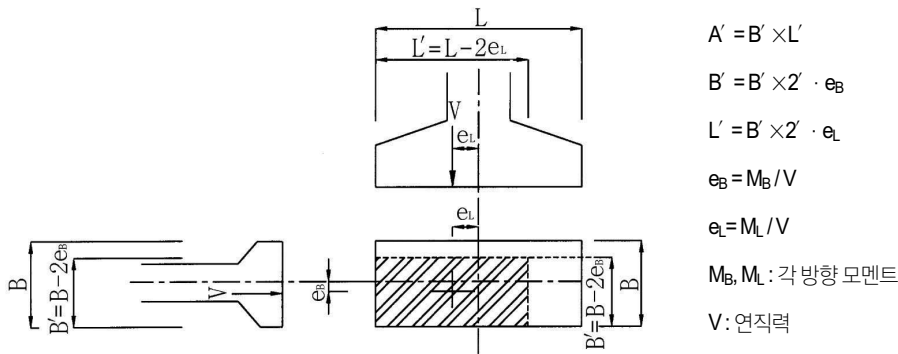


그림 4. 편심 있을 때 유효 재하면적

과 같이 표현할 수 있다.

$$Q_a = Q_u / SF, SF: \text{안전율(평상시 3, 지진시 2)} \quad (\text{식 1})$$

$$Q_u = A' \cdot [\alpha \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r] \quad (\text{식 2})$$

여기서 Q_a : 지반의 허용 연직지지력(kN)

Q_u : 지반의 극한지지력(kN)

A' : 유효재하면적(m^2)

c : 지반의 점착력(kN/m^2)

q : 상재하중(kN/m^2), $q = \gamma_2 \cdot D_f$

γ_1 : 기초 아래 지반의 단위중량(kN/m^3)

γ_2 : 기초 측면 지반의 단위중량(kN/m^3)

B' : 기초의 유효 재하 폭(m), $B' = B - 2 \cdot e_B$

e_B : 기초의 편심량(m)

D_f : 기초의 유효 근입깊이(m)

α, β : 기초의 형상계수

N_c, N_q, N_r : 지지력 계수

편심이 있을 때 기초의 유효재하면적은 <그림 4>와 같다. 기초의 지반이 파괴상태에 도달했을 때는 지반반력 분포가 정확히 등분포는 아니더라도, Meyerhof가 가정한 것처럼, 하중의 합력의 작용점을 중심으로 하는 가상의 기초 폭(<그림 4>의 빗금친 부분)에 똑같이 유효하게 작용하는 것으로 한다. 이 때 파괴 형태는 여전히 <그림 3>과 같으며 다만 B 를 B' 로 치환한 것과 같다.

현실적으로 발생 가능성이 높은, 2방향 편심이 있는 기초의 지지력 검토에 대한 예를 들어본다. 각 하중 및 지반 조건을 다음과 같이 가정한다.

$$V = 10000kN, M_B = 7000kN\cdot m, M_L = 5000kN\cdot m$$

$$B = 5.0m, L = 10.0m$$

$$N = 30, c = 0 kN/m^2, \gamma_1 = \gamma_2 = 19kN/m^3$$

$$D_f = 1.0m \rightarrow q = 1.0 \times 19 = 19kN/m^2$$

이 때 극한 지지력 산정을 위한 세부 값을 구하면 다음과 같다. (α, β 및 N_c, N_q, N_r 등의 값의 산출 근거는 설계기준 참조)

$$e_B = M_B / V = 7000 / 10000 = 0.7m$$

$$e_L = M_L / V = 5000 / 10000 = 0.5m$$

$$B' = B - 2 \cdot e_B = B - 2 \cdot 0.7 = 5.0 - 2 \times 0.7 = 3.6m$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L = L - 2 \cdot 0.5 = 10.0 - 2 \times 0.5 = 9.0m$$

$$A' = 3.6 \times 9.0 = 32.4m^2$$

$$\alpha = 1 + 0.3 B / L = 1 + 0.3 \times 5 / 10 = 1.15$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B / L = 1 - 0.1 \times 5 / 10 = 0.45$$

$$N_c = 37.26, N_q = 22.46, N_r = 19.73$$

(식 2)의 []안의 면적당 극한 지지력을 q_u 라 하고 그 값을 구하면 다음과 같다.

$$q_u = 0 + 19 \times 22.46 + 0.45 \times 19 \times 3.6 \times 19.73 = 1034 kN/m^2$$

앞에서 언급한 바와 같은 관행적 설계 방법에 따르면 지지력 검토는 다음과 같이 이루어진다. 이 때 면적당 허용지 지지력을 q_a 라 한다.

$$q_a = q_u / SF = 1034 / 3 = 345 kN/m^2$$

$$q_{B-max,min} = \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_B}{B} \right) = \frac{10000}{5.0 \times 10.0} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.7}{5.0} \right) = 368, 32 kN/m^2$$

$$q_{L-max,min} = \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_L}{L} \right) = \frac{10000}{5.0 \times 10.0} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.5}{10.0} \right) = 260, 140 kN/m^2$$

따라서 $q_{B-max} > q_a$ 이므로 지지력에 불안전 → 기초 규격을 확대해야 함.

