

전산구조설계

- 철근콘크리트구조 이해 -

2022. 3

부천대학교 토목공학과 박영훈 교수

• 전체 강의 구성

제 1 장 : 철근콘크리트 부재 설계

제 2 장 : 보의 휨 해석과 설계

제 3 장 : 보의 전단설계

제 4 장 : 사용성과 내구성

제 5 장 : 기둥

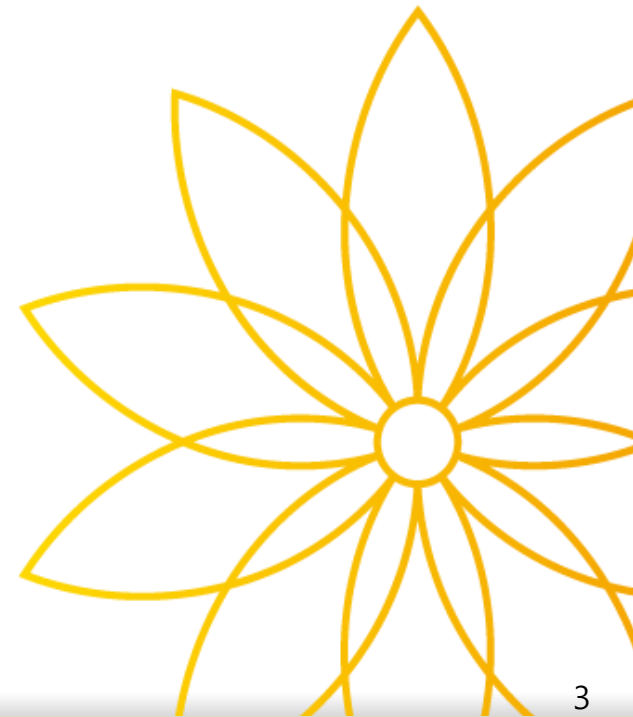
제 6 장 : 슬래브

제 7 장 : 옹벽설계

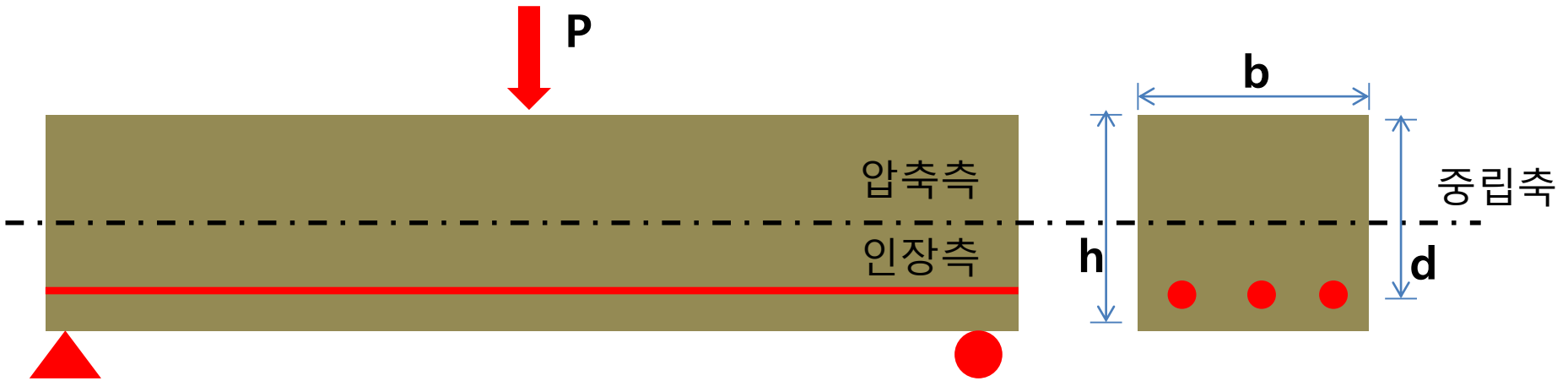
제 8 장 : 암거설계

제 9 장 : 교량설계

1. 철근콘크리트 부재 설계

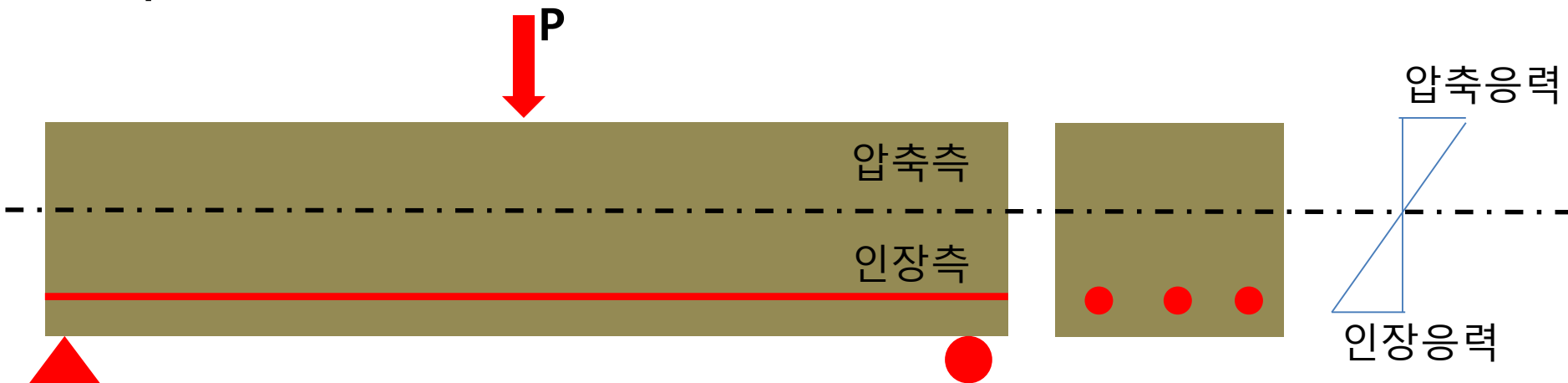


1. 철근콘크리트 부재 설계



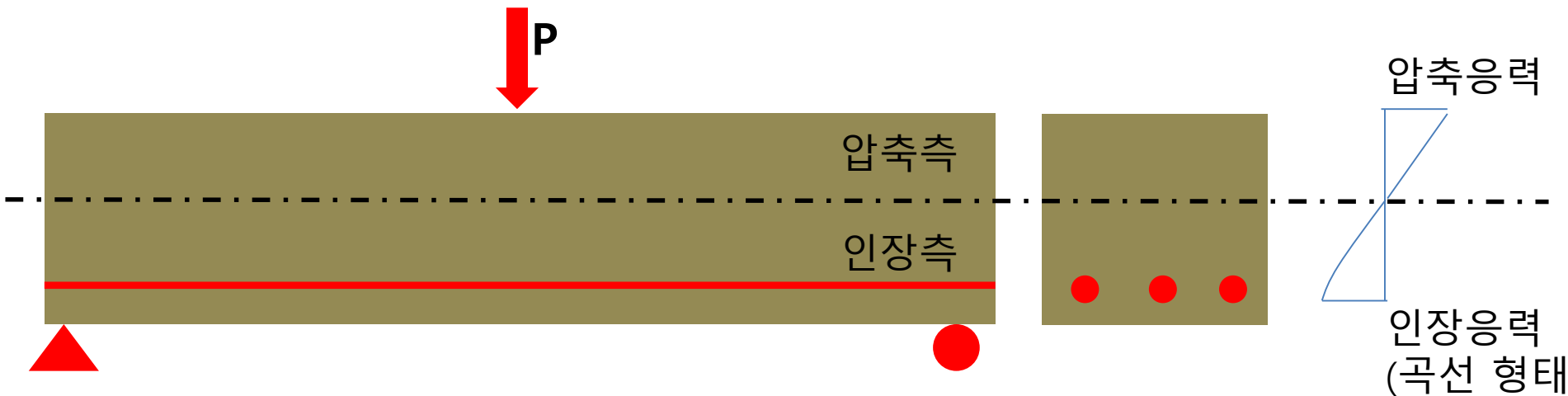
1. 철근콘크리트 부재 설계

- 단계 1



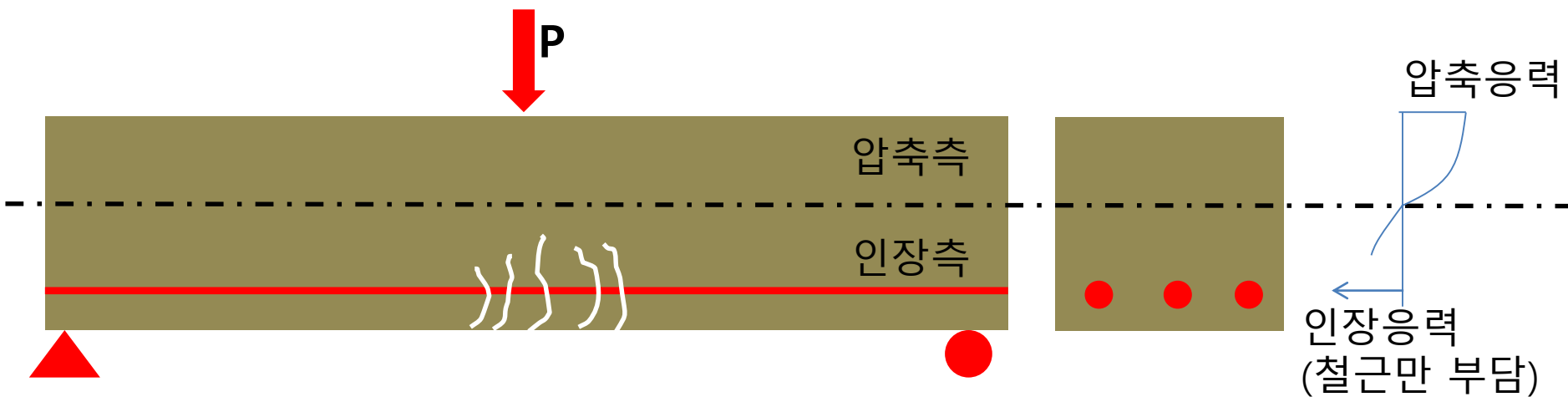
1. 철근콘크리트 부재 설계

- **단계 1** (인장측 하단에 균열이 발생하려는 단계)



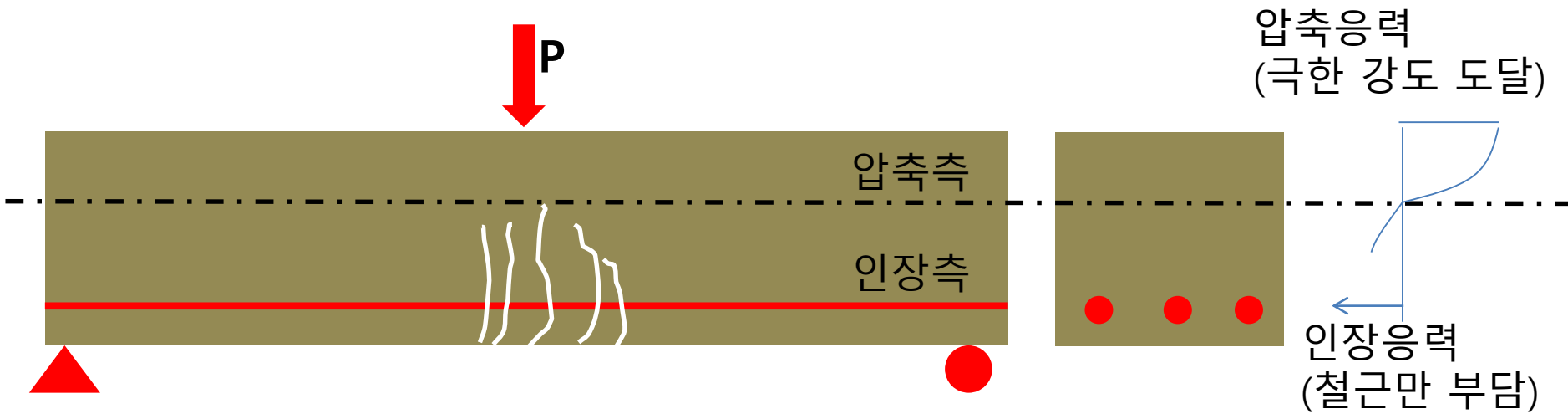
1. 철근콘크리트 부재 설계

- **단계 2** (인장측 하단의 응력이 콘크리트의 휨인장 강도를 넘게 되어 균열 발생)



1. 철근콘크리트 부재 설계

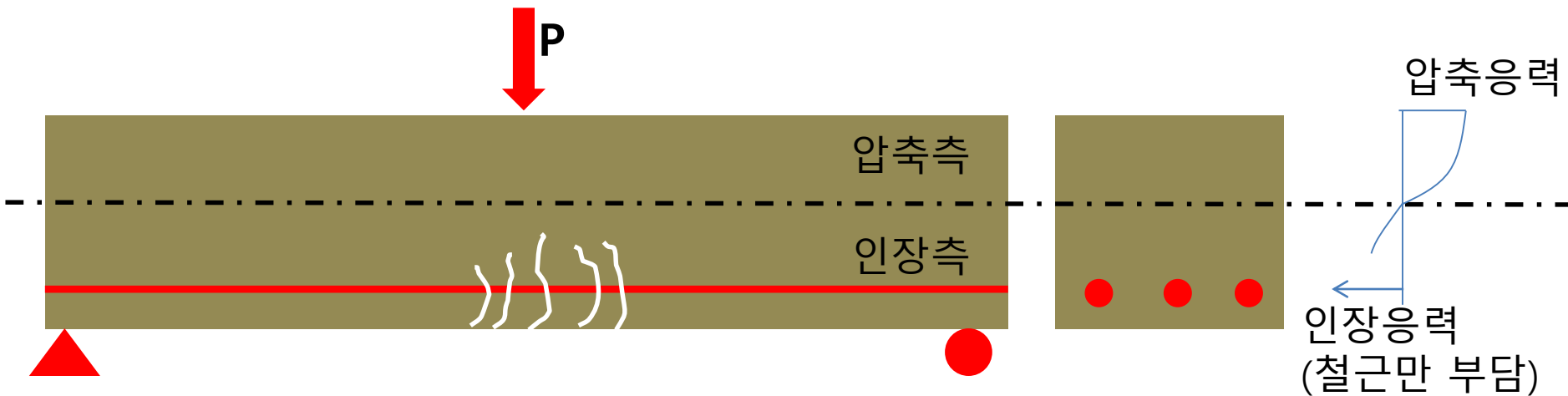
- 단계 3 (파괴 상태에 도달)



1. 철근콘크리트 부재 설계

- 허용응력설계법 (Working Stress Design Method)

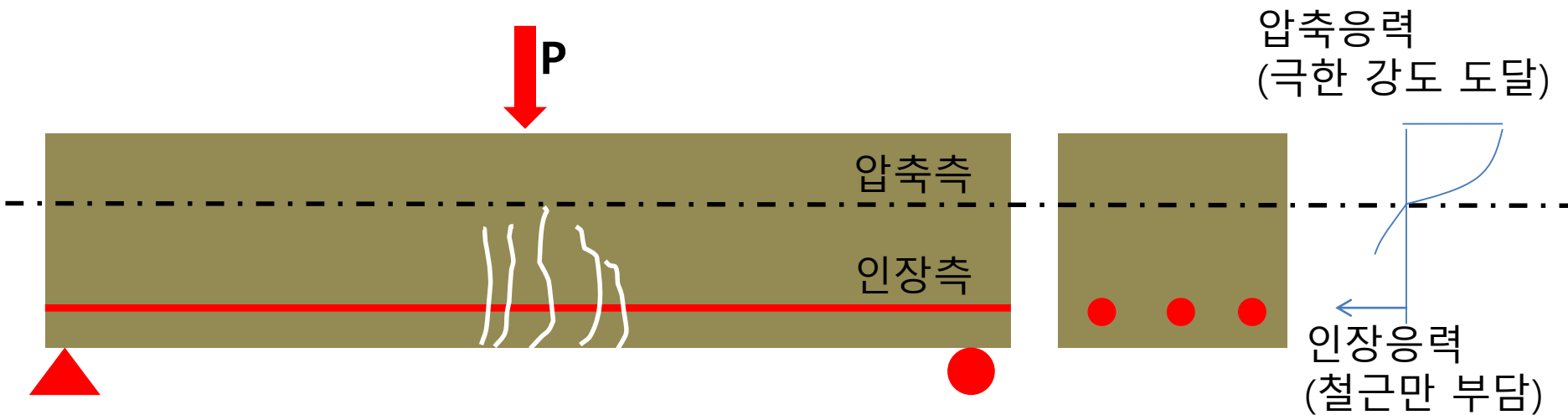
단계 2 에 바탕을 두고 콘크리트가 탄성 거동을 하는 것으로 설계



1. 철근콘크리트 부재 설계

- 강도설계법 (Strength Design Method)

단계 3와 같이 부재가 항복하는 상태, 극한강도에 기초를 둔 설계법



1. 철근콘크리트 부재 설계

- 철근콘크리트 공학의 가정

철근과 콘크리트는 일체 거동한다

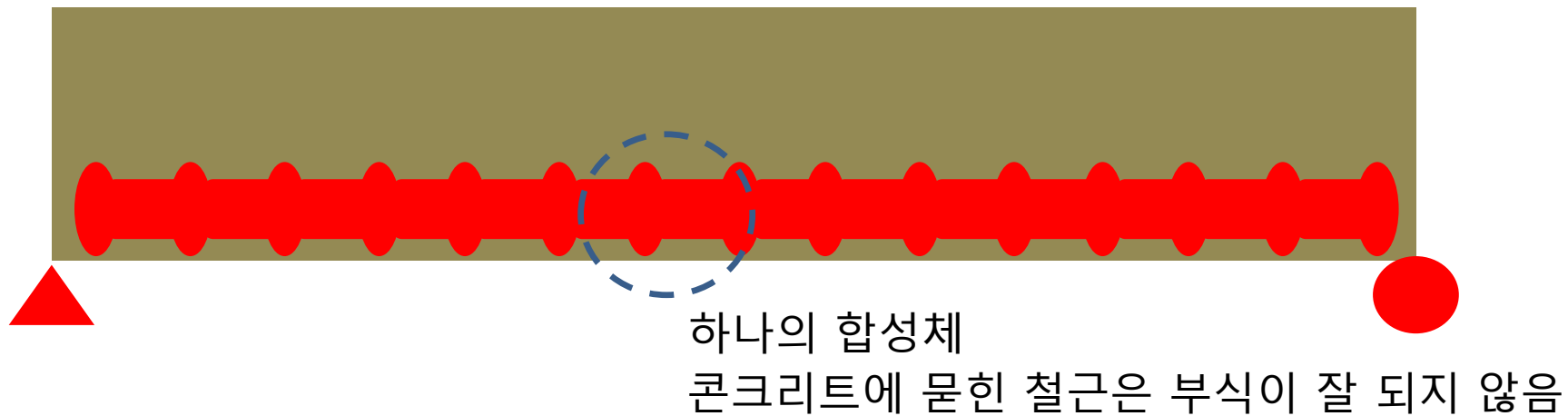
(철근의 변형률은 그 주변 콘크리트 변형률과 같다)

변형되기 전에 평면인 단면은 변형된 후에도 평면을 유지한다

콘크리트의 인장 강도는 무시한다

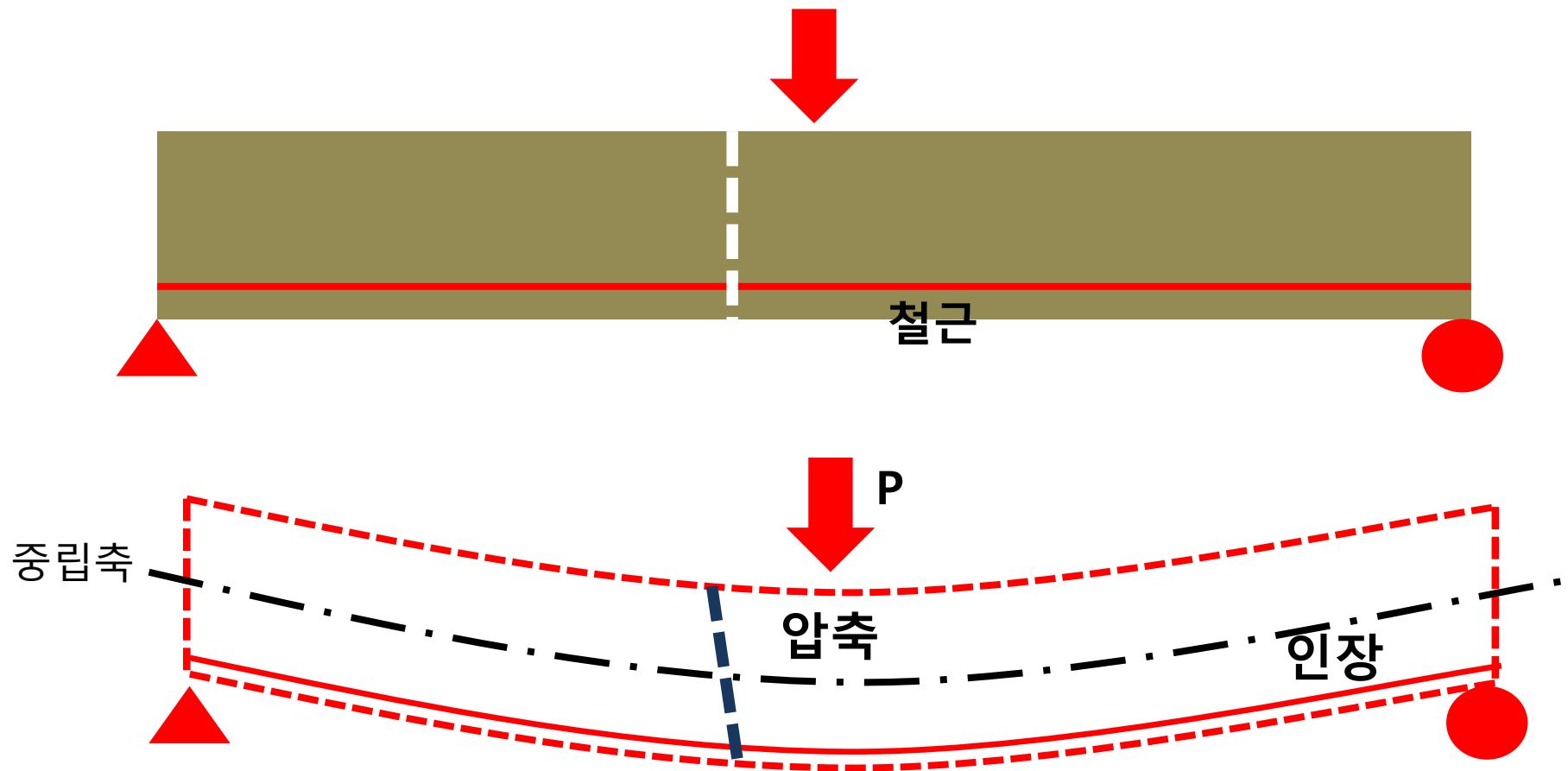
1. 철근콘크리트 부재 설계

- ✓ 철근과 콘크리트는 일체 거동한다
(철근의 변형률은 그 주변 콘크리트 변형률과 같다)