그러나 Terzaghi의 전단파괴 모델처럼 연직력이 하중 합력의 작용점을 중심으로 하는 가상의 기초폭에 똑같이 유효하게 작용하는 것으로 검토한 결과는 다음과 같다.

$$Q_u = A' \cdot [\alpha \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r] =$$

$$A' \cdot q_u = 32.4 \times 1034 = 33502 kN$$

$$Q_a = 33502 / 3 = 11167 kN$$

따라서 $V < Q_a$ 이므로 지지력에 안전 → 기초 규격 적정.

지금까지 살펴본 바와 같이 Terzaghi, Meyerhof 및 Hansen의 이론에 근거하여, 설계기준 취지에 부합하도록 지지력에 대한 외적 안정 검토를 수행하면 지금까지의 관행에 의한 설계보다 다소라도 직접기초 규격 축소를 기대할 수 있다.

5. 교각 말뚝반력의 양방향 합성

연직력 및 양방향 모멘트가 작용하는 교각 말뚝기초의 반력을 검토할 때 일반적으로 교축방향과 교축 직각방향에 대하여 각각의 말뚝 반력을 구하여 지지력에 대한 안정 여부를 판단하고 있다. 예를 들기 위하여 고정하중(D) 및 활하중(L) 외에 교축방향 수평력 및 모멘트[시·제동하중(SB), 장대레일중하중(LR) 등], 교축 직각방향 수평력 및 모멘트[풍하중(W), 원심하중(CF) 등]가 작용하는 아래 그림과 같은 가상 구조계를 생각할 수 있다. 이해를 쉽게 하기

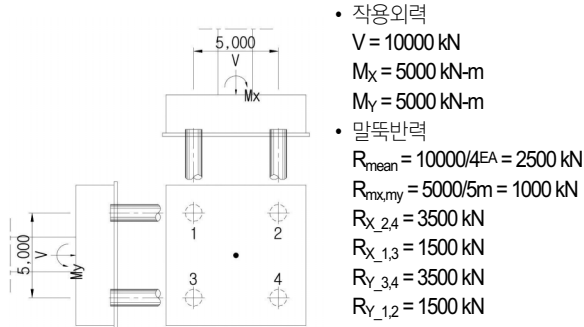


그림 5. 양방향 모멘트가 작용하는 말뚝기초 예

위하여 양방향의 영향을 표현할 수 있는 최소한의 말뚝 개수 4개가 설치되는 말뚝기초를 생각하기로 하였다.

<그림 5>에 연직하중 및 양방향 모멘트가 작용할 때의 하중 값과 그에 따른 말뚝 반력 값을 개략적으로 계산하여 수록하였다.

만약 지반조건 및 말뚝 자재를 고려한 허용지지력이 $R_a = 4000 \text{ kN}$ 이라고 할 때, 지금까지의 관행에 따르면 양방향 최대 반력 모두 3500 kN 으로 허용지지력 이내이므로 안전한 것으로 판단할 것이다.

그러나 실제의 말뚝 거동은 다르다. 위 말뚝의 거동을 2

단계로 나누어 생각해본다. 우선 연직하중($V = 10000 \text{ kN}$)에 X방향 모멘트($M_x = 5000 \text{ kN-m}$)가 작용하면 말뚝 2,4의 반력은 연직하중에 의한 반력 평균값(2500 kN)에 모멘트에 의한 반력 1000 kN 이 더해진 3500 kN 이 되고, 말뚝 1,3의 반력은 평균값(2500 kN)보다 1000 kN 작은 1500 kN 이 된다. 이 상태에 다시 Y방향 모멘트($M_y = 5000 \text{ kN-m}$)가 작용하면 3,4번 말뚝은 모멘트에 의해 각각 1000 kN 씩의 반력이 추가되고 1,2번 말뚝은 1000 kN 씩의 반력이 감소되어 다음과 같은 결과를 얻는다.

$$R_4 = 3500 + 1000 = 4500 \text{ kN}$$

$$R_3 = 1500 + 1000 = 2500 \text{ kN}$$

$$R_2 = 3500 - 1000 = 2500 \text{ kN}$$

$$R_1 = 1500 - 1000 = 500 \text{ kN}$$

즉, 최대 반력($R_4 = 4500 \text{ kN}$)이 허용지지력($R_a = 4000 \text{ kN}$)을 초과하여 지지력에 불안정한 것으로 나타난다.

대부분의 설계 실무에서는 양방향의 모멘트가 모두 큰 경우는 자주 발생하지 않으므로 양방향을 합성하여 말뚝을 검토하지 않았다고 하여 항상 불안정한 설계가 되는 것은 아니지만 양방향을 합성하는 것이 논리적으로 타당하며 보다 정확한 결과를 도출한다는 것은 자명하다. ☺