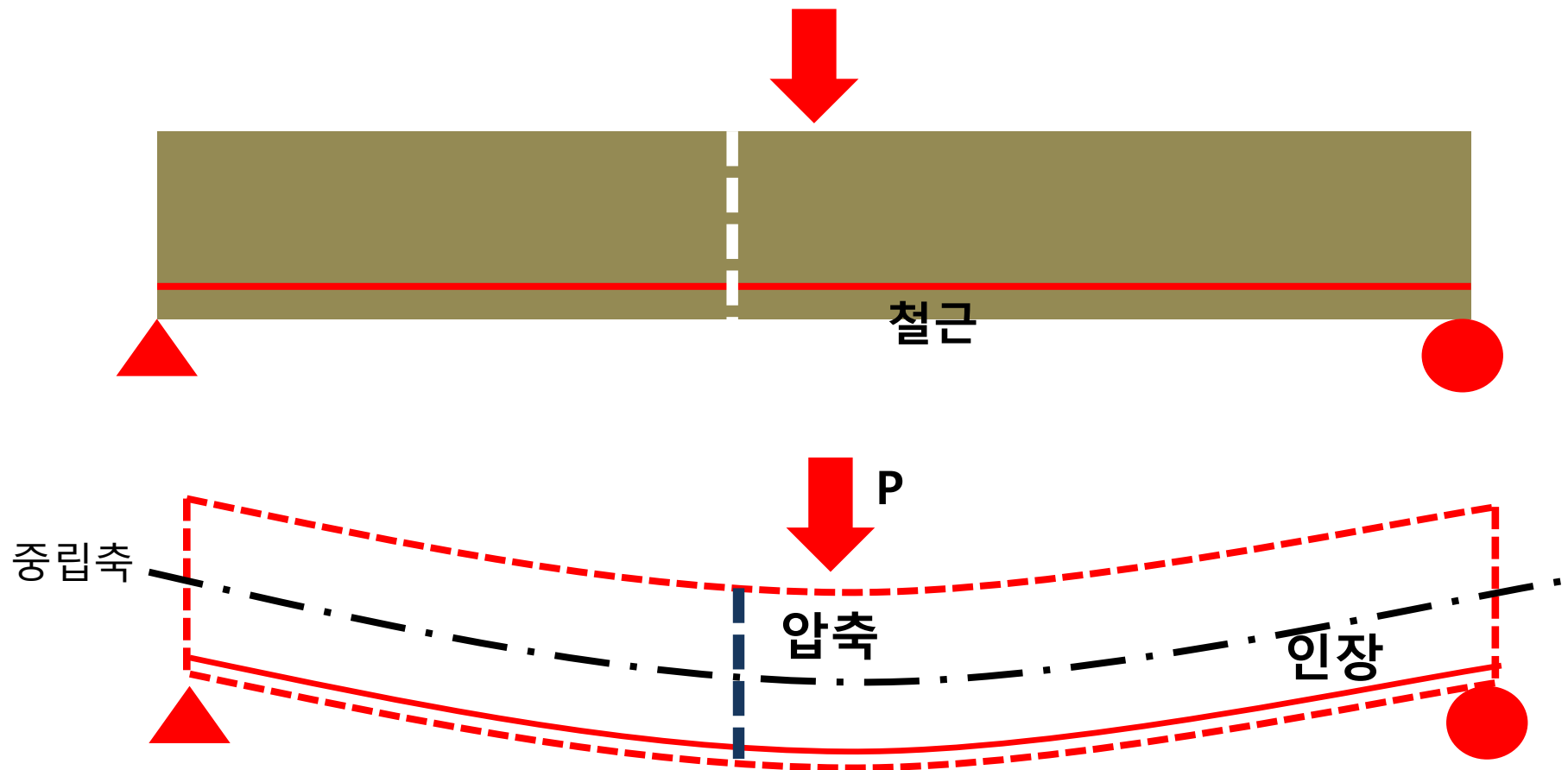
1. 철근콘크리트 부재 설계

- ✓ 변형되기 전에 평면인 단면은 변형된 후에도 평면을 유지한다



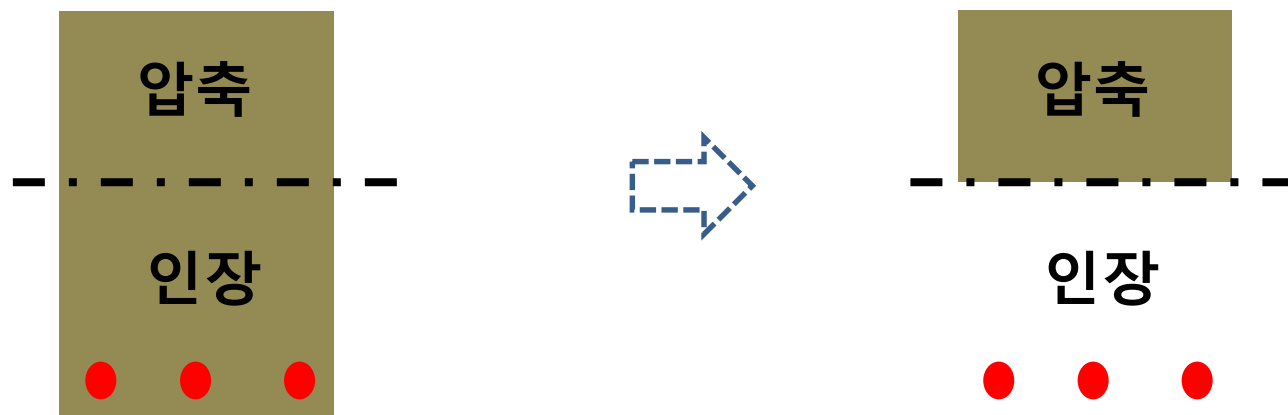
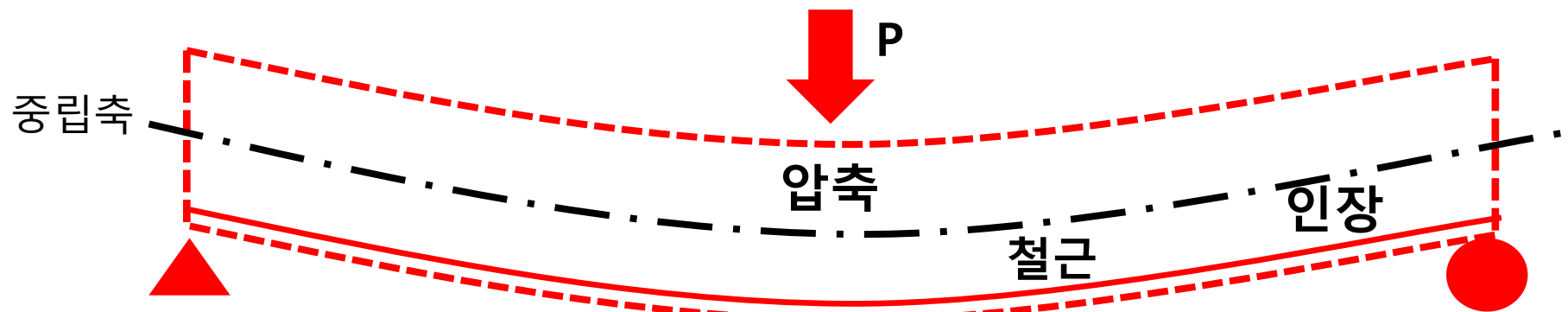
1. 철근콘크리트 부재 설계

- ✓ 변형되기 전에 평면인 단면은 변형된 후에도 평면을 유지한다



1. 철근콘크리트 부재 설계

- ✓ 콘크리트의 인장 강도는 무시한다



1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

- 허용응력설계법의 가정

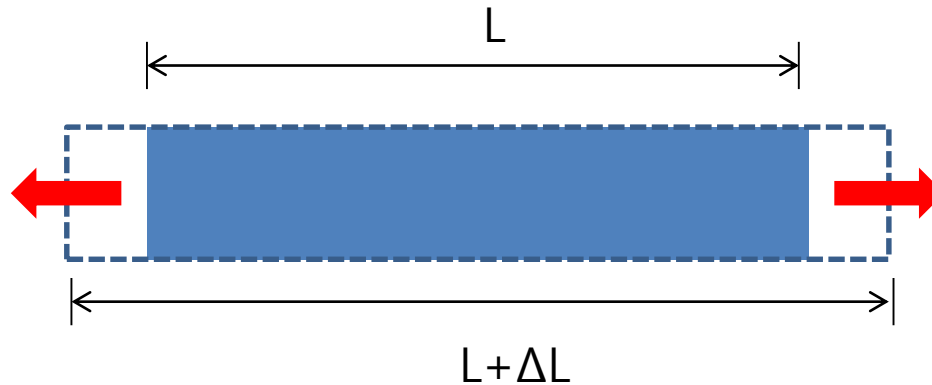
응력은 변형률에 비례한다 (Hook의 법칙)

단면 내 임의 점의 변형률은 중립축으로부터 거리에 비례한다

콘크리트의 인장강도는 무시할 수 있다

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

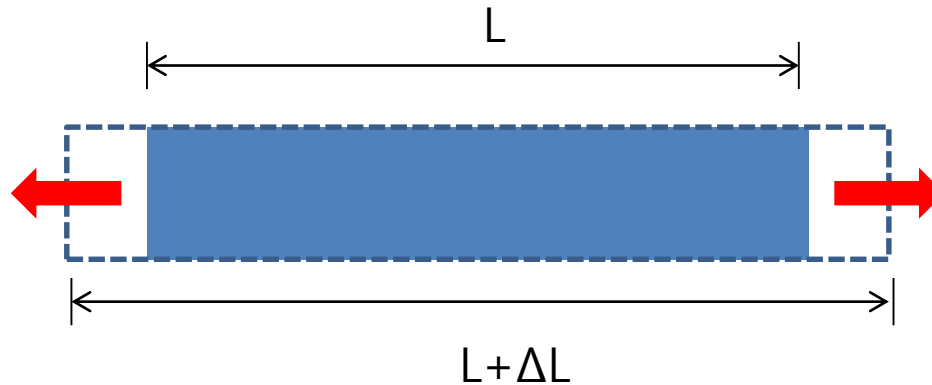
- ✓ 응력은 변형률에 비례한다 (Hook의 법칙)



$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \text{변형률}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

- ✓ 응력은 변형률에 비례한다 (Hook의 법칙)



길이 5m의 부재가 인장 하중에 의하여
부재가 10mm 늘어났다. 변형률은 ?

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{10\text{mm}}{5,000\text{mm}} = 0.0002$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

- ✓ 응력은 변형률에 비례한다 (Hook의 법칙)



길이 5m의 부재가 하중에 의하여 부재가 10mm
줄어 들었다. 변형률은?

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{10_{mm}}{5,000mm} = 0.0002$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

- ✓ 응력은 변형률에 비례한다 (Hook의 법칙)



$$f = E \cdot \varepsilon \quad (E : \text{탄성 계수})$$

길이 5m의 부재가 인장 하중에 의하여 부재가 10mm 늘어 났다. 탄성계수가 $2.0 \times 10^5 \text{Mpa}$ 일때 인장응력은?

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{10\text{mm}}{5,000\text{mm}} = 0.0002$$

$$f = E \cdot \varepsilon = (0.0002) \times (2.0 \times 10^5 \text{Mpa}) = 40 \text{Mpa}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

- ✓ 응력은 변형률에 비례한다 (Hook의 법칙)



$$f = E \cdot \varepsilon \quad (E : \text{탄성 계수})$$

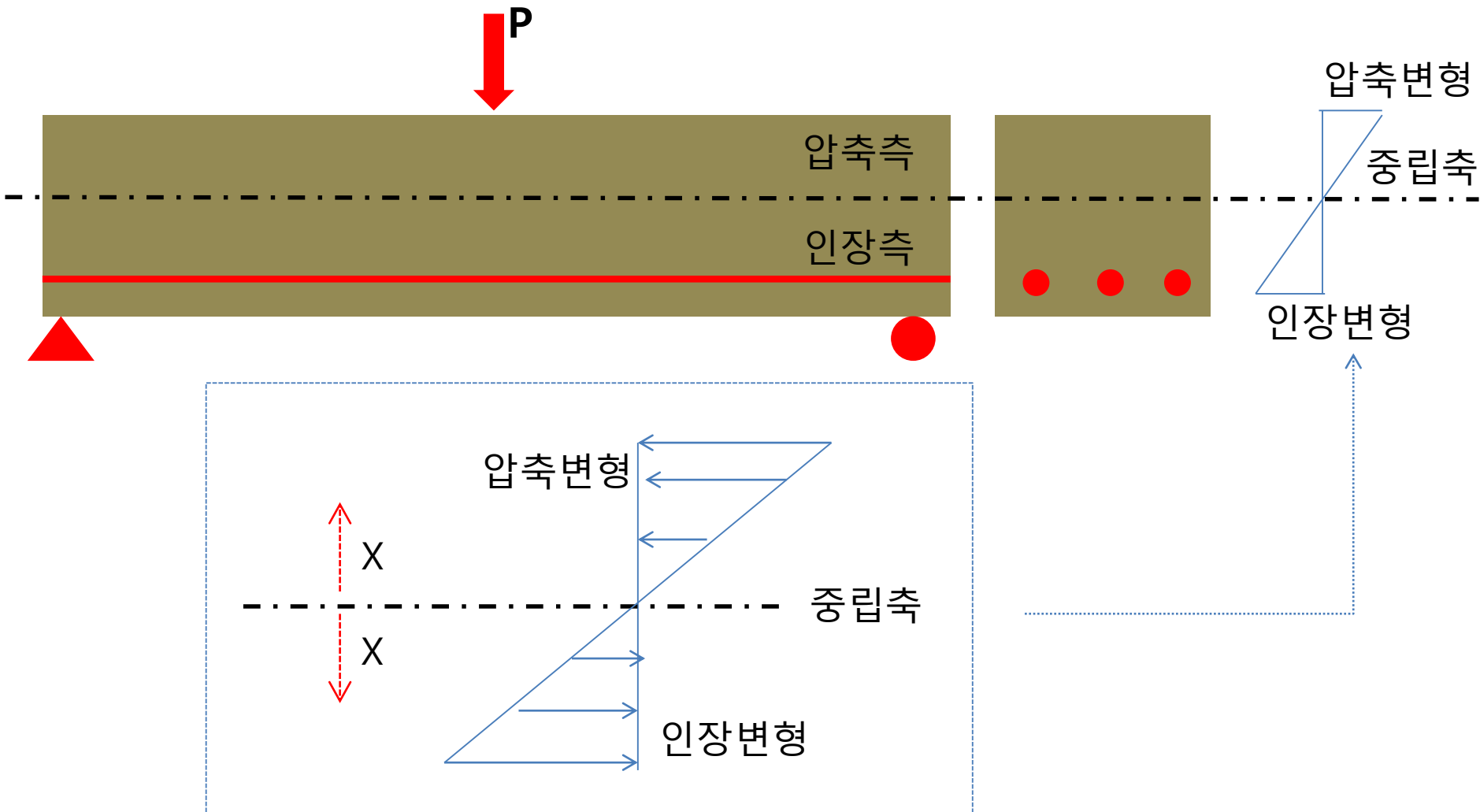
길이 5m의 부재가 압축 하중에 의하여 부재가 10mm 줄어 들었다. 탄성계수가 $2.0 \times 10^5 \text{Mpa}$ 일때 인장응력은?

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{10\text{mm}}{5,000\text{mm}} = 0.0002$$

$$f = E \cdot \varepsilon = (0.0002) \times (2.0 \times 10^5 \text{Mpa}) = 40 \text{Mpa}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

- ✓ 단면 내 임의 점의 변형률은 중립축으로부터 거리에 비례한다



1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

- 허용응력설계법의 설계 방법

$$f_c \leq f_{ca}$$

$$f_s \leq f_{sa}$$

f_c : 콘크리트가 받는 응력

f_{ca} : 콘크리트의 허용 응력

f_s : 철근이 받는 응력

f_{sa} : 철근의 허용응력

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

• 허용응력설계법의 설계 방법

$$f_c \leq f_{ca}$$

$$f_s \leq f_{sa}$$



f_c : 콘크리트가 받는 응력

f_{ca} : 콘크리트의 허용 응력

f_s : 철근이 받는 응력

f_{sa} : 철근의 허용응력

(Mpa)

응력, 부재의 종류			철근의 종류		
			SD 30	SD 35	SD 40
인장 응력	하중의 조합에 충돌하중 혹은 지진의 영향을 포함하지 않을 경우	일반적인 부재	150	175	180
		바닥판, 지간 10m이하 의 슬래브교	150	160	160
		수중 혹은 지하수위 이하에 설치하는 부재	150	160	160
		하중의 조합에 충돌하는 혹은 지진의 영향을 포함하는 경우의 허용응력의 기본값	150	175	180
	압축응력		150	175	180

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

• 허용응력설계법의 설계 방법

$$f_c \leq f_{ca}$$

$$f_s \leq f_{sa}$$



f_c : 콘크리트가 받는 응력

f_{ca} : 콘크리트의 허용 응력

f_s : 철근이 받는 응력

f_{sa} : 철근의 허용응력

(Mpa)

허용응력		
허용휨압축응력		$f_{ca} = 0.4f_{ck}$
허용휨인장응력(무근확대기초와 벽체에서)		$f_{ta} = 0.42\sqrt{f_{ck}}$
허용휨강도(파괴계수)	보통 콘크리트	$f_{ru} = 2.0\sqrt{f_{ck}}$
	부분 경량콘크리트	$f_{ru} = 1.7\sqrt{f_{ck}}$
	전 경량콘크리트	$f_{ru} = 1.5\sqrt{f_{ck}}$
허용압축응력(무근확대기초와 벽체에서)		$f_{ca} = 0.25f_{ck}$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

(Mpa)

허용휨응력		
허용휨압축응력		$f_{ca} = 0.4f_{ck}$
허용휨인장응력(무근확대기초와 벽체에서)		$f_{ta} = 0.42\sqrt{f_{ck}}$
허용휨강도(파괴계수)	보통 콘크리트	$f_{ru} = 2.0\sqrt{f_{ck}}$
	부분 경량콘크리트	$f_{ru} = 1.7\sqrt{f_{ck}}$
	전 경량콘크리트	$f_{ru} = 1.5\sqrt{f_{ck}}$
허용압축응력(무근확대기초와 벽체에서)		$f_{ca} = 0.25f_{ck}$

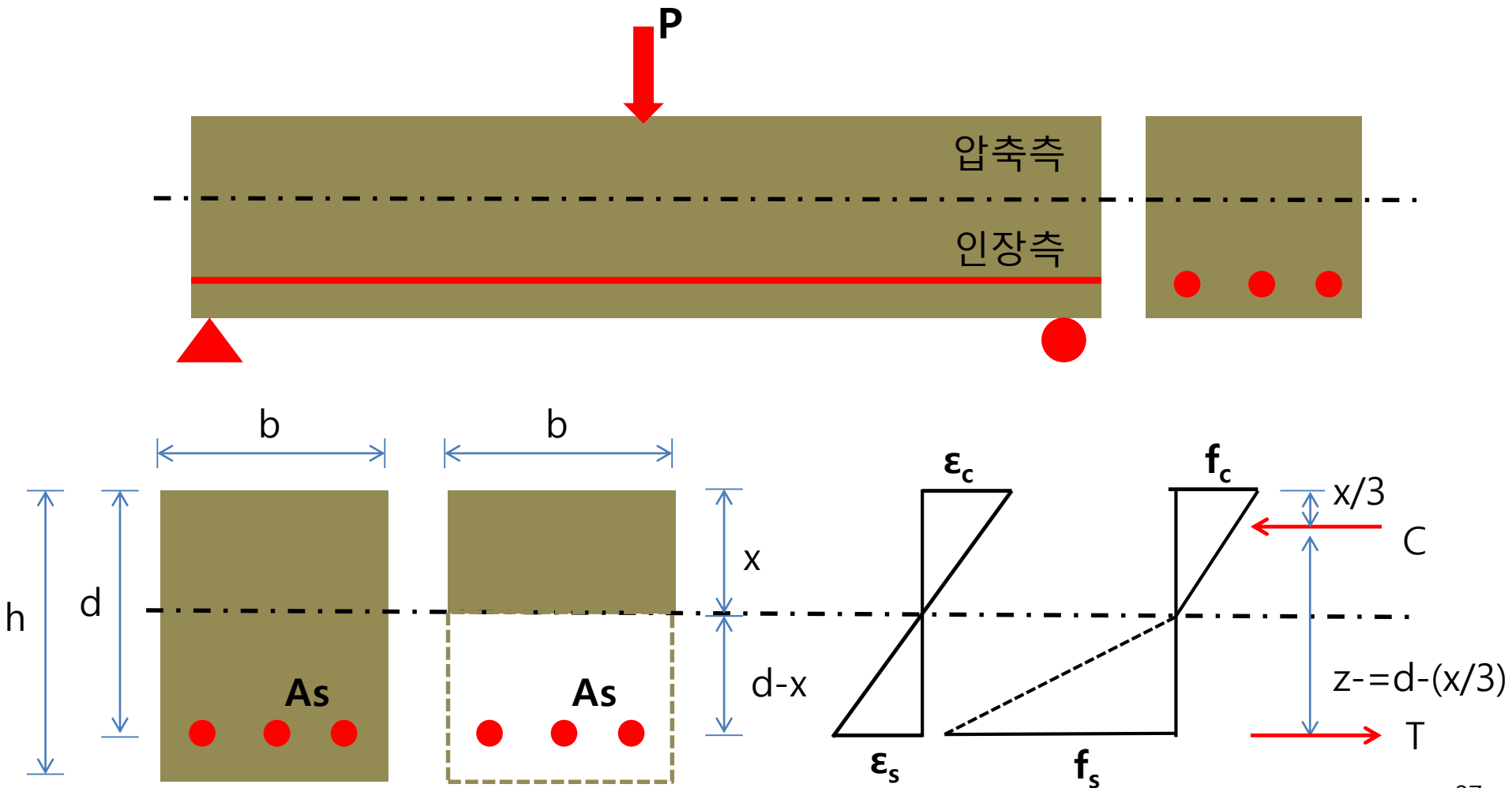
힘부재 콘크리트의 설계기준강도가 $f_{ck}=28\text{Mpa}$ 일때
허용 휨 압축응력은 ?

$$f_{ca}=0.4(28\text{Mpa})=11.2\text{Mpa}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

- 허용응력설계법에 의한 보의 해석

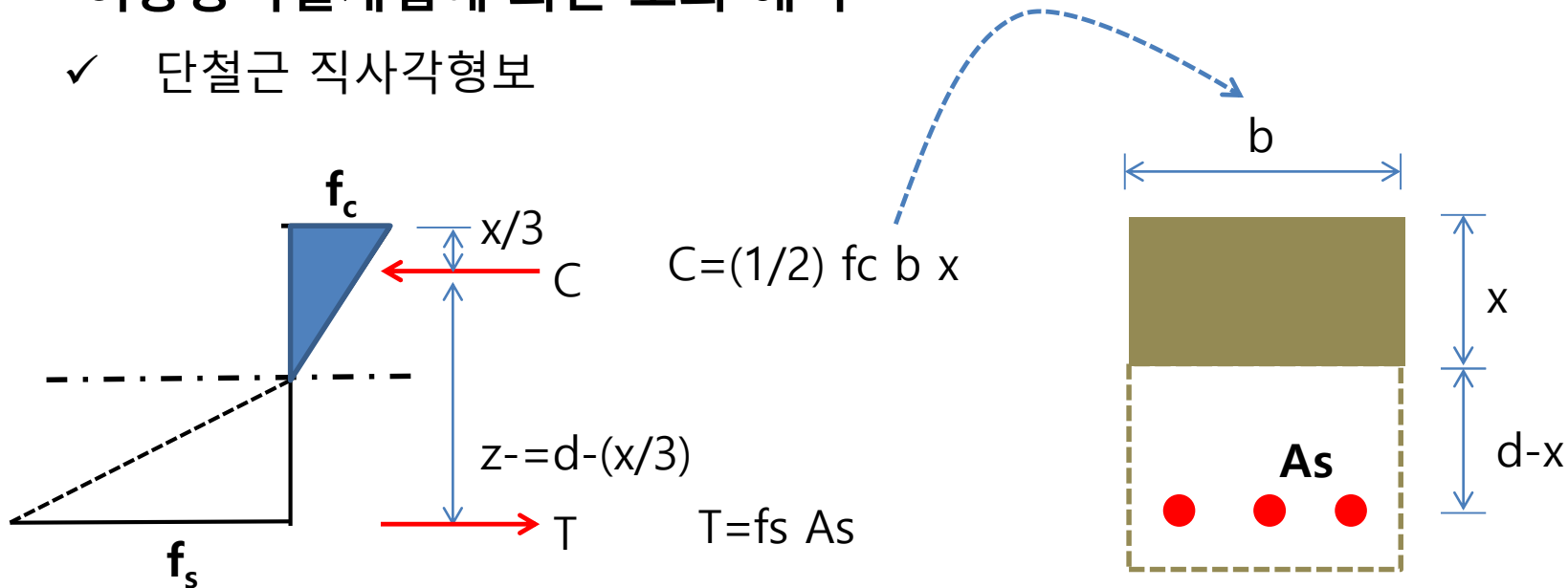
- ✓ 단철근 직사각형보



1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

• 허용응력설계법에 의한 보의 해석

✓ 단철근 직사각형보



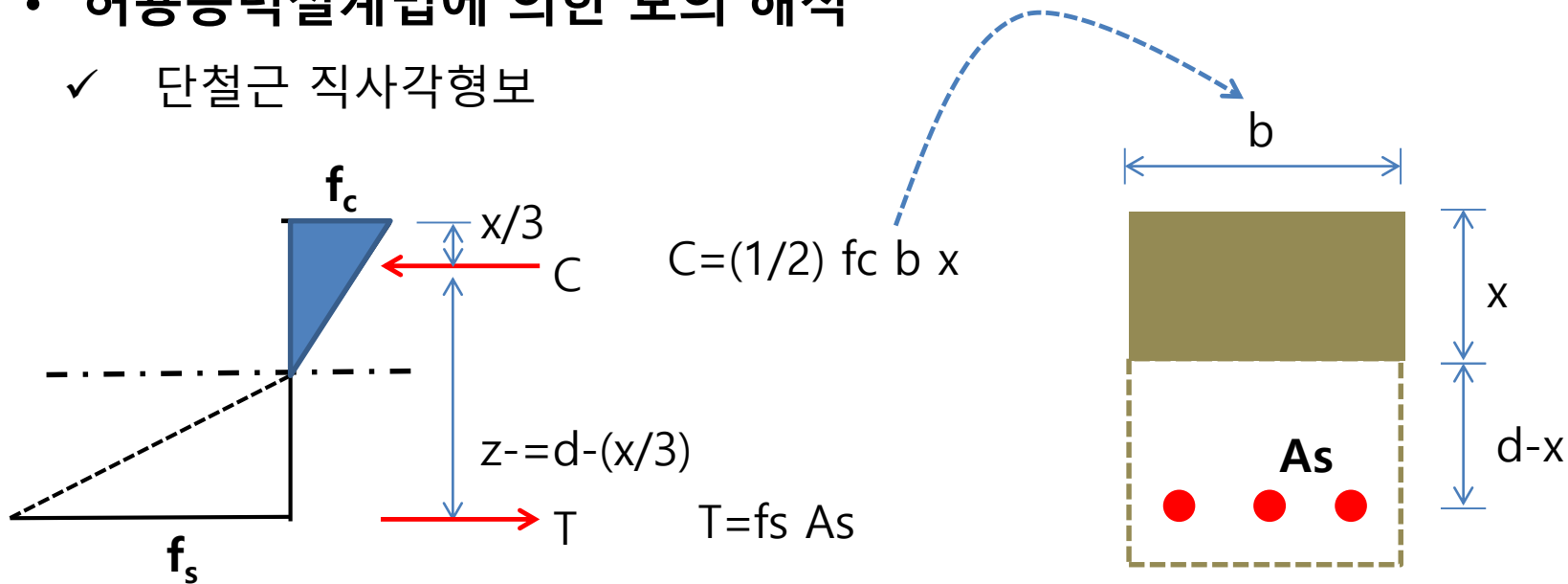
폭 300mm, 압축측 상단으로부터 중립축까지의 거리 $x=200\text{mm}$ 이고 압축측 상단의 콘크리트가 받는 힘압축응력은 $f_c=20\text{Mpa}$ 일 때, 콘크리트에 작용하는 압축력(C)는 ?

$$C = (1/2) f_c b x = (1/2) (20\text{Mpa}) (0.3) (0.2) = 0.6 \text{ MN}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

• 허용응력설계법에 의한 보의 해석

✓ 단철근 직사각형보



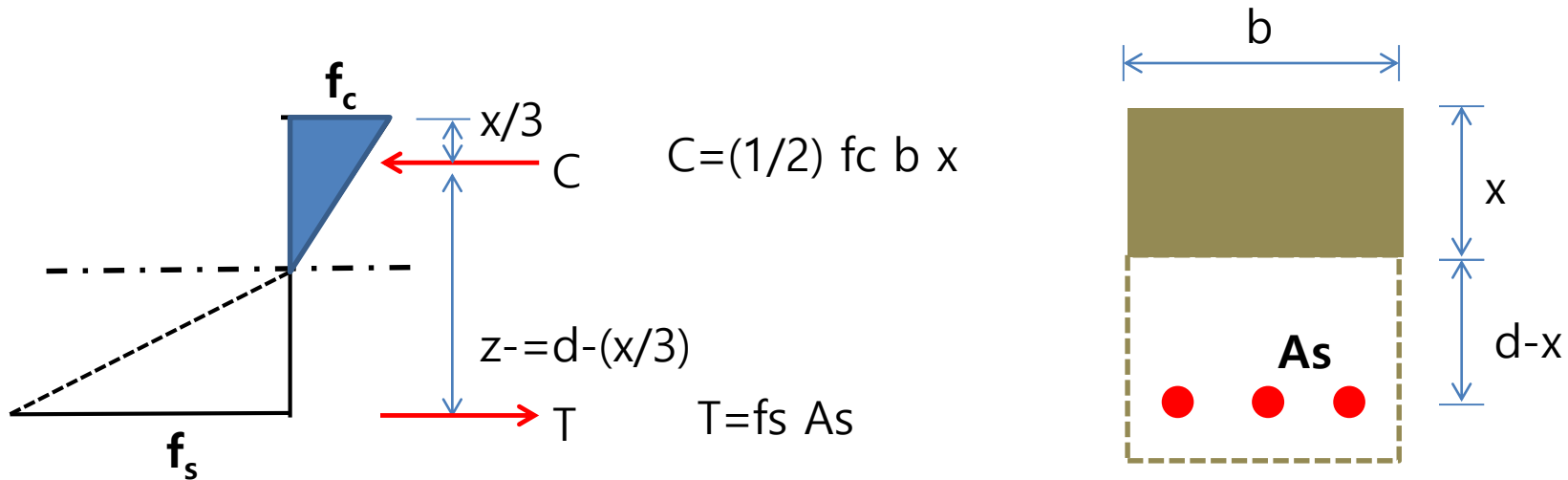
폭 400mm, 압축측 상단으로부터 중립축까지의 거리 $x=300\text{mm}$ 이고 압축측 상단의 콘크리트가 받는 힘압축응력은 $f_c=10\text{Mpa}$ 일 때, 콘크리트에 작용하는 압축력(C)는 ?

$$C = (1/2) f_c b x = (1/2) (10\text{Mpa}) (0.4) (0.3) = 0.6 \text{ MN}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

• 허용응력설계법에 의한 보의 해석

✓ 단철근 직사각형보



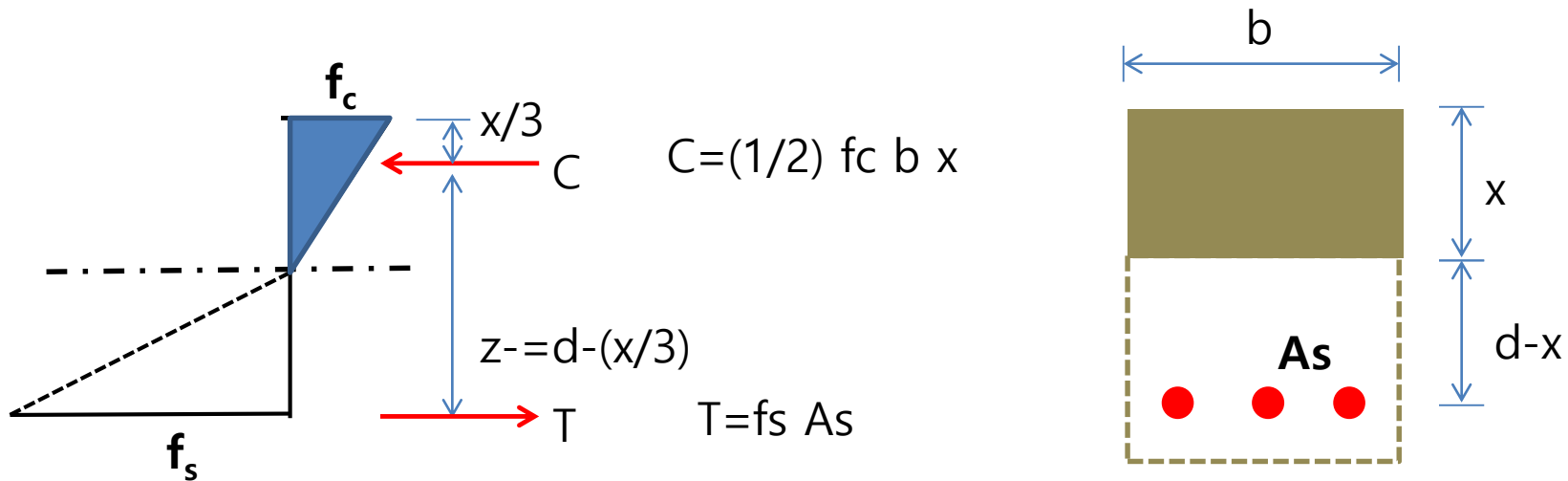
철근량이 0.2m^2 이고 철근의 응력이 100Mpa 일때 철근의 인장력(T)는 ?

$$T = f_s A_s = (100) (0.2) = 20\text{MN}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

• 허용응력설계법에 의한 보의 해석

- ✓ 단철근 직사각형보



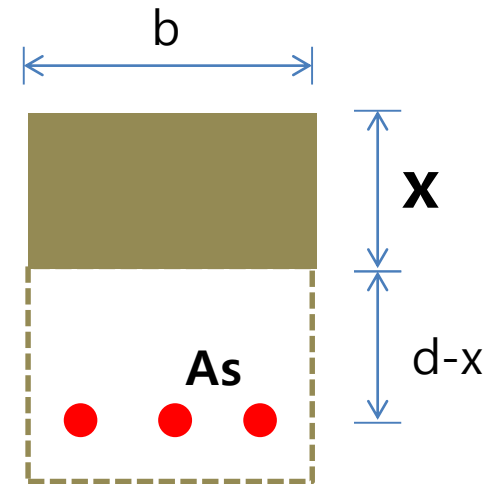
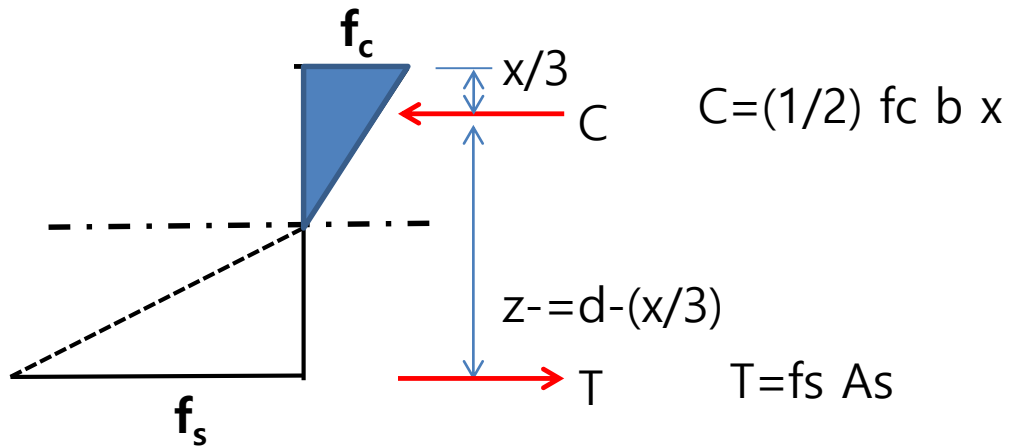
철근량이 0.3m^2 이고 철근의 응력이 200Mpa 일때 철근의 인장력(T)는 ?

$$T = f_s A_s = (200) (0.3) = 60\text{MN}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

- 허용응력설계법에 의한 보의 해석

- ✓ 중립축의 위치

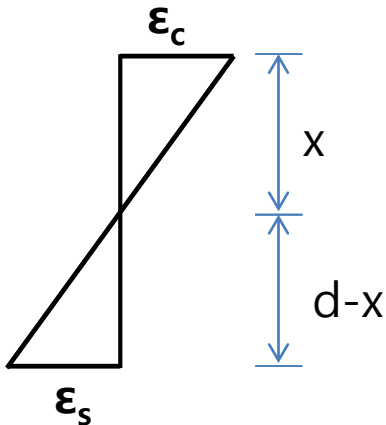


1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

• 허용응력설계법에 의한 보의 해석

✓ 중립축의 위치

평형 상태 : $C=T$ $(1/2)(f_c)(b)(x) = f_s A_s$
 $(f_s)/(f_c) = (bx)/(2A_s)$



$$\epsilon_c : x = \epsilon_s : (d-x)$$

$$(\epsilon_s/\epsilon_c) = ((d-x)/x) \rightarrow (f_s)/(f_c) = \boxed{(E_s/E_c)} ((d-x)/x)$$

$$\epsilon_s = f_s/E_s, \epsilon_c = f_c/E_c,$$

$$= (n) ((d-x)/x)$$

$$(bx)/(2A_s) = (n) ((d-x)/x)$$

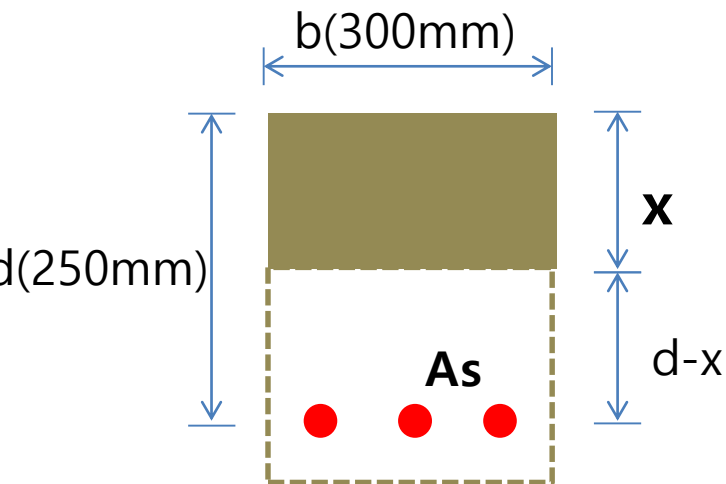
$$\frac{1}{2}bx^2 - nA_s(d-x) = 0$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

• 허용응력설계법에 의한 보의 해석

✓ 중립축의 위치

보의 폭 $b=300\text{mm}$, 유효깊이 $d=250\text{mm}$ 이고 배근된 인장철근의 단면적 $A_s=1,000\text{mm}^2$ 인 단철근 직사각형보의 중립축 위치는 ? (탄성계수비=8)



$$\frac{1}{2}bx^2 - nAs(d - x) = 0$$

$$\frac{1}{2}(300)x^2 - 8(1,000)(250 - x) = 0$$

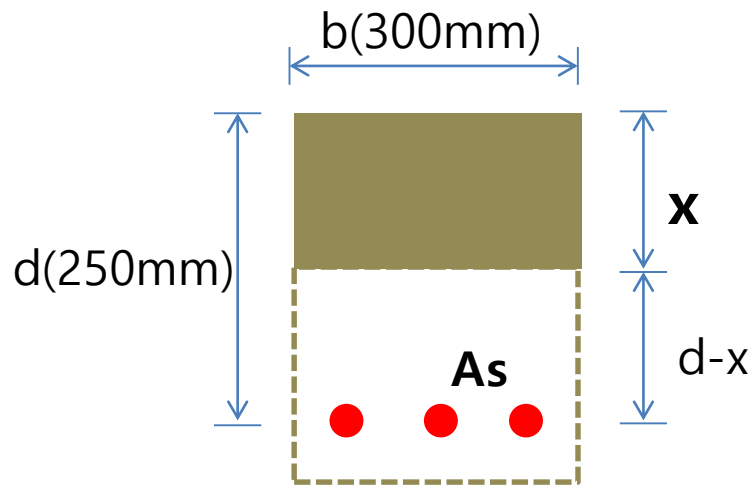
$$150x^2 + 8,000x - 2,000,000 = 0$$

$$x^2 + 53.3x - 13,333 = 0$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

• 허용응력설계법에 의한 보의 해석

- ✓ 중립축의 위치



$$x^2 + 53.3x - 13,333 = 0$$

$$ax^2 + bx + c = 0$$

$$(a=1, b=53.3, c=-13,333)$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x = \frac{-53.3 \pm \sqrt{(53.3)^2 - (4(1)(-13,333))}}{2(1)}$$

$$x = \frac{-53.3 \pm 237.0}{2}$$

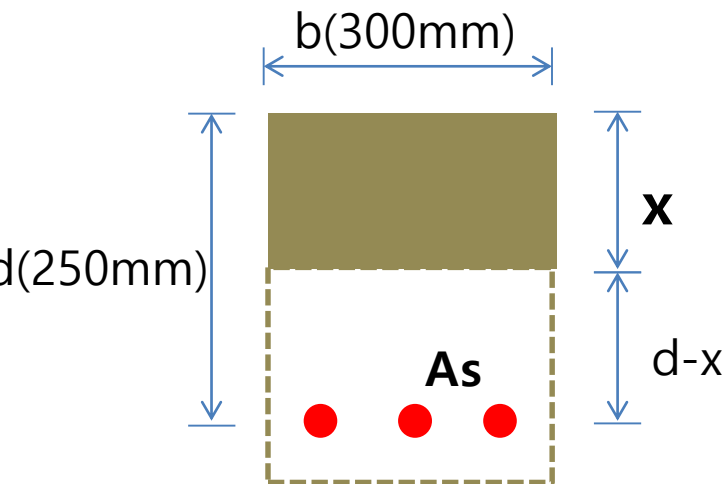
$$x(+) = 91.8\text{mm}, x(-) = -145.1\text{mm}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

• 허용응력설계법에 의한 보의 해석

✓ 중립축의 위치

보의 폭 $b=400\text{mm}$, 유효깊이 $d=350\text{mm}$ 이고 배근된 인장철근의 단면적 $A_s=1,000\text{mm}^2$ 인 단철근 직사각형보의 중립축 위치는 ? (탄성계수비=9)



$$\frac{1}{2}bx^2 - nA_s(d - x) = 0$$

$$\frac{1}{2}(400)x^2 - 9(1,000)(350 - x) = 0$$

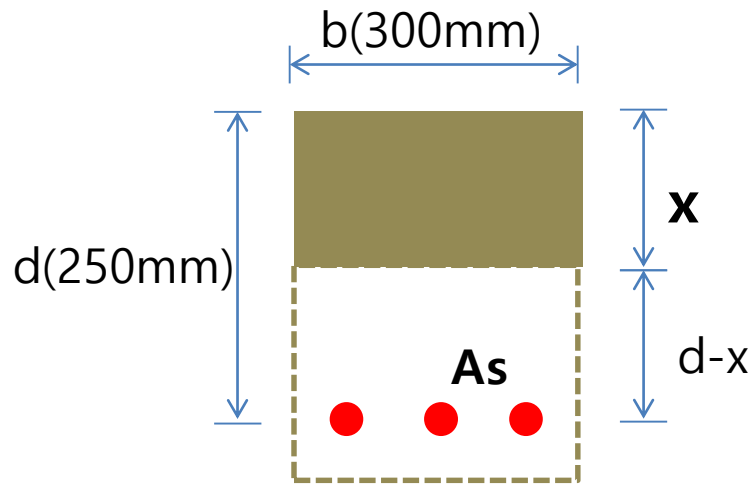
$$200x^2 + 9,000x - 3,150,000 = 0$$

$$x^2 + 45x - 15,750 = 0$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

- 허용응력설계법에 의한 보의 해석

- ✓ 중립축의 위치



$$x^2 + 45x - 15,750 = 0$$

$$ax^2 + bx + c = 0$$

$$(a=1, b=45, c=-15,750)$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x = \frac{-45 \pm \sqrt{(45)^2 - (4(1)(-15,750))}}{2(1)}$$

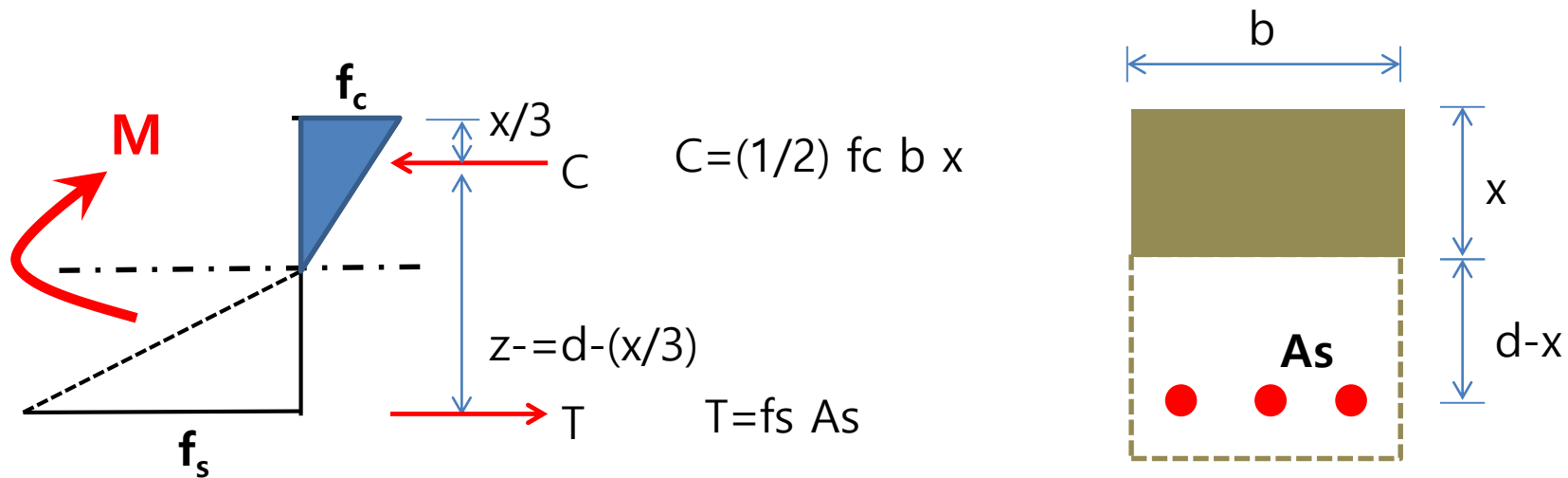
$$x = \frac{-135 \pm 255}{2}$$

$$x(+) = 60.0\text{mm}, x(-) = -195.0\text{mm}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

• 허용응력설계법에 의한 보의 해석

- ✓ 단면에 작용하는 응력



$$M = Cz, = \frac{1}{2} f_c b x \left(d - \frac{x}{3} \right), f_c = \frac{2M}{bx \left(d - \frac{x}{3} \right)}$$

$$M = Tz, = f_s A_s \left(d - \frac{x}{3} \right), f_s = \frac{M}{A_s \left(d - \frac{x}{3} \right)}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

- 허용응력설계법에 의한 보의 해석

- ✓ 단면에 작용하는 응력

단면의 폭 $b=400\text{mm}$, 유효깊이 $d=500\text{mm}$ 인 단철근직사각형보가
 $M=150\text{kN.m}$ 의 휨 모멘트를 받을 때, 콘크리트에 작용하는
최대 압축응력 f_c 를 구하시오(단, 중립축의 위치 $x=250\text{mm}$)

$$f_c = \frac{2M}{bx(d - \frac{x}{3})} = \frac{2(150)}{(0.4)(0.25)(0.5 - \frac{0.25}{3})} = 7,200\text{kPa} = 7.2\text{Mpa}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (허용응력설계법)

- 허용응력설계법에 의한 보의 해석

- ✓ 단면에 작용하는 응력

단면의 폭 $b=500\text{mm}$, 유효깊이 $d=600\text{mm}$ 인 단철근직사각형보가
 $M=200\text{kN.m}$ 의 휨 모멘트를 받을 때, 콘크리트에 작용하는
최대 압축응력 f_c 를 구하시오(단, 중립축의 위치 $x=270\text{mm}$)

$$f_c = \frac{2M}{bx(d - \frac{x}{3})} = \frac{2(200)}{(0.5)(0.27)(0.6 - \frac{0.27}{3})} = 5,810\text{kPa} = 5.81\text{Mpa}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

- 강도설계법의 가정

- ✓ 극한강도(ultimate strength) = 공칭강도(nominal strength)
 - ↳ 파괴되는 상태 또는 파괴에 가까운 상태에 있는 부재의 강도
- ✓ 강도설계법
 - ↳ 공칭강도에 기초를 두고 부재에 작용하는 외력과 공칭강도에 적당한 계수를 곱하여 조절함으로써 안전이 확보되도록 한 설계법

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

• 강도설계법의 가정

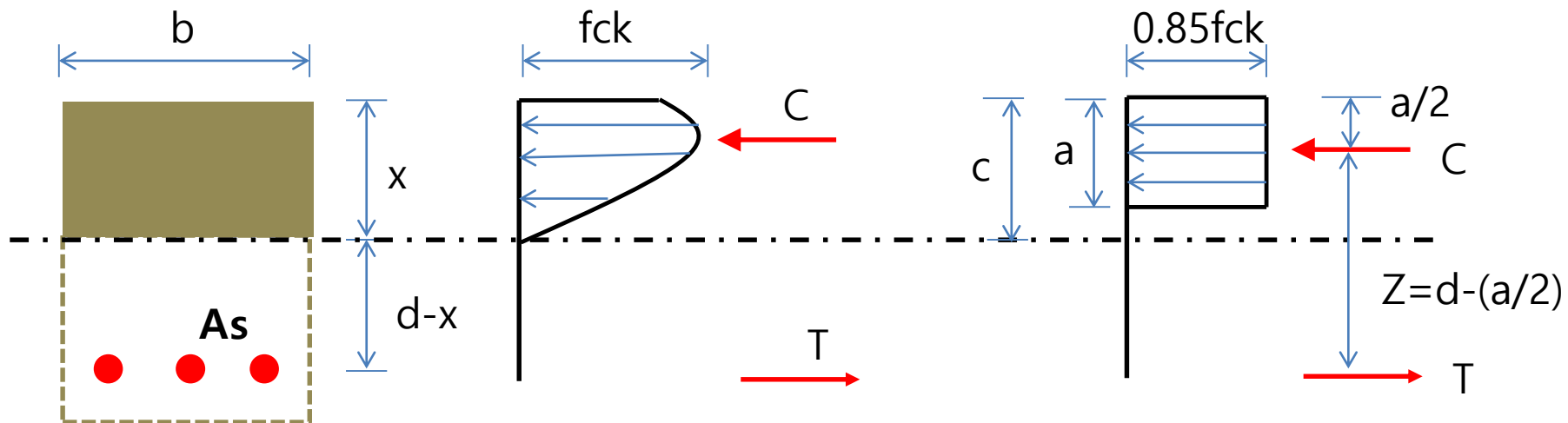
- ✓ 콘크리트의 인장 강도 무시
- ✓ 압축측 연단에서 콘크리트의 극한 변형률은 0.003으로 가정한다.
- ✓ 철근의 응력이 철근의 항복응력 f_y 이하 일때, 철근의 응력은 그 변형률에 E_s 를 곱한 값으로 한다

철근의 변형률이 f_y 에 대응하는 변형률 ϵ_y 보다 큰 경우 철근의 응력은 변형률에 관계없이 f_y 로 해야 한다

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

• 강도설계법의 가정

- ✓ 콘크리트의 압축응력의 분포는 직사각형으로 가정한다



$$a = \beta_1 c \begin{cases} f_{ck} \leq 28 \text{ Mpa}, \beta_1 = 0.85 \\ 28 \text{ Mpa} < f_{ck} \leq 56 \text{ Mpa}, \beta_1 = 0.85 - 0.007(f_{ck} - 28) \\ f_{ck} > 56 \text{ Mpa}, \beta_1 = 0.65 \end{cases}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

• 강도설계법의 가정

- ✓ 콘크리트의 압축응력의 분포는 직사각형으로 가정한다

$$a = \beta_c \begin{cases} f_{ck} \leq 28 \text{Mpa}, \beta_1 = 0.85 \\ 28 \text{Mpa} < f_{ck} \leq 56 \text{Mpa}, \beta_1 = 0.85 - 0.007(f_{ck} - 28) \\ f_{ck} > 56 \text{Mpa}, \beta_1 = 0.65 \end{cases}$$

콘크리트의 설계기준 강도 $f_{ck}=27\text{Mpa}$ 일 때 β_1 는 ?

$$\beta_1 = 0.85$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

• 강도설계법의 가정

- ✓ 콘크리트의 압축응력의 분포는 직사각형으로 가정한다

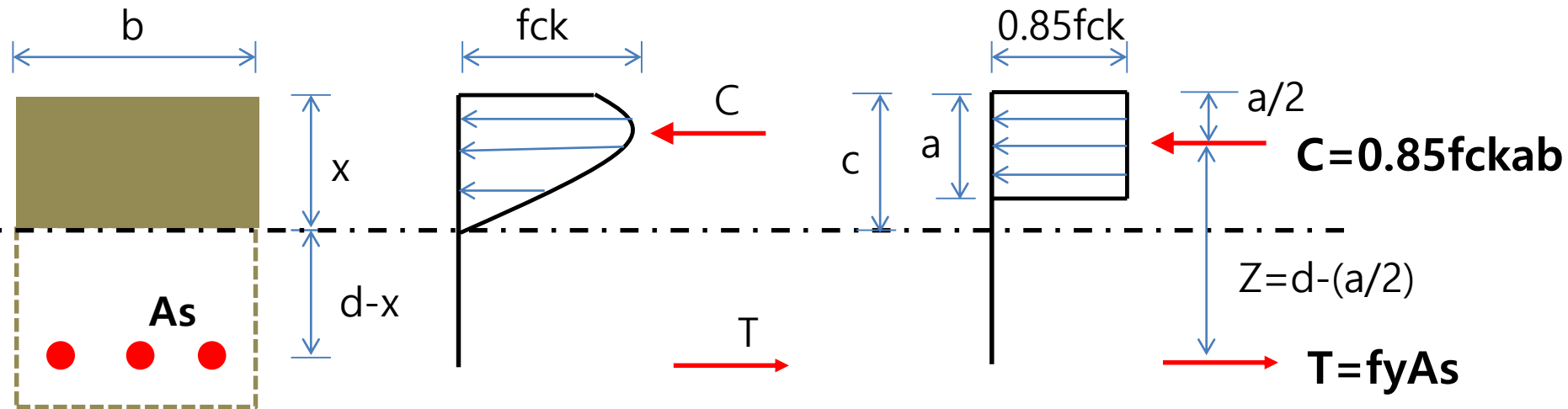
$$a = \beta_c \begin{cases} f_{ck} \leq 28 \text{Mpa}, \beta_1 = 0.85 \\ 28 \text{Mpa} < f_{ck} \leq 56 \text{Mpa}, \beta_1 = 0.85 - 0.007(f_{ck} - 28) \\ f_{ck} > 56 \text{Mpa}, \beta_1 = 0.65 \end{cases}$$

콘크리트의 설계기준 강도 $f_{ck}=35\text{Mpa}$ 일 때 β_1 는 ?

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007(f_{ck} - 28) = 0.85 - 0.007(35 - 28) = 0.801$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

- 강도설계법에 의한 보의 해석

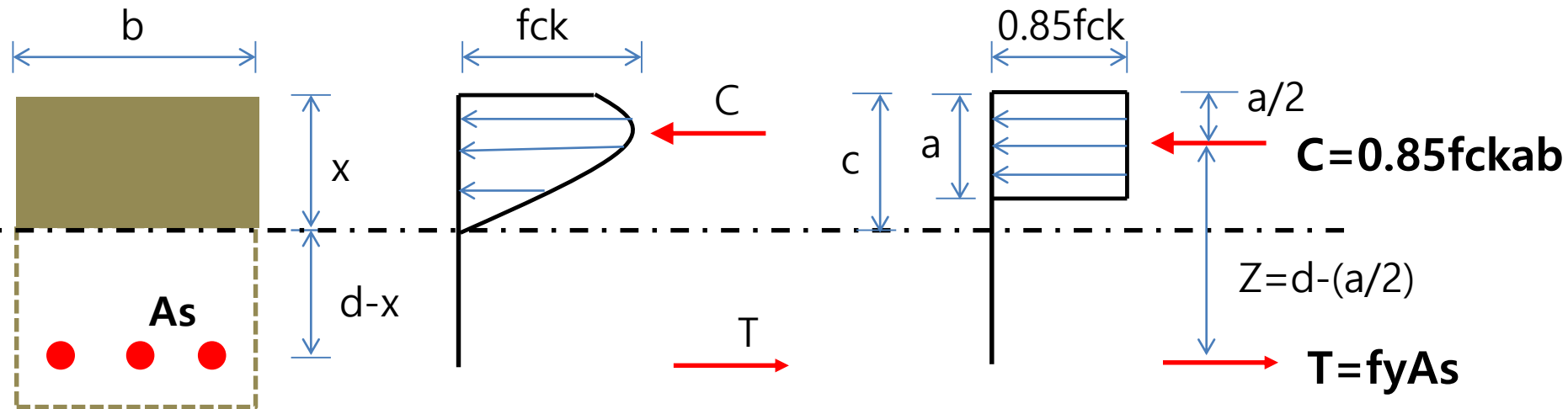


$$M_n = Cz = 0.85f_{ck}ab(d - \frac{a}{2}), \quad M_n = Tz = f_y A_s(d - \frac{a}{2})$$

M_n = 공칭강도 (nominal strength)

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

- 강도설계법에 의한 보의 해석



$$C = T, 0.85f_{ck}ab = f_y A_s$$

$$a = \frac{f_y A_s}{0.85 f_{ck} b}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

- 강도설계법에 의한 보의 해석

폭 $b=300\text{mm}$, 유효높이 $d=550\text{mm}$ 인 단철근 직사각형보에 철근 $A_s=1,500\text{mm}^2$ 이 배치되어 있다. 콘크리트의 설계기준강도 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, 철근의 항복강도 $f_y=400\text{Mpa}$ 이다. 이 단면의 공칭휨강도를 구하시오

$$C=T, 0.85f_{ck}ab = f_yA_s$$

$$a = \frac{f_y A_s}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(400)(1500)}{0.85 (28) (300)} = 84.0\text{mm}$$

$$M_n = Tz = f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) = (400)(1,500) \left(550 - \frac{84}{2} \right) = 304,800,000 \text{ N} \cdot \text{mm} = 304.8\text{kN} \cdot \text{m}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

- 강도설계법에 의한 보의 해석

폭 $b=350\text{mm}$, 유효높이 $d=600\text{mm}$ 인 단철근 직사각형보에 철근 $A_s=1,500\text{mm}^2$ 이 배치되어 있다. 콘크리트의 설계기준강도 $f_{ck}=27\text{Mpa}$, 철근의 항복강도 $f_y=400\text{Mpa}$ 이다. 이 단면의 공칭휨강도를 구하시오

$$C=T, 0.85f_{ck}ab = f_yA_s$$

$$a = \frac{f_y A_s}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(400)(1500)}{0.85 (27) (350)} = 74.7\text{mm}$$

$$M_n = Tz = f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) = (400)(1,500) \left(600 - \frac{74.7}{2} \right) = 337,590,000 \text{ N} \cdot \text{mm} = 337.6\text{kN} \cdot \text{m}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

- 강도설계법의 설계 방법

✓ $S_d = \Phi S_n \geq S_u$

S_d : 설계 강도 (design strength)

S_n : 공칭강도 (nominal strength)

Φ : 강도감소계수

S_u : 소요강도 (required strength)

(=계수하중(factored load) 작용시 구조물의 각 단면이 견딜 수 있어야 하는 강도)

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

• 강도설계법의 설계 방법

✓ 강도감소계수

휨부재, 휨과 축방향 인장을 겸하여 받는 부재	보통철근콘크리트 부재	$\phi_f=0.85$
	프리스트레스 콘크리트 부재	$\phi_f=0.85$
	적절한 품질관리로 공장생산된 프리캐스트 부재	$\phi_f=0.90$
축방향 인장부재		$\phi_f=0.85$
축방향압축부재, 휨과 축방향압축을 겸하여 받는 부재	나선철근으로 보강된 철근콘크리트 부재	$\phi_f=0.75$
	그 이외의 철근콘크리트 부재	$\phi_f=0.70$
전단과 비틀림		$\phi_f=0.80$
콘크리트의 지압		$\phi_f=0.70$
압축부재의 안정 (장주영향으로 모멘트 확대계수를 고려해야 하는 압축부재)		$\phi_f=0.65$
무근콘크리트		$\phi_f=0.65$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

• 강도설계법의 설계 방법

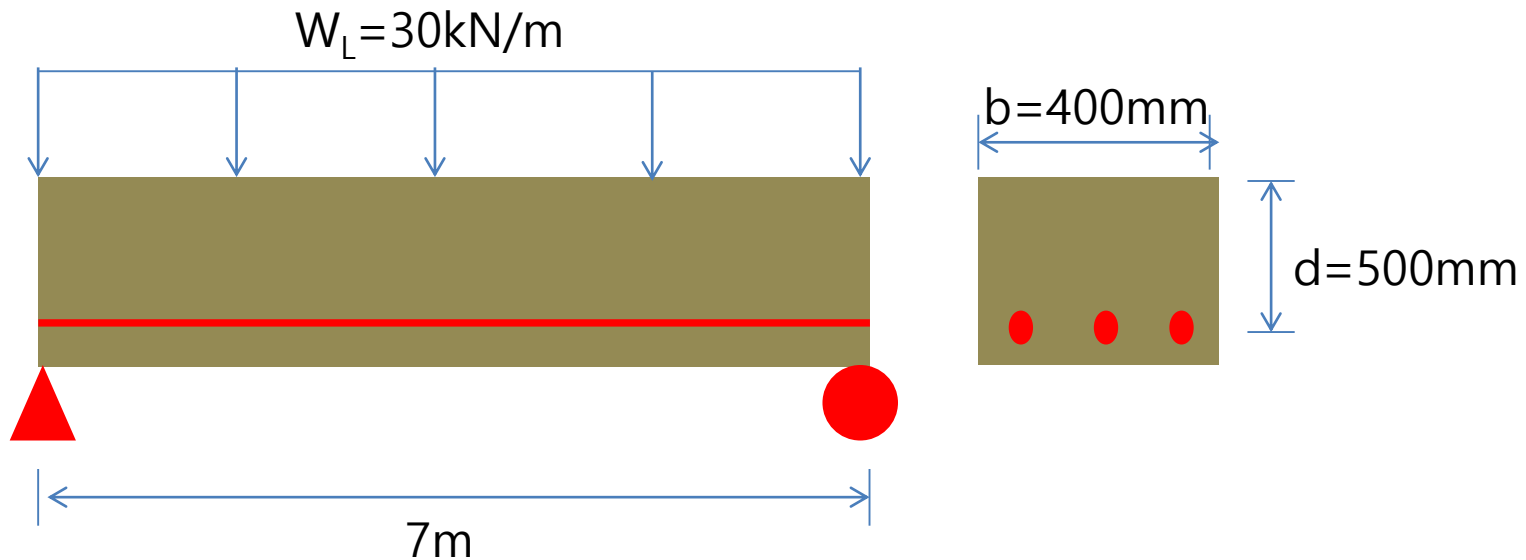
✓ 하중계수

콘크리트 구조설계기준		도로교설계기준
사하중 D와 활하중 L이 작용하는 경우	$1.4D+1.7L$	$U=1.3D+2.15(L+I)+1.3CF+1.7H+1.3Q$ (E.1)
D와 L 및 풍하중 W가 작용하는 경우	$0.75(1.4D+1.7L+1.7W)$	$U=1.3D+1.7H+1.3Q+1.3W$ (E.2)
D와 W의 재하효과가 상쇄될 경우	$0.9D+1.3W$	$U=1.3D+1.3(L+I)+1.3CF+1.7H+1.3Q+1.3(0.5W+WL+BK)$ (E.3)
D와 L 및 지진하중 E가 작용하는 경우	$0.75(1.4D+1.7L+1.8E)$	$U=1.3D+1.3(L+I)+1.3CF+1.7H+1.3Q+1.3G$ (E.4)
D와 E의 재하효과가 상쇄될 경우	$0.9D+1.4E$	$U=1.25D+1.65H+1.25Q+1.25W+1.25G$ (E.5)
D와 L 및 횡로압과 횡방향 지하수압 H가 작용하는 경우	$1.4D+1.7L+1.8H$	$U=1.25D+1.25(L+I)+1.25CF+1.65H+1.25Q+1.25(0.5W+지+BK)+1.25G$ (E.6)
D가 H를 감소시킬 경우	$0.9D+1.7L+1.8H$	
D와 L 및 유체압 F가 작용하는 경우	$1.4D+1.7L+1.5F$	$U=D+H+Q+E$ (E.7)
D가 F의 효과를 감소시킬 경우	$0.9D+1.7L+1.5F$	$U=1.3D+1.3(L+I)+1.3CF+1.7H+1.3Q+1.3CO$ (E.8)
D와 L 외에 T를 고려할 경우	$0.75(1.4D+1.7L+1.5T$ 또는 $1.4D+1.5T)$	$U=1.2D+1.55H+1.2Q+1.2W+1.2CO$ (E.9)

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

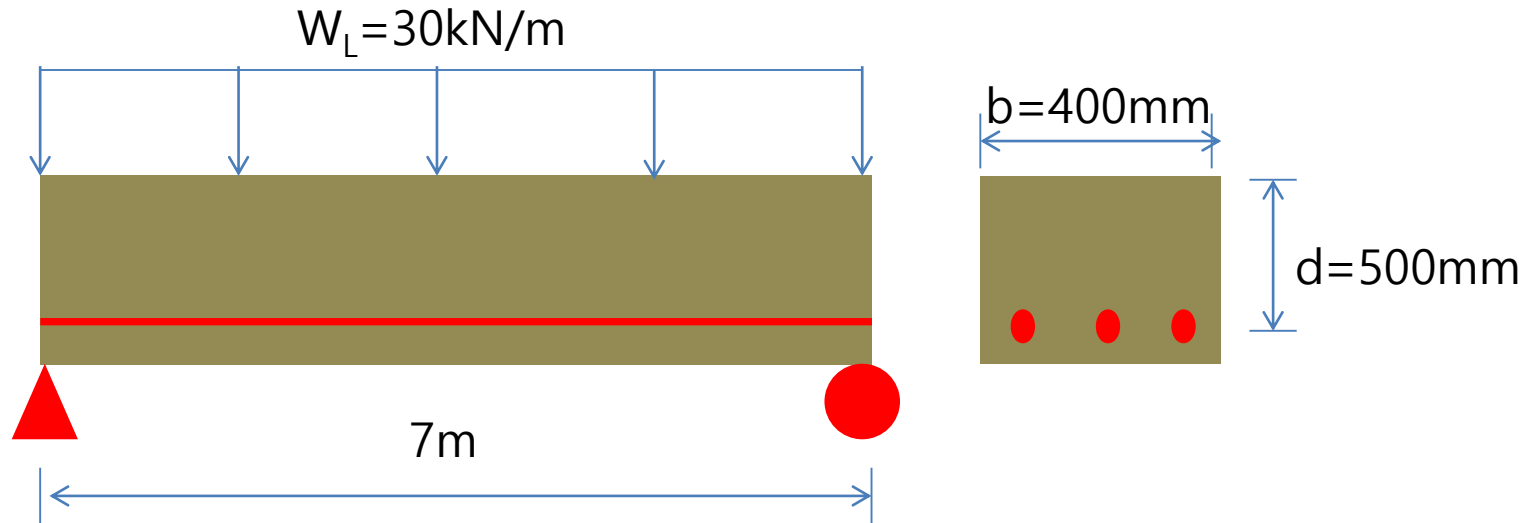
• 강도설계법의 설계 방법

그림과 같은 단순 지지된 철근콘크리트보에서 계수하중 및 소요휨강도,
필요 공칭휨강도를 구하라 (철근콘크리트 단위중량 $W=25\text{kN/m}^3$)



1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

• 강도설계법의 설계 방법



$$W_D \text{ (고정하중)} = 25 \times 0.4 \times 0.5 = 5 \text{ kN/m}$$

$$W_u \text{ (계수하중)} = 1.4D + 1.7L = 1.4W_D + 1.7W_L = (1.4 \times 5) + (1.7 \times 30) = 58 \text{ kN/m}$$

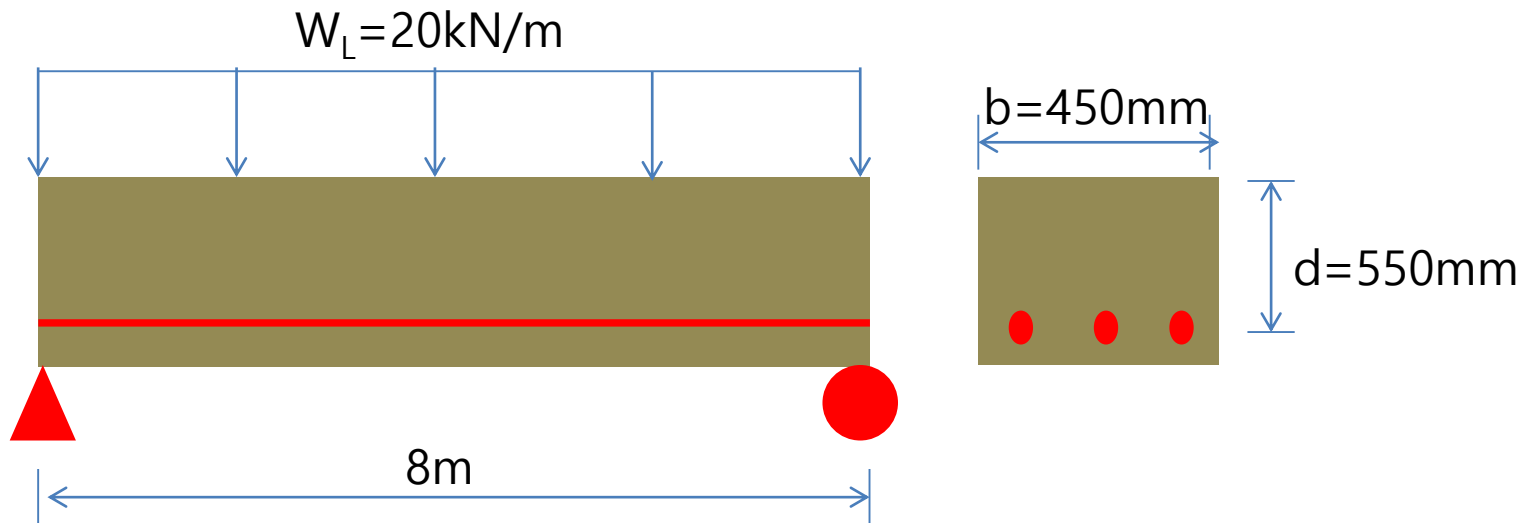
$$M_u \text{ (소요휨강도)} = \frac{W L^2}{8} = \frac{58 (7)^2}{8} = 355.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d \text{ (설계강도)} = M_u / \phi = 355.2 / 0.85 = 417.88 \text{ kN} \cdot \text{m 이상}$$

1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

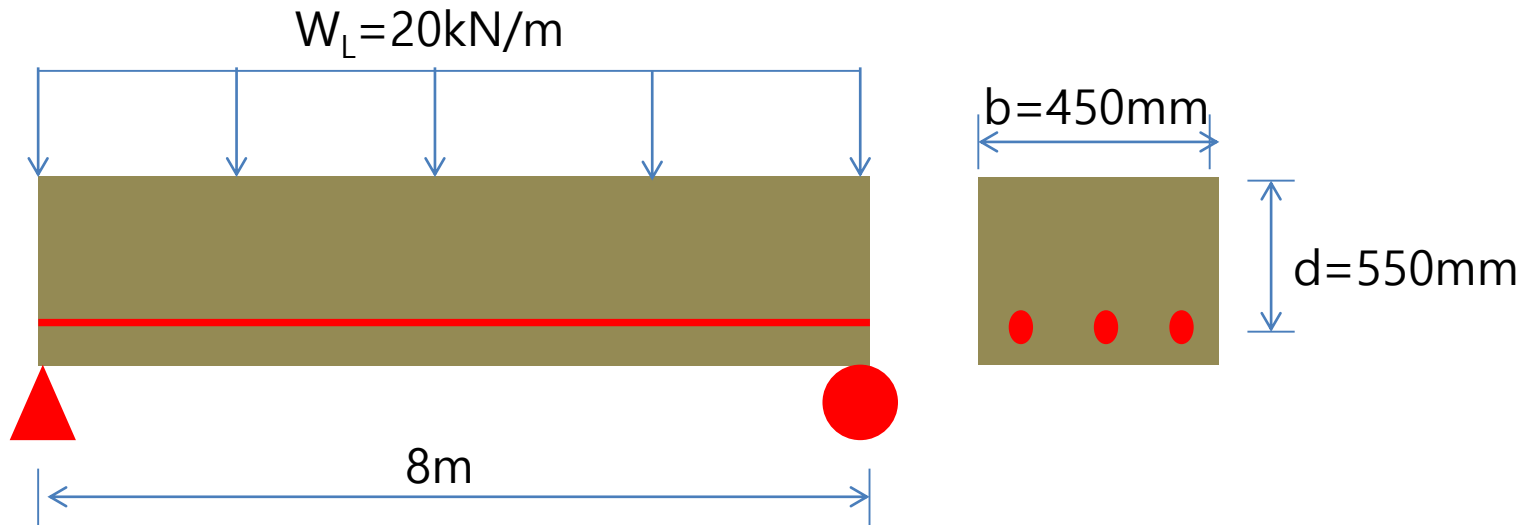
• 강도설계법의 설계 방법

그림과 같은 단순 지지된 철근콘크리트보에서 계수하중 및 소요휨강도,
필요 공칭휨강도를 구하라 (철근콘크리트 단위중량 $W=25\text{kN/m}^3$)



1. 철근콘크리트 부재 설계 (강도설계법)

• 강도설계법의 설계 방법



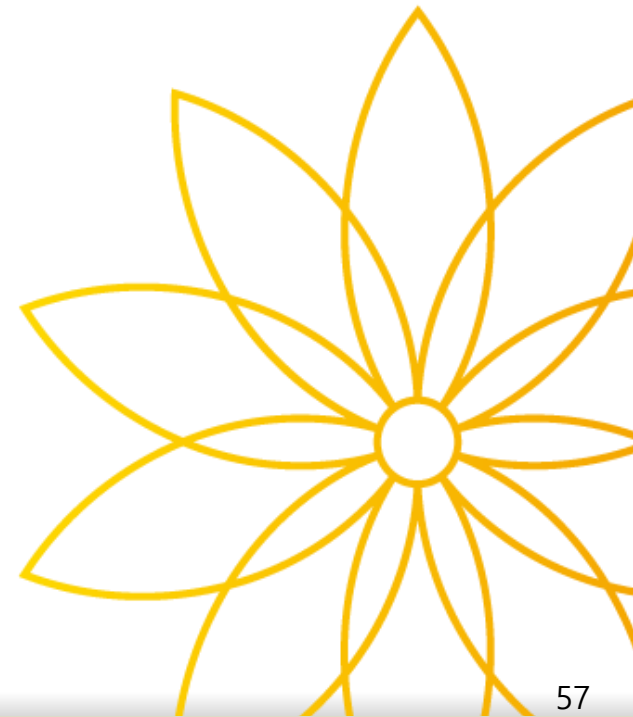
$$W_D \text{ (고정하중)} = 25 \times 0.45 \times 0.55 = 6.2 \text{ kN/m}$$

$$W_u \text{ (계수하중)} = 1.4D + 1.7L = 1.4W_D + 1.7W_L = (1.4 \times 6.2) + (1.7 \times 20) = 42.7 \text{ kN/m}$$

$$M_u \text{ (소요휨강도)} = \frac{W L^2}{8} = \frac{42.7 (8)^2}{8} = 341.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d \text{ (설계강도)} = M_u / \phi = 341.6 / 0.85 = 401.88 \text{ kN} \cdot \text{m 이상}$$

2 . 보의 힘 해석과 설계



2 . 보의 휨 해석과 설계 (설계의 기본개념)

- 설계의 기본 개념

The diagram shows the design equation $M_d = \Phi \cdot M_n \geq M_u$ with blue arrows pointing from each term to its definition:

- M_d is labeled as 설계휨강도 (Design Bending Strength).
- Φ is labeled as 강도감소계수 (Strength Reduction Factor).
- M_n is labeled as 공칭휨강도 (Nominal Bending Strength).
- M_u is labeled as 소요휨강도 (Required Bending Strength).

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 균형파괴와 균형철근비

보의 단면에서 인장철근의 변형률이 항복변형률 ϵ_y 에 도달함과 동시에 콘크리트의 압축변형률이 0.003에 이르게 되는 상태 = 균형상태 (balanced condition)

균형단면 (balanced section)

균형보 (balanced beam),

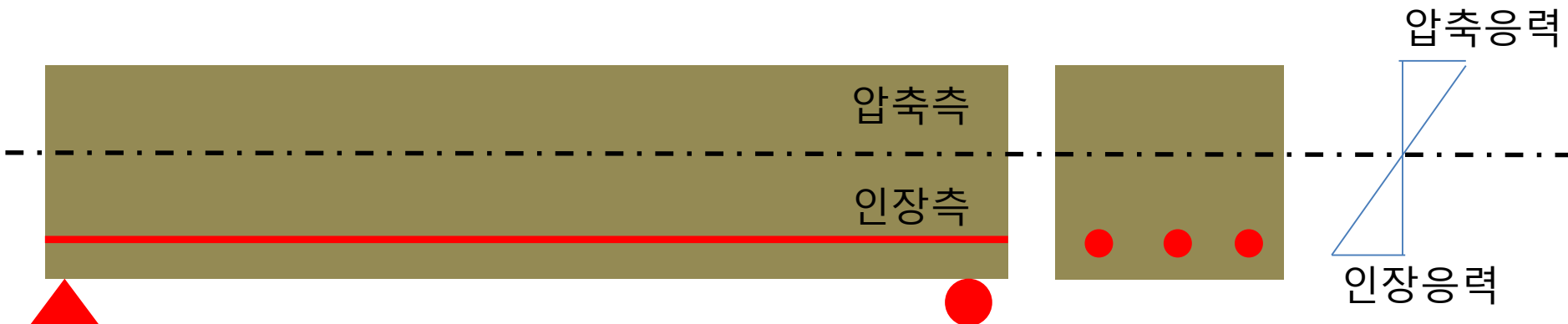
균형철근비 (balanced steel ratio)

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 균형파괴와 균형철근비

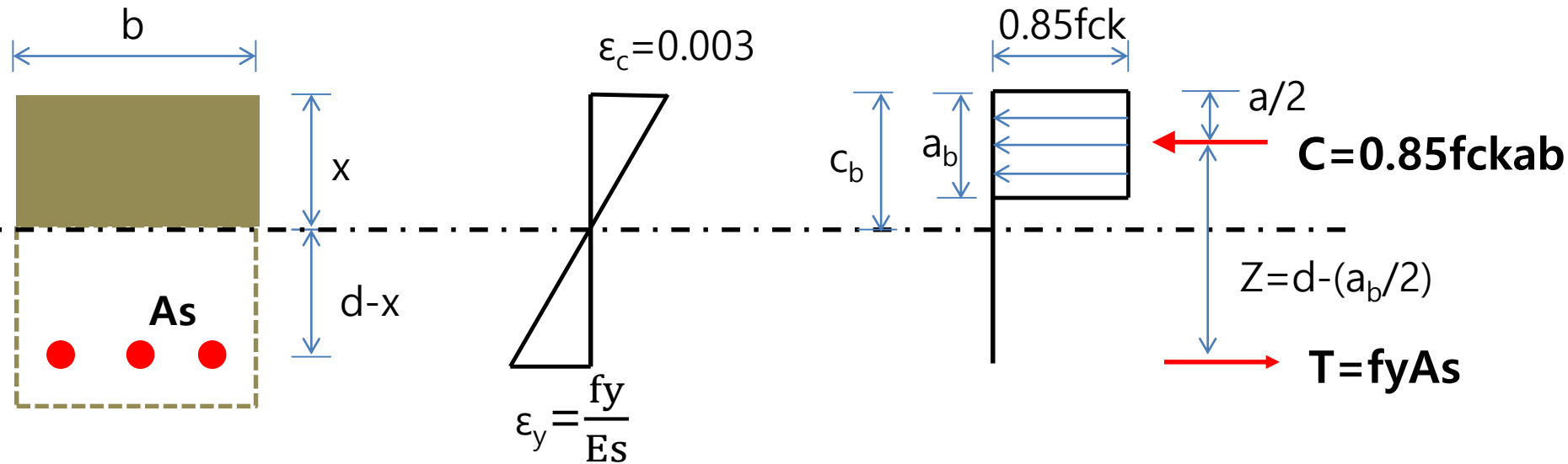
보의 단면에서 인장철근의 변형률이 항복변형률 ϵ_y 에 도달됨과 동시에 콘크리트의 압축변형률이 0.003에 이르게 되는 상태 = 균형상태 (balanced condition)

균형단면, 균형보, 균형철근비



2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 균형파괴와 균형철근비



$$C_b : d - 0.003 = d - C_b : \frac{f_y}{E_s}, \quad E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \cdot d = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d$$

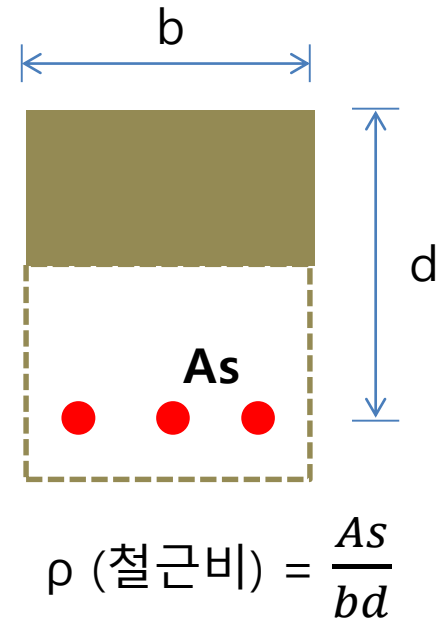
2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 균형파괴와 균형철근비

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \cdot d = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d$$

C=T이므로, $0.85fck \underset{\substack{\uparrow B_1 c_b}}{a_b} b - \underset{\substack{\uparrow \rho_b bd}}{As} f_y = 0$

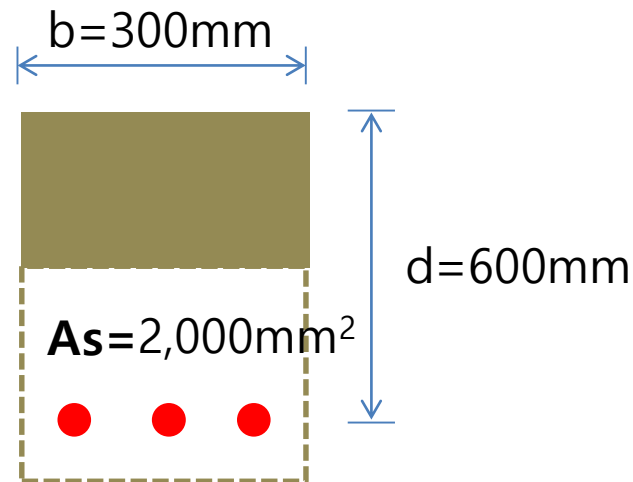
$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{fck}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = \text{단철근보의 균형철근비}$$



2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 균형파괴와 균형철근비

그림과 같은 조건의 철근비는 ?

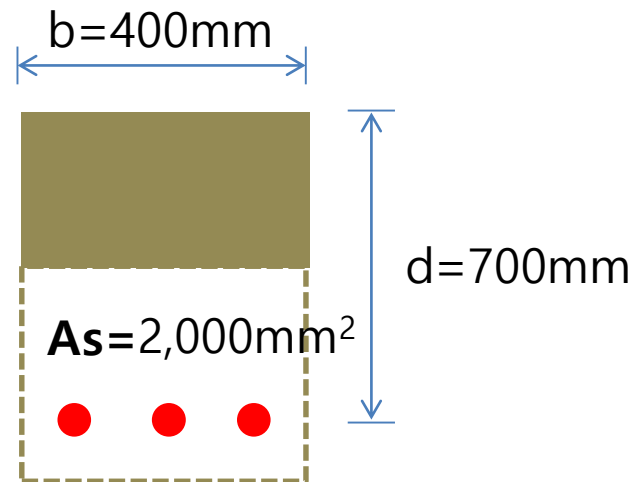


$$\rho \text{ (철근비)} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2,000}{(300)(600)} = 0.0111$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 균형파괴와 균형철근비

그림과 같은 조건의 철근비는 ?



$$\rho \text{ (철근비)} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2,000}{(400)(700)} = 0.00714$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 균형파괴와 균형철근비

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \cdot d = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d$$

철근의 항복응력 $f_y=400\text{Mpa}$, 단면의 유효 높이 $d=500\text{mm}$ 인
균형단면의 중립축의 위치는 ?

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d = \frac{600}{600 + 400} \cdot 500 = 300\text{mm}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 균형파괴와 균형철근비

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \cdot d = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d$$

철근의 항복응력 $f_y=300\text{Mpa}$, 단면의 유효 높이 $d=600\text{mm}$ 인
균형단면의 중립축의 위치는 ?

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d = \frac{600}{600 + 300} \cdot 600 = 400\text{mm}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 균형파괴와 균형철근비

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y} = \text{단철근보의 균형철근비}$$

단철근 직사각형 보에서 $f_{ck}=27\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$ 일 때 균형 철근비는 ?

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y} = (0.85)(0.85) \frac{27}{400} \frac{600}{600+400} = 0.029$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 균형파괴와 균형철근비

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y} = \text{단철근보의 균형철근비}$$

단철근 직사각형 보에서 $f_{ck}=35\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$ 일 때 균형 철근비는 ?

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y} = (0.85)(\underline{0.801}) \frac{35}{400} \frac{600}{600+400} = 0.035$$

↘ 0.85-0.007(35-28)

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 균형파괴와 균형철근비

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y} = \text{단철근보의 균형철근비}$$

단철근 직사각형 보에서 $f_{ck}=27\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$ 일 때 균형 철근량은 ?
($b=300\text{mm}$, $d=500\text{mm}$)

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y} = (0.85)(0.85) \frac{27}{400} \frac{600}{600+400} = 0.029$$

$$A_s = \rho_b b d = (0.029) (300) (500) = 4,350\text{mm}^2$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 균형파괴와 균형철근비

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y} = \text{단철근보의 균형철근비}$$

단철근 직사각형 보에서 $f_{ck}=35\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$ 일 때 균형 철근량은 ?
($b=300\text{mm}$, $d=500\text{mm}$)

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y} = (0.85)(0.801) \frac{35}{400} \frac{600}{600+400} = 0.035$$

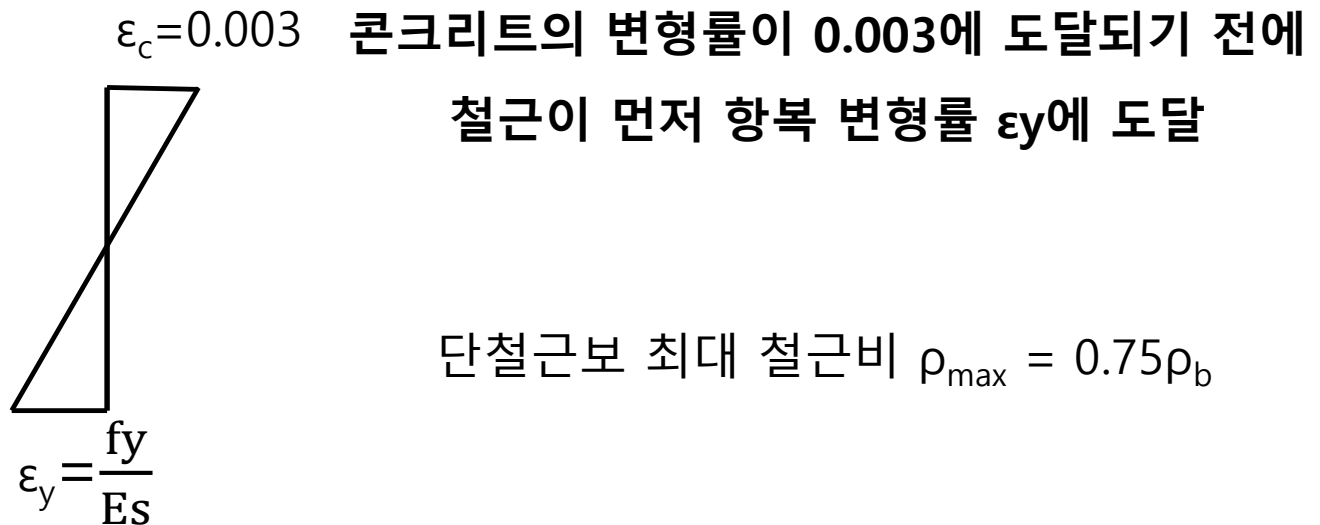
└──────────┘
 ↓
 0.85-0.007(35-28)

$$A_s = \rho_b b d = (0.035) (300) (500) = 5,250\text{mm}^2$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 연성파괴와 최대철근비

- 연성파괴(ductile failure) : 철근 먼저 항복 유도, 균형철근 보다 더 적은 철근 배근
과소철근보 (under reinforced beam), 저보강 보



2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 연성파괴와 최대철근비

단철근보 최대 철근비 $\rho_{\max} = 0.75\rho_b$

폭 $b=400\text{mm}$, $d=650\text{mm}$ 인 단철근 직사각형 보에 배근 할 수 있는
최대 인장 철근 단면적은 ? ($f_{ck}=26\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)

$$\begin{aligned}\rho_{\max} = 0.75 \rho_b &= 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.85) \frac{26}{400} \frac{600}{600+400} \\ &= 0.0211\end{aligned}$$

$$A_{s, \max} = \rho_{\max} bd = (0.0211) (400) (650) = 5,486\text{mm}^2$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 연성파괴와 최대철근비

단철근보 최대 철근비 $\rho_{\max} = 0.75\rho_b$

폭 $b=500\text{mm}$, $d=700\text{mm}$ 인 단철근 직사각형 보에 배근 할 수 있는
최대 인장 철근 단면적은 ? ($f_{ck}=35\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)


$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \rho_b = 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.801) \frac{35}{400} \frac{600}{600+400} \\ &= 0.0268\end{aligned}$$

$$A_{s, \max} = \rho_{\max} bd = (0.0268) (500) (700) = 9,380\text{mm}^2$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 취성파괴와 과다철근보 및 최소철근보

- 취성파괴(brittle failure) : 균형철근보 보다 더 많은 철근 배근
과다철근보(over reinforced beam), 과보강보
압축파괴 (compression failure)
배근된 인장철근량이 너무 적은 경우


$$\rho_{\min} = \max \left[\frac{0.25\sqrt{f_c k}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right]$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

- ✓ 취성파괴와 과다철근보 및 최소철근보

$$\rho_{\min} = \max \left[\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right]$$

b=400mm, d=650mm인 단철근 직사각형 보에 배근 해야만 하는
최소한의 인장 철근단면적은 ? ($f_{ck}=26\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)

$$\begin{aligned} \max \left[\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right] &= \max \left[\frac{0.25\sqrt{26}}{400}, \frac{1.4}{400} \right] = \max [0.0031, 0.0035] \\ &= 0.0035 \end{aligned}$$

$$A_{s, \min} = \rho_{\min} b d = (0.0035) (400) (650) = 910\text{mm}^2$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

- ✓ 취성파괴와 과다철근보 및 최소철근보

$$\rho_{\min} = \max \left[\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right]$$

b=500mm, d=750mm인 단철근 직사각형 보에 배근 해야만 하는
최소한의 인장 철근단면적은 ? ($f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

$$\begin{aligned} \max \left[\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right] &= \max \left[\frac{0.25\sqrt{28}}{300}, \frac{1.4}{300} \right] = \max [0.0044, 0.0046] \\ &= 0.0046 \end{aligned}$$

$$A_{s, \min} = \rho_{\min} b d = (0.0046) (500) (750) = 1,725\text{mm}^2$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 설계휨강도

M_d = 공칭휨강도 (nominal flexural strength)

$$M_d = \Phi M_n = \Phi T \cdot z = \Phi C \cdot z = \Phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = \Phi 0.85 f_{ck} a b \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 설계휨강도

b=400mm, d=600mm인 단철근 직사각형 보에 $A_s=2,500\text{mm}^2$ 배근
할 경우 설계 휨 강도는 ? ($f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

$$a(\text{등가응력사각형 깊이}) = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(2,500)(300)}{(0.85)(28)(400)} = 78.8\text{mm}$$

$$M_n(\text{공칭휨강도}) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (2,500)(300)\left(600 - \frac{78.8}{2}\right) = 420,450,000\text{N}\cdot\text{mm} = 420.4\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d(\text{설계휨강도}) = \phi M_n = 0.85 \times 420.4 = 357.3\text{kN}\cdot\text{m}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 설계휨강도

b=500mm, d=700mm인 단철근 직사각형 보에 $A_s=3,000\text{mm}^2$ 배근
할 경우 설계 휨 강도는 ? ($f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

$$a(\text{등가응력사각형 깊이}) = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(3,000)(300)}{(0.85)(28)(500)} = 75.6\text{mm}$$

$$M_n(\text{공칭휨강도}) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (3,000)(300)\left(700 - \frac{75.6}{2}\right) = 595,980,000\text{N}\cdot\text{mm} = 596.0\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d(\text{설계휨강도}) = \phi M_n = 0.85 \times 596.0 = 506.6\text{kN}\cdot\text{m}$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 설계휨강도

경간이 6m인 단순보가 활하중 $W_L=25\text{kN/m}$ 와 고정하중 $W_D=15\text{kN/m}$ 를 받고 있다.

단철근 직사각형보이며, $b=400\text{mm}$, $d=600\text{mm}$, $A_s=3,000\text{mm}^2$,
 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$ 일 때 주어진 보가 적합한지 철근비와 휨강도를 검토하시오

- 철근비 검토

$$\rho \text{ (철근비)} = \frac{A_s}{bd} = \frac{3,000}{(400)(600)} = 0.0125$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.85) \frac{28}{400} \frac{600}{600+400} = 0.0227$$

$$\rho_{\min} = \max \left[\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right] = \max \left[\frac{0.25\sqrt{28}}{400}, \frac{1.4}{400} \right] = \max [0.0033, 0.0035] \\ = 0.0035$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

- 철근비 검토

$$\rho \text{ (철근비)} = \frac{As}{bd} = \frac{3,000}{(400)(600)} = 0.0125$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.85) \frac{28}{400} \frac{600}{600+400} = 0.0227$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \max \left[\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right] = \max \left[\frac{0.25\sqrt{28}}{400}, \frac{1.4}{400} \right] = \max [0.0033, 0.0035] \\ &= 0.0035 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

- 휨강도 검토

$$W_u = 1.4W_D + 1.7W_L = 1.4(15) + 1.7(25) = 63.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_u(\text{소요 휨강도}) = \frac{W_u l^2}{8} = \frac{(63.5)(6)^2}{8} = 285.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(3,000)(400)}{(0.85)(28)(400)} = 126 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_d(\text{설계 휨강도}) &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= (0.85)(3,000)(400)\left(600 - \frac{126}{2}\right) = 547,740,000 \text{ N}\cdot\text{mm} = 547.74 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$M_u(\text{소요 휨강도}) < M_d(\text{설계 휨강도}) \quad (\text{O.K.})$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 설계휨강도

경간이 7m인 단순보가 활하중 $W_L=30\text{kN/m}$ 와 고정하중 $W_D=20\text{kN/m}$ 를 받고 있다.

단철근 직사각형보이며, $b=500\text{mm}$, $d=700\text{mm}$, $A_s=4,000\text{mm}^2$,
 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$ 일 때 주어진 보가 적합한지 철근비와 휨강도를 검토하시오

- 철근비 검토

$$\rho \text{ (철근비)} = \frac{A_s}{bd} = \frac{4,000}{(500)(700)} = 0.0114$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.85) \frac{28}{400} \frac{600}{600+400} = 0.0227$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \max \left[\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right] = \max \left[\frac{0.25\sqrt{28}}{400}, \frac{1.4}{400} \right] = \max [0.0033, 0.0035] \\ &= 0.0035 \end{aligned}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

- 철근비 검토

$$\rho \text{ (철근비)} = \frac{As}{bd} = \frac{4,000}{(500)(700)} = 0.0114$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.85) \frac{28}{400} \frac{600}{600+400} = 0.0227$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \max \left[\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right] = \max \left[\frac{0.25\sqrt{28}}{400}, \frac{1.4}{400} \right] = \max [0.0033, 0.0035] \\ &= 0.0035 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

- 휨강도 검토

$$W_u = 1.4W_D + 1.7W_L = 1.4(20) + 1.7(30) = 79.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_u(\text{소요휨강도}) = \frac{W_u l^2}{8} = \frac{(79.0)(7)^2}{8} = 483.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c k b} = \frac{(4,000)(400)}{(0.85)(28)(500)} = 134.4 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_d(\text{설계휨강도}) &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= (0.85)(4,000)(400)\left(700 - \frac{134.4}{2}\right) = 683,808,000 \text{ N}\cdot\text{mm} = 683.8 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$M_u(\text{소요휨강도}) < M_d(\text{설계휨강도}) \quad (\text{O.K.})$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

- 철근의 간격 및 다발철근

- 철근의 간격 (동일한 평면에서 평행한 철근 사이의 수평 순간격)

25mm 이상, 굵은골재 최대치수의 $\frac{4}{3}$ 배 이상, 철근의 공칭지름 이상

- 철근의 간격 (철근을 상하 2단 이상으로 배근)

상하철근은 동일 연직면 내에 배근, 상하철근의 연직 순간격은 25mm 이상

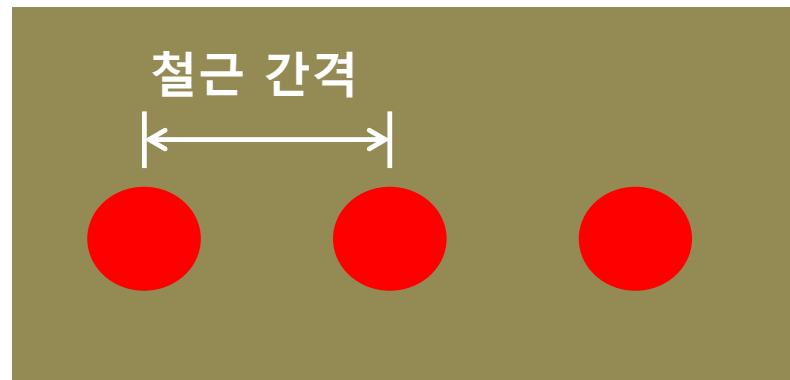
2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

- 철근의 간격 및 다발철근

- 철근의 간격 (동일한 평면에서 평행한 철근 사이의 수평 순간격)

25mm 이상, 굽은골재 최대치수의 $\frac{4}{3}$ 배 이상, 철근의 공칭지름 이상



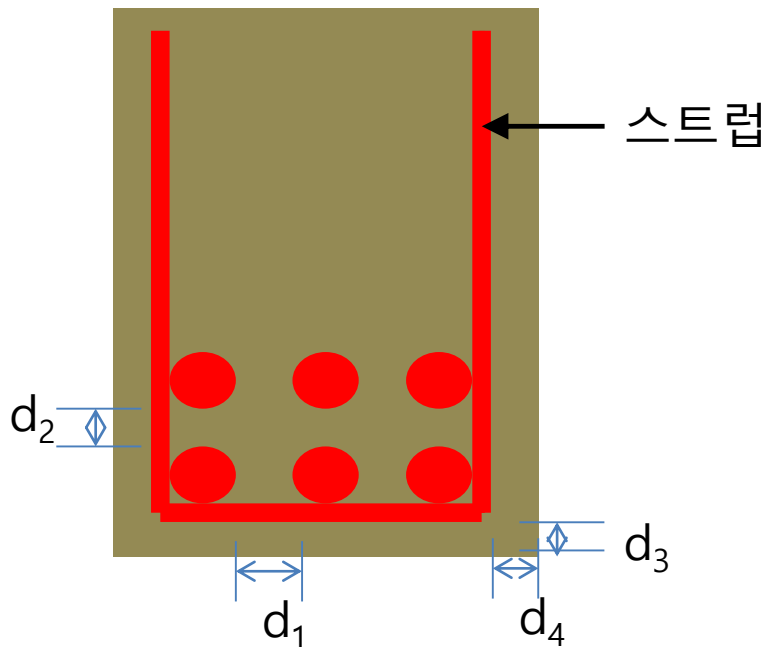
2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

- 철근의 간격 및 다발철근

- 철근의 간격 (철근을 상하 2단 이상으로 배근)

상하철근은 동일 연직면 내에 배근, 상하철근의 연직 순간격은 25mm 이상



d_1 : 주철근 수평순간격

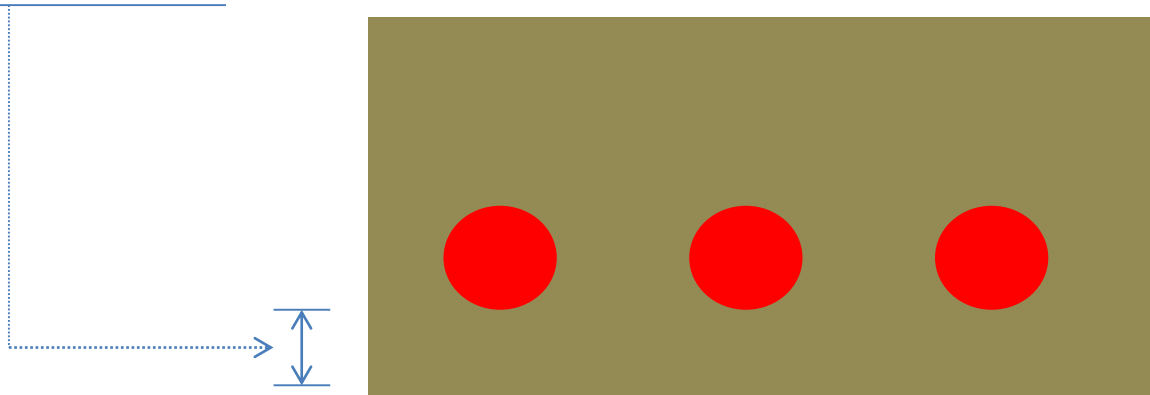
d_2 : 주철근 수직순간격

d_3 d_4 : 피복두께

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

- 최소 피복 두께



철근의 부식 방지

내화성 강화

철근의 부착강도 강화

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

- 최소 피복 두께

수중 타설 콘크리트 : 100mm 이상

영구히 흠에 묻혀 있는 콘크리트 : 80mm 이상

흠에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트

(철근 D29 이상 : 60mm 이상, D25이하 : 50mm 이상, D16 이하 : 40mm 이상)

옥외의 공거나 흠에 직접 접하지 않는 콘크리트

(슬래브 벽체 장선 : 40mm 이상 (D35 이상), 20mm 이상 (D35 이하))

(40mm 이상 (보, 기둥) – f_{ck} 가 40Mpa 이상이면 규정된 값에서 10mm 저감)

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

- 단철근 직사각형 보의 설계

$$M_d = \Phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$A_s = \rho b d$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$$

$$M_d = \Phi M_n = \Phi T \cdot z = \Phi C \cdot z = \Phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_d = \Phi f_y \rho \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_{ck}}\right) b d^2 = \Phi f_y \rho \left(1 - 0.59 q\right) b d^2$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f_{ck}}$$

R = 휨저항계수

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

활하중 40kN/m, 자중을 포함한 고정하중 20kN/m를 지지 할 수 있는 지간 6m의
단순보를 단철근 직사각형 보로 설계하려고 할 때, 지간의 중앙에서
필요한 단면의 크기와 철근량을 구하시오.

(단, $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$, 전단보강철근 D10(U형 수직스트럽))

- 설계하중 W_u

$$W_u = 1.4D + 1.7L = 1.4 \cdot 20 + 1.7 \cdot 40 = 96\text{kN} \cdot \text{m}$$

- 계수휨강도 (=소요휨강도)

$$M_u = \frac{WL^2}{8} = \frac{96 \cdot 6^2}{8} = 432\text{kN} \cdot \text{m}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

- 단면 가정

$$\rho_{\min} = \max \left[\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right] = \max \left[\frac{0.25\sqrt{28}}{400}, \frac{1.4}{400} \right] = \max [0.0033, 0.0035] \\ = 0.0035$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.85) \frac{28}{400} \frac{600}{600+400} = 0.0227$$

인장 철근비를 $0.5\rho_{\max}$ 로 설정

$$\rho = 0.5 \cdot 0.0227 = 0.0113$$

단면 가정

$$R = \rho f_y (1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_{ck}}) = 0.0113 \cdot 400 \cdot (1 - 0.59 \cdot 0.0113 \cdot \frac{400}{28}) = 4.09$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

단면 가정

$$R = \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_{ck}}\right) = 0.0113 \cdot 400 \cdot \left(1 - 0.59 \cdot 0.0113 \cdot \frac{400}{28}\right) = 4.09$$

$$M_d = \Phi R b d^2 \geq M_u$$

$$0.85 \cdot 4.09 b d^2 \geq 432 \cdot 10^{-3}$$

$$b d^2 \geq 0.133 \quad \rightarrow \quad d=0.6\text{m} \text{ 로 가정하면 } b=0.37\text{m}$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

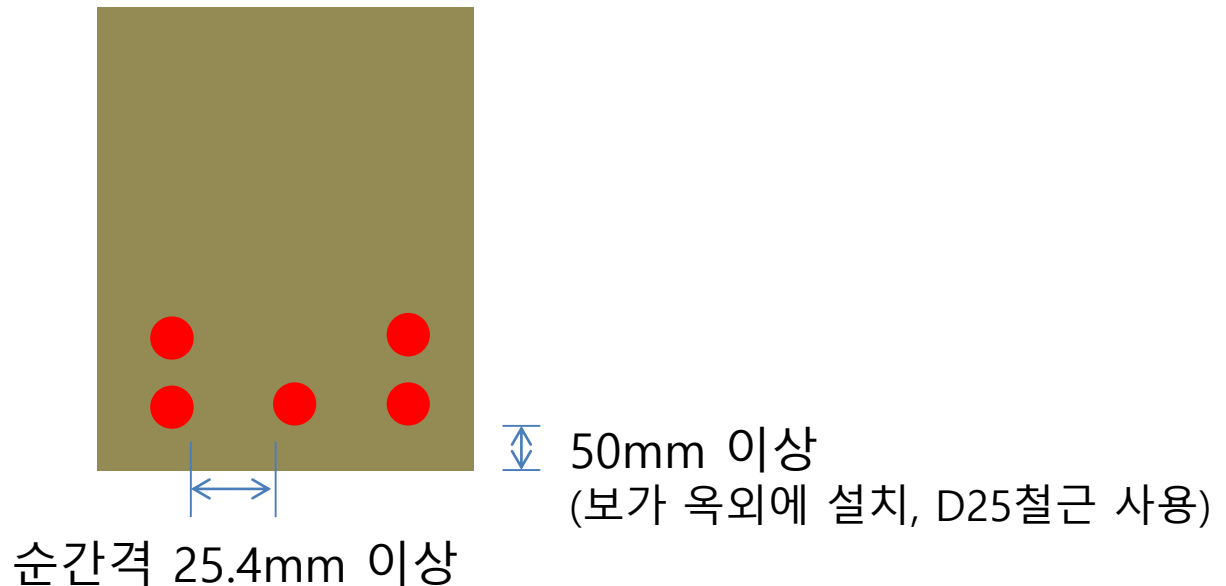
철근량 산정

$$A_s = \rho b d = 0.0113 \cdot 600 \cdot 370 = 2,508 \text{mm}^2$$

그러므로 철근은 5-D25 ($A_s = 5 \cdot 506.7 \text{mm}^2 = 2,533.5 \text{mm}^2$)

검토

보의 소요 폭 검토 ->

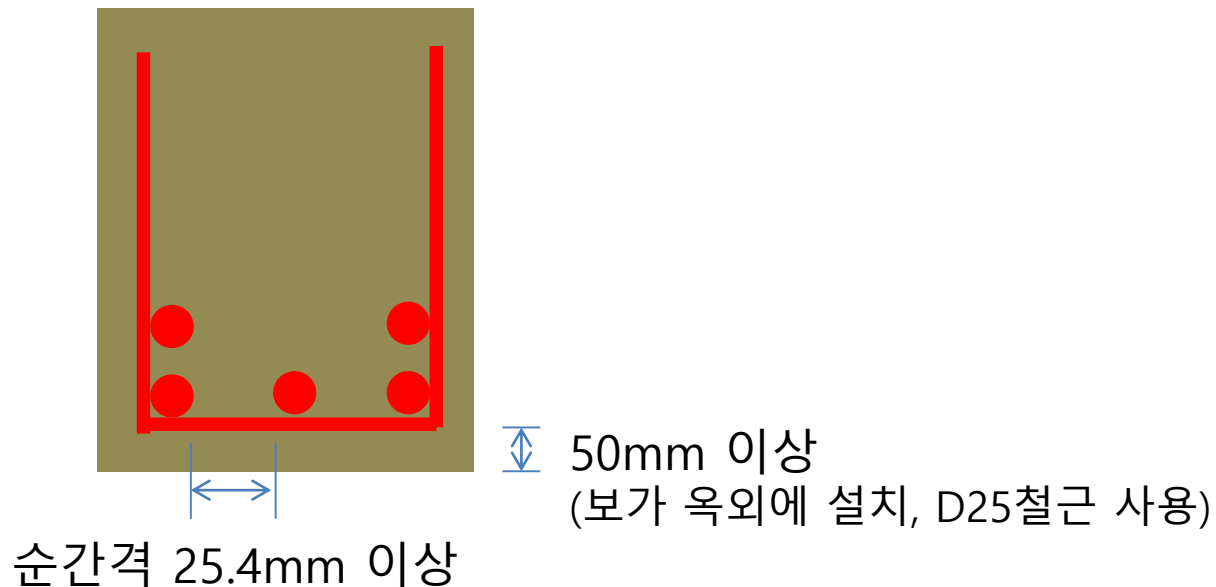


2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

검토

보의 소요 폭 검토 ->



$$b_r = 2 \cdot (\text{피복두께}) + 2 \cdot (\text{스트럽의 직경}) + (\text{주철근 직경의 합}) + (\text{주철근의 수평 순간격의 합})$$

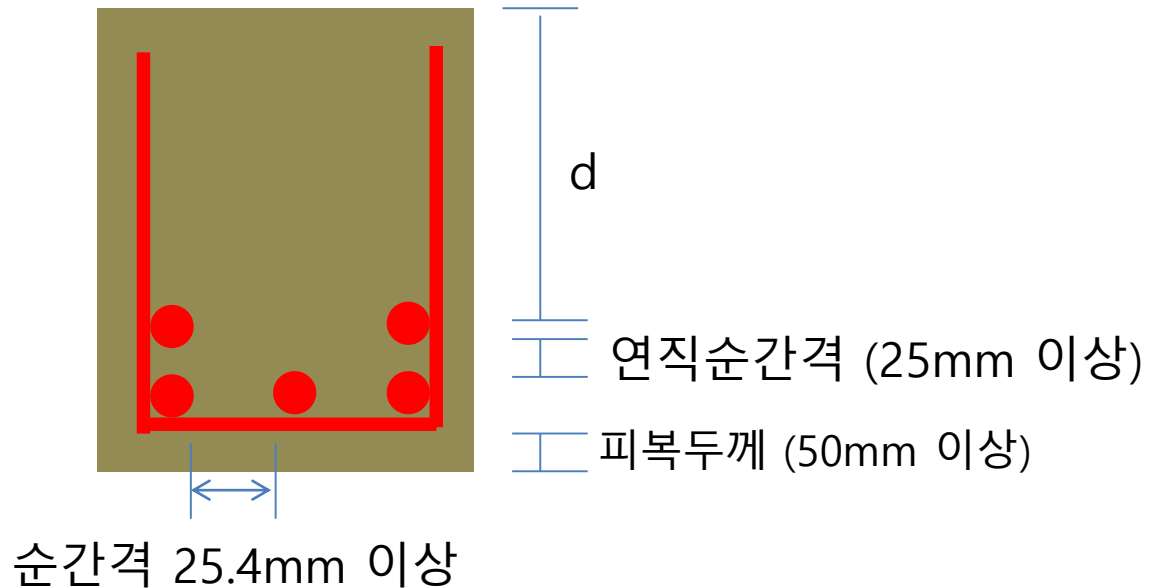
$$b_r = 2 \cdot (50) + 2 \cdot (9.53) + (3 \cdot 25.4) + (2 \cdot 25.4) = 246.06\text{mm} < 370\text{mm} \text{ (적합)}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

검토

보의 전체 높이 결정 ->



$$h = d + \left(\frac{\text{연직순간격}}{2} \right) + (\text{D25의 직경}) + (\text{D10의 직경}) + (\text{피복두께})$$

$$= 600 + \left(\frac{25}{2} \right) + (25.4) + (9.53) + (50) = 697.4\text{mm}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

검토

최대 철근비 검토

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2,533.5}{(370)(600)} = 0.0114 < \rho_{\max} (0.0227) \text{ (OK)}$$

최소 철근비 검토

$$\rho = 0.0114 > \rho_{\min} = 0.0035 \text{ (OK)}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

검토

소요휨강도 검토

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(2,533.5)(400)}{(0.85)(28)(370)} = 115.1mm$$

$$M_d = \Phi M_n$$

$$= \Phi A_s f_y (d - (a/2)) = 0.85 \cdot 2533.5 \cdot 400 (600 - (115.1/2))$$

$$= 467,261,000 \text{ N}\cdot\text{mm} = 467.26 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 432.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (OK)}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

활하중 30kN/m, 자중을 포함한 고정하중 15kN/m를 지지 할 수 있는 지간 6m의
단순보를 단철근 직사각형 보로 설계하려고 할 때, 지간의 중앙에서
필요한 단면의 크기와 철근량을 구하시오.

(단, $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$, 전단보강철근 D10(U형 수직스트럽))

- 설계하중 W_u

$$W_u = 1.4D + 1.7L = 1.4 \cdot 15 + 1.7 \cdot 30 = 72\text{kN} \cdot \text{m}$$

- 계수휨강도 (=소요휨강도)

$$M_u = \frac{WL^2}{8} = \frac{72 \cdot 6^2}{8} = 324\text{kN} \cdot \text{m}$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

- 단면 가정

$$\rho_{\min} = \max \left[\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right] = \max \left[\frac{0.25\sqrt{28}}{400}, \frac{1.4}{400} \right] = \max [0.0033, 0.0035] \\ = 0.0035$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.85) \frac{28}{400} \frac{600}{600+400} = 0.0227$$

인장 철근비를 $0.5\rho_{\max}$ 로 설정

$$\rho = 0.5 \cdot 0.0227 = 0.0113$$

단면 가정

$$R = \rho f_y (1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_{ck}}) = 0.0113 \cdot 400 \cdot (1 - 0.59 \cdot 0.0113 \cdot \frac{400}{28}) = 4.09$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

단면 가정

$$R = \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_{ck}}\right) = 0.0113 \cdot 400 \cdot \left(1 - 0.59 \cdot 0.0113 \cdot \frac{400}{28}\right) = 4.09$$

$$M_d = \Phi R b d^2 \geq M_u$$

$$0.85 \cdot 4.09 b d^2 \geq 324 \cdot 10^{-3}$$

$$b d^2 \geq 0.093 \quad \rightarrow \quad d=0.5\text{m} \text{ 로 가정하면 } b=0.37\text{m}$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

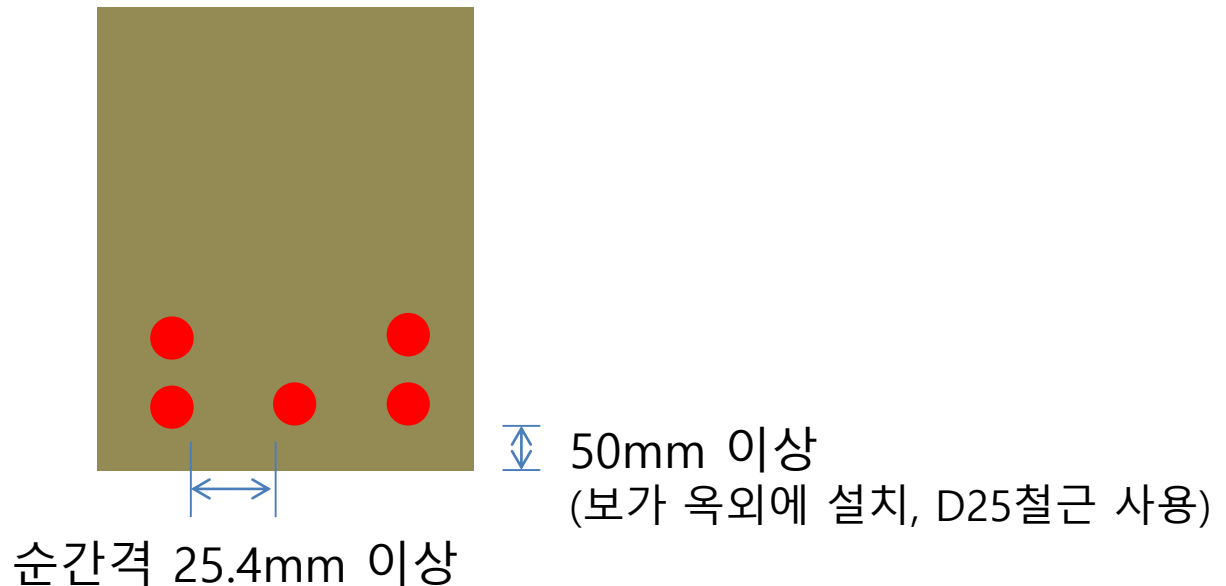
철근량 산정

$$A_s = \rho b d = 0.0113 \cdot 500 \cdot 370 = 2,090 \text{mm}^2$$

그러므로 철근은 5-D25 ($A_s = 5 \cdot 506.7 \text{mm}^2 = 2,533.5 \text{mm}^2$)

검토

보의 소요 폭 검토 ->

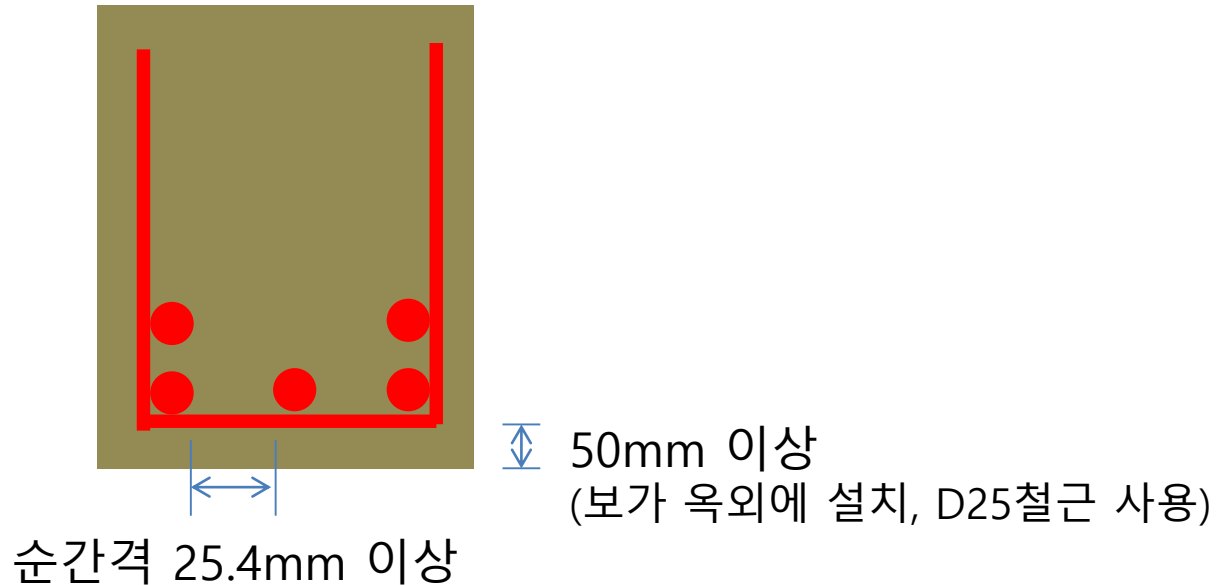


2. 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

검토

보의 소요 폭 검토 ->



$$b_r = 2 \cdot (\text{피복두께}) + 2 \cdot (\text{스트럽의 직경}) + (\text{주철근 직경의 합}) + (\text{주철근의 수평 순간격의 합})$$

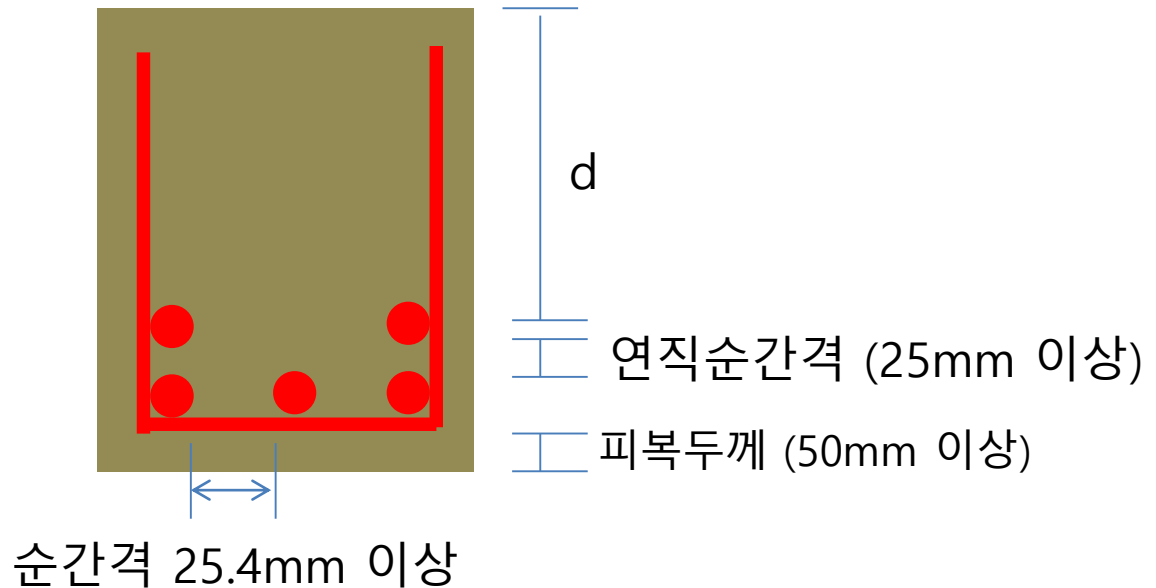
$$b_r = 2 \cdot (50) + 2 \cdot (9.53) + (3 \cdot 25.4) + (2 \cdot 25.4) = 246.06\text{mm} < 370\text{mm} \text{ (적합)}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

검토

보의 전체 높이 결정 ->



$$h = d + \left(\frac{\text{연직순간격}}{2} \right) + (\text{D25의 직경}) + (\text{D10의 직경}) + (\text{피복두께})$$

$$= 500 + \left(\frac{25}{2} \right) + (25.4) + (9.53) + (50) = 597.4\text{mm}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

검토

최대 철근비 검토

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2,533.5}{(370)(500)} = 0.0137 < \rho_{\max} (0.0227) \text{ (OK)}$$

최소 철근비 검토

$$\rho = 0.0137 > \rho_{\min} = 0.0035 \text{ (OK)}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (단철근 직사각형 보)

✓ 단철근 직사각형 보의 설계

검토

소요휨강도 검토

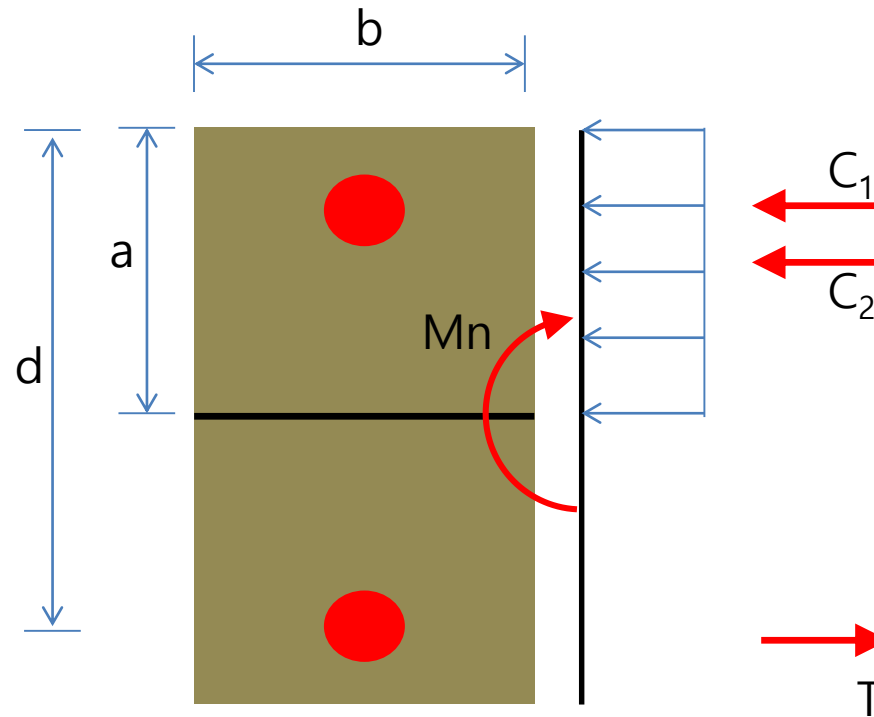
$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(2,533.5)(400)}{(0.85)(28)(370)} = 115.1mm$$

$$M_d = \phi M_n$$

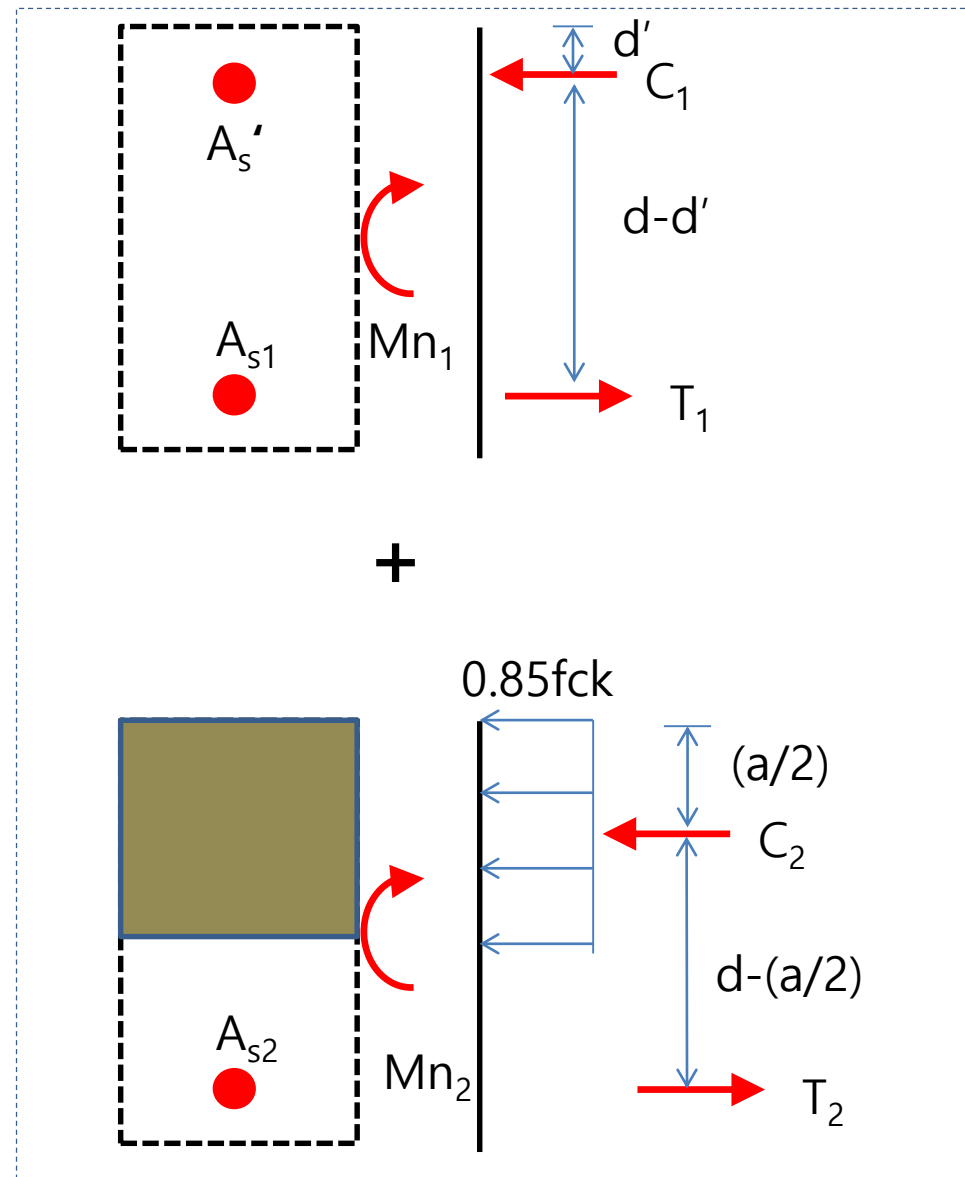
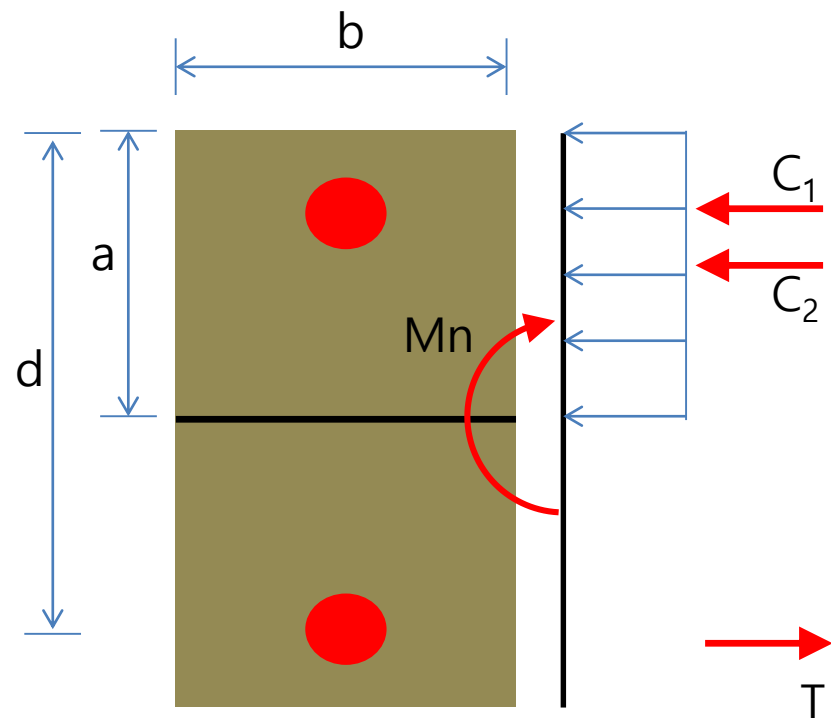
$$= \phi A_s f_y (d - (a/2)) = 0.85 \cdot 2533.5 \cdot 400 (600 - (115.1/2))$$

$$= 467,261,000 \text{ N}\cdot\text{mm} = 467.26 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 324.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (OK)}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)



2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)



2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

다음의 조건으로 된 직사각형 보의 설계 휨 강도를 구할 때, 단철근보로 계산해야 될지 복철근보로 계산해야 될지를 판별하시오

$$b=300\text{mm}, d=500\text{mm}, d'=50\text{mm}, A_s=3,500\text{mm}^2, \\ A_s'=1,000\text{mm}^2, f_{ck}=21\text{Mpa}, f_y=400\text{Mpa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3,500}{(300)(500)} = 0.023$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.85) \frac{21}{400} \frac{600}{600+400} = 0.0170$$

$\rho > \rho_{\max}$ 임으로 복철근보로 계산

2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

다음의 조건으로 된 직사각형 보의 설계 휨 강도를 구할 때, 단철근보로 계산해야 될지 복철근보로 계산해야 될지를 판별하시오

$$b=300\text{mm}, d=500\text{mm}, d'=50\text{mm}, A_s=3,000\text{mm}^2, \\ A_s'=1,000\text{mm}^2, f_{ck}=28\text{Mpa}, f_y=400\text{Mpa}$$

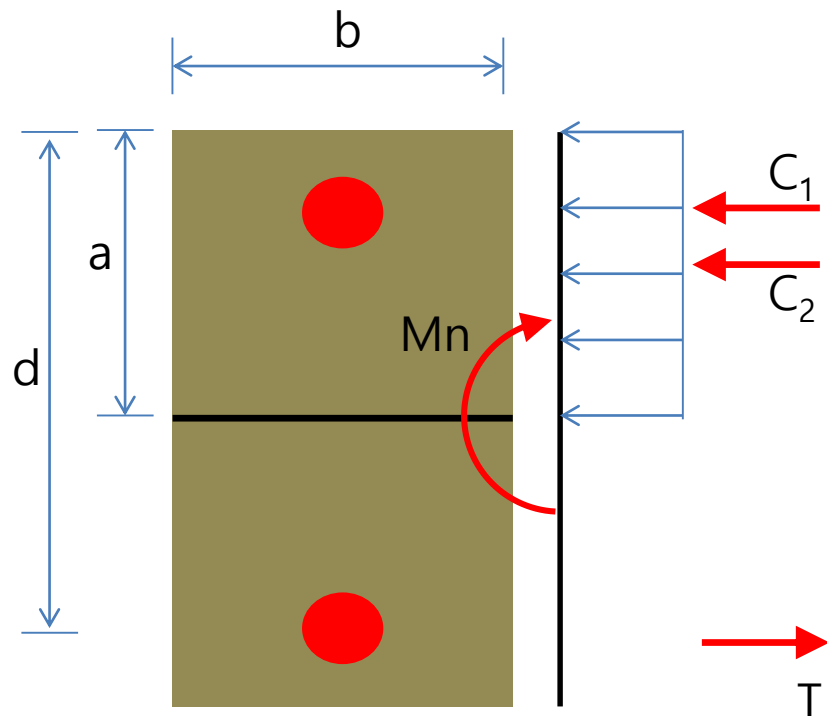
$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3,000}{(300)(500)} = 0.02$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.85) \frac{28}{400} \frac{600}{600+400} = 0.0227$$

$\rho < \rho_{\max}$ 임으로 단철근보로 계산

2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

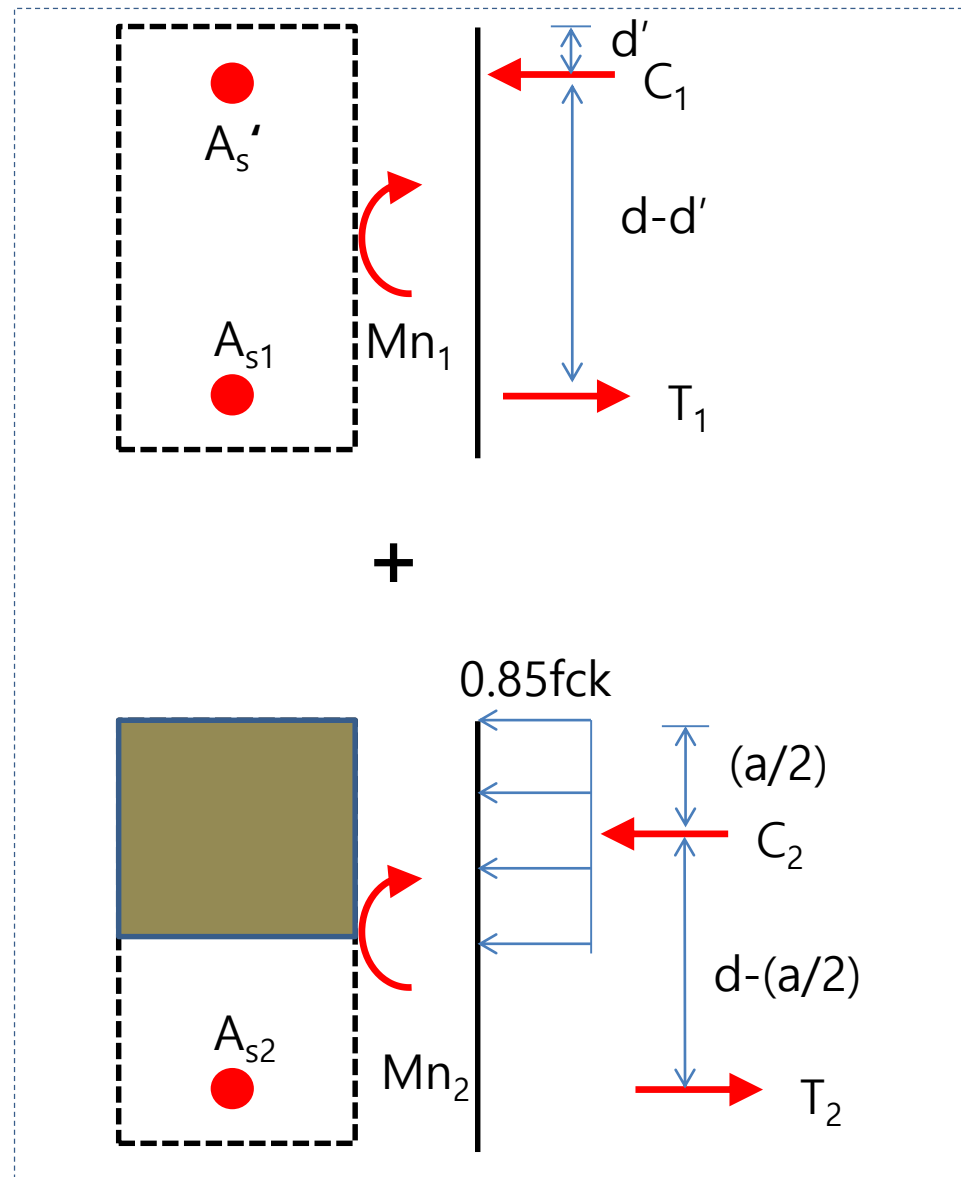
✓ 압축철근이 항복할 경우의 설계휨강도



$$T = C_1 + C_2$$

$$Asfy = As'fy + 0.85fck a b$$

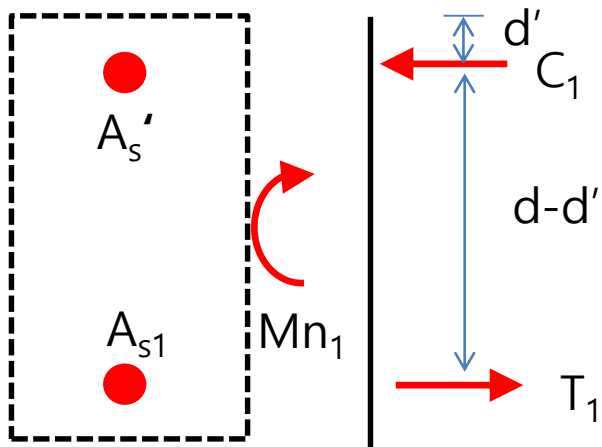
$$a = \frac{(As - As')fy}{0.85fck b}$$



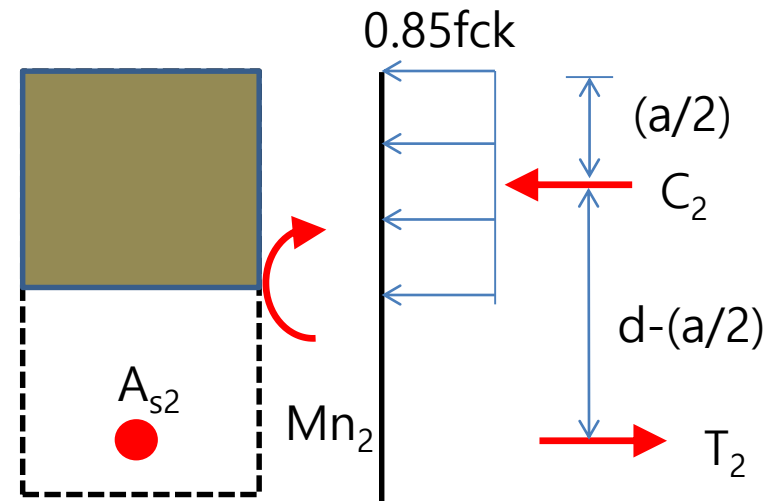
2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

✓ 압축철근이 항복할 경우의 설계휨강도

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_c k b}$$



$$Mn_1 = A_{s1} f_y (d - d') = A_s' f_y (d - d')$$



$$Mn_2 = A_{s2} f_y (d - (a/2)) = (A_s - A_s') f_y (d - (a/2))$$

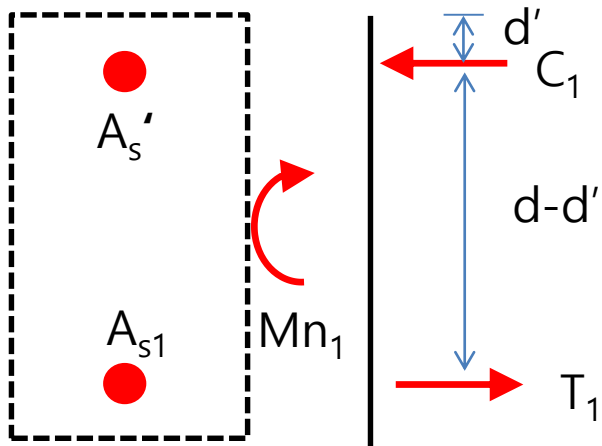
2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

✓ 압축철근이 항복할 경우의 설계휨강도

다음의 조건으로 된 복철근보가 파괴될 때에는 인장철근이 먼저 항복하는 연성파괴 거동을 보이고, 압축철근 또한 항복할 경우 그 설계휨강도를 구하시오

$$b=300\text{mm}, d=500\text{mm}, d'=50\text{mm}, A_s=4,500\text{mm}^2, A_s'=2,000\text{mm}^2, f_{ck}=28\text{Mpa}, f_y=400\text{Mpa}$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(4500 - 2000) 400}{0.85 (28) (300)} = 140.0\text{mm}$$



$$Mn_1 = A_{s1} f_y (d - d') = A_s' f_y (d - d')$$

$$\begin{aligned} Mn_1 &= (400) (2000) (500 - 50) \\ &= 360,000,000 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 360 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

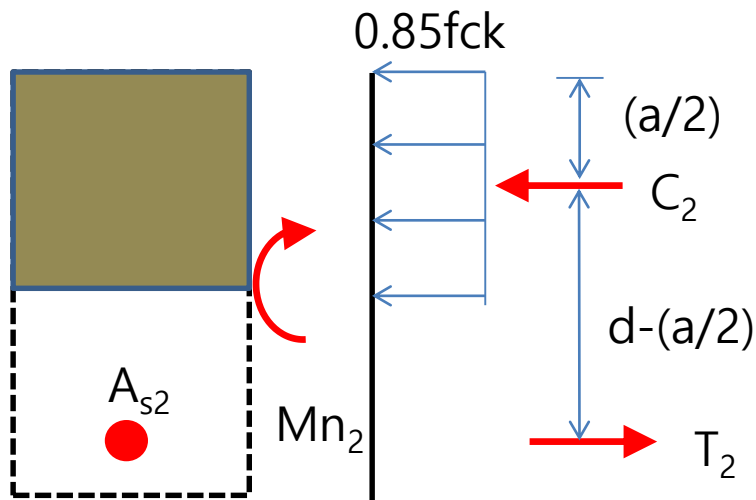
2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

✓ 압축철근이 항복할 경우의 설계휨강도

다음의 조건으로 된 복철근보가 파괴될 때에는 인장철근이 먼저 항복하는 연성파괴 거동을 보이고, 압축철근 또한 항복할 경우 그 설계휨강도를 구하시오

$b=300\text{mm}$, $d=500\text{mm}$, $d'=50\text{mm}$, $A_s=4,500\text{mm}^2$, $A_s'=2,000\text{mm}^2$, $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(4500 - 2000) 400}{0.85 (28) (300)} = 140.0\text{mm}$$



$$M_{n2} = A_{s2} f_y (d - (a/2)) = (A_s - A_s') f_y (d - (a/2))$$

$$\begin{aligned} M_{n2} &= (4500 - 2000)(400)(500 - (140/2)) \\ &= 430,000,000 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 430.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= \Phi(M_{n1} + M_{n2}) = 0.85 (360 + 430) \\ &= 671.5 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

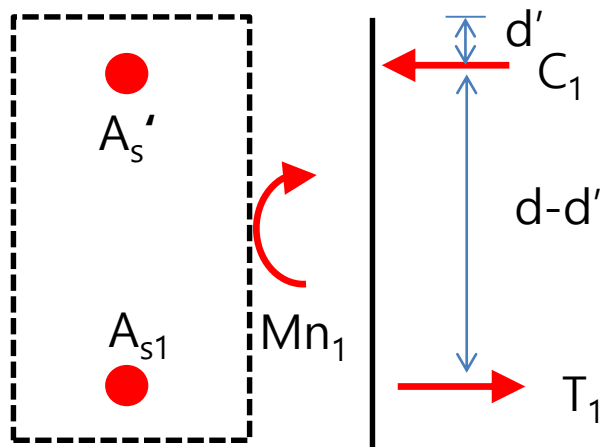
2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

✓ 압축철근이 항복할 경우의 설계휨강도

다음의 조건으로 된 복철근보가 파괴될 때에는 인장철근이 먼저 항복하는 연성파괴 거동을 보이고, 압축철근 또한 항복할 경우 그 설계휨강도를 구하시오

$b=400\text{mm}$, $d=600\text{mm}$, $d'=50\text{mm}$, $A_s=5,000\text{mm}^2$, $A_s'=2,200\text{mm}^2$, $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(5000 - 2200) 400}{0.85 (28) (400)} = 117.6\text{mm}$$



$$Mn_1 = A_{s1} f_y (d - d') = A_s' f_y (d - d')$$

$$\begin{aligned} Mn_1 &= (400) (2200) (600 - 50) \\ &= 484,000,000 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 484 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

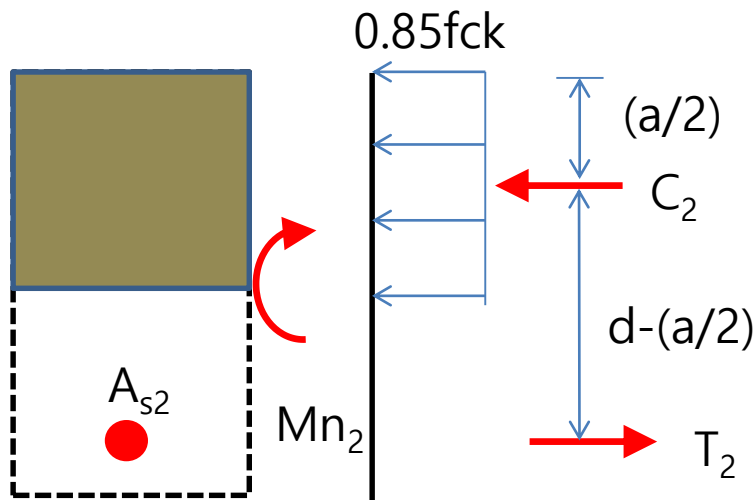
2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

✓ 압축철근이 항복할 경우의 설계휨강도

다음의 조건으로 된 복철근보가 파괴될 때에는 인장철근이 먼저 항복하는 연성파괴 거동을 보이고, 압축철근 또한 항복할 경우 그 설계휨강도를 구하시오

$b=400\text{mm}$, $d=600\text{mm}$, $d'=50\text{mm}$, $A_s=5,000\text{mm}^2$, $A_s'=2,200\text{mm}^2$, $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(5000 - 2200) 400}{0.85 (28) (400)} = 117.6 \text{ mm}$$



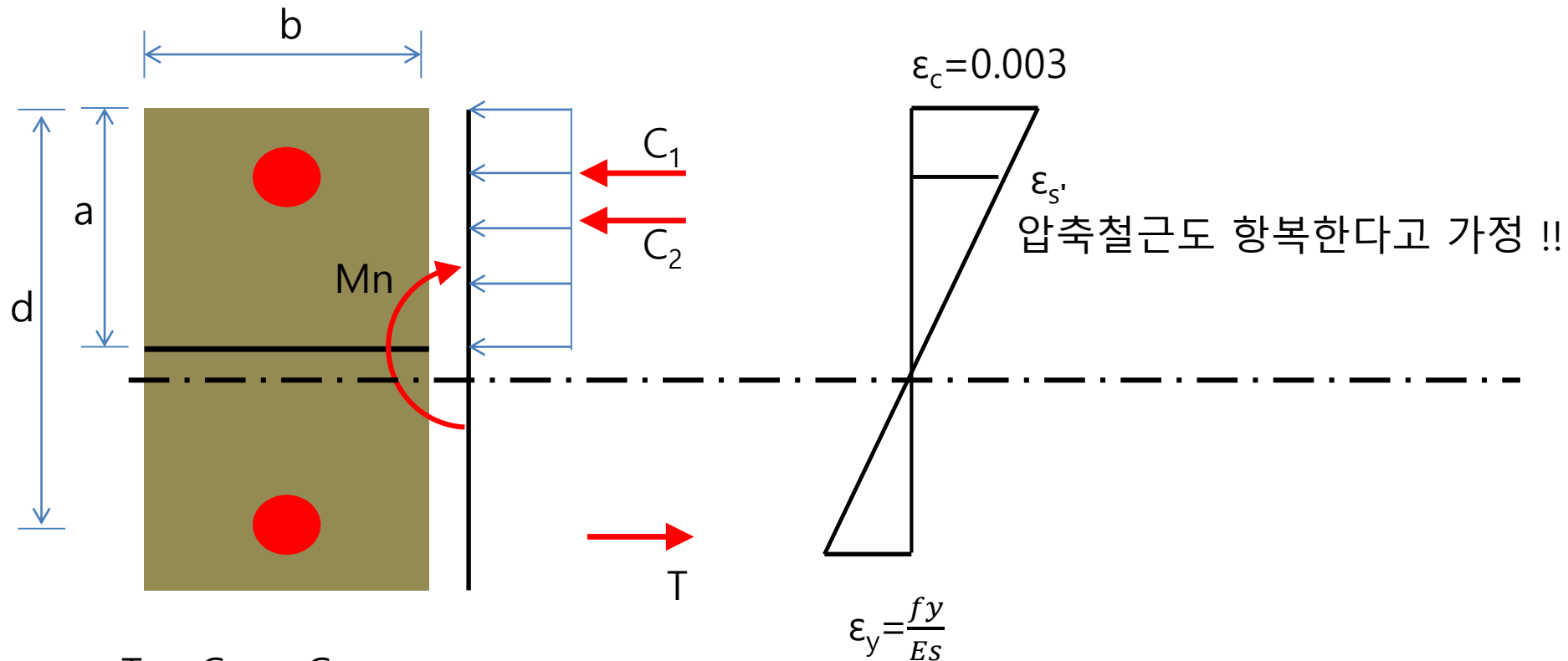
$$M_{n2} = A_{s2} f_y (d - (a/2)) = (A_s - A_s') f_y (d - (a/2))$$

$$\begin{aligned} M_{n2} &= (5000 - 2200)(400)(600 - (117.6/2)) \\ &= 606,144,000 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 606.1 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= \Phi(M_{n1} + M_{n2}) = 0.85 (484 + 606.1) \\ &= 926.6 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

✓ 복철근보의 연성파괴와 최대철근비 (압축철근이 항복할 경우)



$$T = C_1 + C_2$$

$$A_s f_y = A_s' f_y + 0.85 f_{ck} a b$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

- ✓ 복철근보의 연성파괴와 최대철근비 (압축철근이 항복할 경우)

$$T = C_1 + C_2$$

$$A_s f_y = A_s' f_y + 0.85 f_{ck} a_b b \quad \rightarrow \text{균형상태일 때 등가압축응력사각형의 깊이}$$

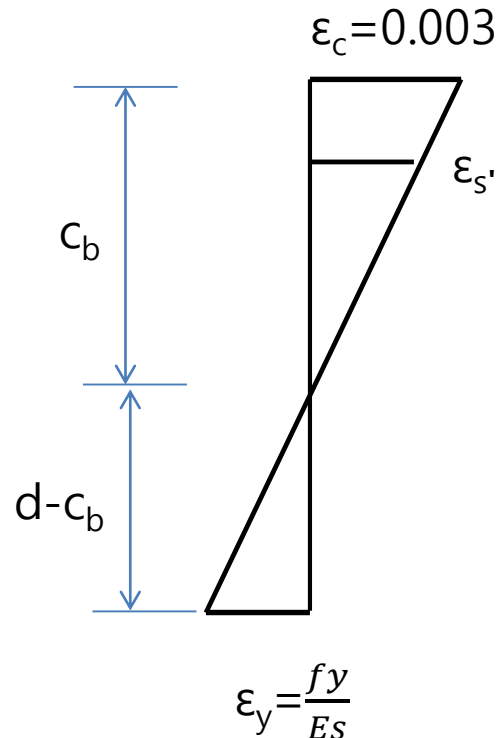
$$\bar{\rho}_b = \frac{A_s}{bd}, \quad \rho' = \frac{A_s'}{bd} \rightarrow A_s = \bar{\rho}_b b d, \quad A_s' = \rho' b d$$

$$A_s f_y = A_s' f_y + 0.85 f_{ck} a_b b \quad \rightarrow \quad a_b = \beta_1 c_b$$

$$\bar{\rho}_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{c_b}{d} + \rho'$$

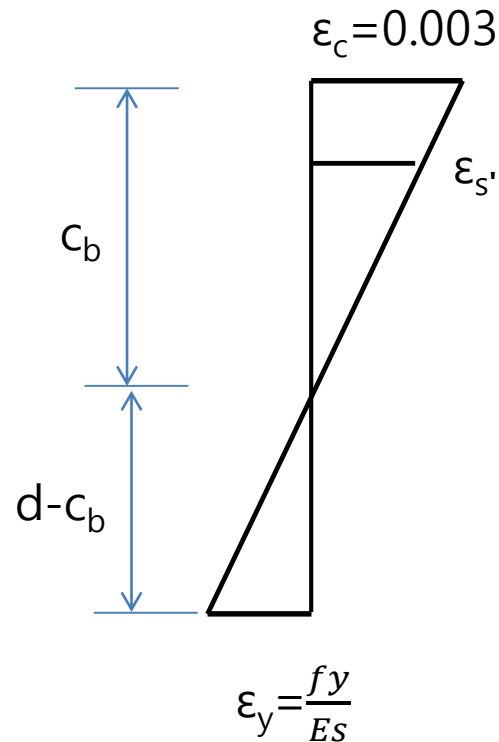
$$c_b : \epsilon_c = (d - c_b) : \epsilon_y$$

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} d$$



2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

✓ 복철근보의 연성파괴와 최대철근비 (압축철근이 항복할 경우)



$$c_b : \epsilon_c = (d - c_b) : \epsilon_y$$

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} d \quad \epsilon_c = 0.003, \epsilon_y = (f_y / E_s), E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d$$

$$\overline{\rho}_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{c_b}{d} + \rho'$$

$$\overline{\rho}_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} + \rho'$$

$$\overline{\rho}_b = \rho_b + \rho' \quad (\text{균형철근비})$$

$$\rho_{\max} = \mathbf{0.75} \rho_b + \rho' \quad (\text{인장철근 먼저 항복 유도})$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

다음의 조건으로 된 복철근 직사각형 보의 설계휨강도를 구하시오

$b=300\text{mm}$, $d=600\text{mm}$, $d'=50\text{mm}$, $A_s=3,500\text{mm}^2$, $A_s'=1,000\text{mm}^2$, $f_{ck}=21\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$

- 복철근보로 계산할지 검토

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3500}{(300)(600)} = 0.0194$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.85) \frac{21}{400} \frac{600}{600+400} = 0.0170$$

$\rho > \rho_{\max}$ 임으로 복철근보로 계산한다.

- 최대 철근비 검토

$$\rho_{\max} = \mathbf{0.75} \rho_b + \rho' = 0.017 + 0.0055 = 0.0225 > 0.0194$$

\therefore 보의 파괴는 인장철근의 항복으로 시작된다.

2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

다음의 조건으로 된 복철근 직사각형 보의 설계휨강도를 구하시오

$b=300\text{mm}$, $d=600\text{mm}$, $d'=50\text{mm}$, $A_s=3,500\text{mm}^2$, $A_s'=1,000\text{mm}^2$, $f_{ck}=21\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$

- 설계휨강도 계산

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(3500 - 1000) 400}{0.85 (21) (300)} = 186.7 \text{mm}$$

$$Mn_1 = A_{s1} f_y (d - d') = 1000(400)(600 - 50) = 220,000,000 \text{N}\cdot\text{mm} = 220 \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Mn_2 = (A_s - A_s') f_y (d - (a/2)) = (3500 - 1000)(400)(600 - (186.7)/2) = 506,650,000 \text{N}\cdot\text{mm} \\ = 506.65 \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Md = \Phi(Mn_1 + Mn_2) = 0.85 (220 + 506.65) \\ = 617.6 \text{kN}\cdot\text{m}$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

다음의 조건으로 된 복철근 직사각형 보의 설계휨강도를 구하시오

$b=200\text{mm}$, $d=650\text{mm}$, $d'=50\text{mm}$, $A_s=4,000\text{mm}^2$, $A_s'=1,000\text{mm}^2$, $f_{ck}=21\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$

- 복철근보로 계산할지 검토

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4000}{(200)(650)} = 0.03$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.85) \frac{21}{400} \frac{600}{600+400} = 0.0170$$

$\rho > \rho_{\max}$ 임으로 복철근보로 계산한다.

- 최대 철근비 검토

$$\rho_{\max} = \mathbf{0.75} \rho_b + \rho' = 0.017 + 0.0077 = 0.0247 > 0.0194$$

\therefore 보의 파괴는 인장철근의 항복으로 시작된다.

2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

다음의 조건으로 된 복철근 직사각형 보의 설계휨강도를 구하시오

$b=200\text{mm}$, $d=650\text{mm}$, $d'=50\text{mm}$, $A_s=4,000\text{mm}^2$, $A_s'=1,000\text{mm}^2$, $f_{ck}=21\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$

- 설계휨강도 계산

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(4000 - 1000) 400}{0.85 (21) (200)} = 336.1 \text{ mm}$$

$$Mn_1 = A_{s1} f_y (d - d') = 1000(400)(650 - 50) = 240,000,000 \text{ N}\cdot\text{mm} = 240 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mn_2 = (A_s - A_s') f_y (d - (a/2)) = (4000 - 1000)(400)(650 - (336.1)/2) = 578,340,000 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ = 578.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Md = \Phi(Mn_1 + Mn_2) = 0.85 (240 + 578.34) \\ = 695.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

✓ 복철근 직사각형 보의 설계

사하중 모멘트가 350kN·m, 활하중 모멘트가 200kN·m 일때 소요 철근량을 구하시오.

단 보의 폭은 400mm, 높이는 600mm로 제한하고 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$ 이다.

(D10의 U형 수직 스트립 배근)

- 소요휨강도

$$M_u = 1.4M_D + 1.7M_L = 1.4(350) + 1.7(200) = 830\text{kN}\cdot\text{m}$$

- 단철근보로 설계 가능 검토

피복두께, 전단보강철근 등을 고려하여 d 가정 : $d=600-100=500\text{mm}$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}) = 0.75(0.85)(0.85) \frac{28}{400} \frac{600}{600+400} = 0.0227$$

$$A_{s,\max} = \rho_{\max} b d = 0.0277 (400) (500) = 5,540\text{mm}^2$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

✓ 복철근 직사각형 보의 설계

사하중 모멘트가 350kN·m, 활하중 모멘트가 130kN·m 일때 소요 철근량을 구하시오.

단 보의 폭은 400mm, 높이는 600mm로 제한하고 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$ 이다.

(D10의 U형 수직 스트럽 배근)

- 최대철근량의 단철근보 설계휨강도와 소요휨강도 비교하여 단철근보로 설계 가능 파악

$$a = \frac{A_{s,\max} f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{5540(400)}{0.85(28)(400)} = 232.7\text{mm}$$

$$M_{d,\text{single}} = \Phi A_{s,\max} f_y (d - (a)/2) = 0.85(5540)(400)(500 - (232.7/2)) = 722,643,140\text{N}\cdot\text{mm} \\ = 722.6\text{kN}\cdot\text{m} < M_u$$

∴ 복철근보로 설계

2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

✓ 복철근 직사각형 보의 설계

사하중 모멘트가 350kN·m, 활하중 모멘트가 130kN·m 일때 소요 철근량을 구하시오.

단 보의 폭은 400mm, 높이는 600mm로 제한하고 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$ 이다.

(D10의 U형 수직 스트립 배근)

- 추가적인 설계휨강도 M_{u1}

$$M_{u1} = 830 - 722.6 = 107.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 압축철근량 A_s' ($d'=50\text{mm}$ 로 가정)

$$A_s' = \frac{Mu_1}{\Phi f_y (d - d')} = \frac{107,400,000}{0.85 (400)(500 - 50)} = 702 \text{ mm}^2$$

- 인장철근량 A_s

$$\text{총 인장 철근량 } A_s = A_{s1} + A_{s2} = 5540 + 702 = 6,242 \text{ mm}^2$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (복철근 직사각형 보)

✓ 복철근 직사각형 보의 설계

사하중 모멘트가 350kN·m, 활하중 모멘트가 130kN·m 일때 소요 철근량을 구하시오.

단 보의 폭은 400mm, 높이는 600mm로 제한하고 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$ 이다.

(D10의 U형 수직 스트립 배근)

- 인장철근량 A_s

$$\text{총 인장 철근량 } A_s = A_{s1} + A_{s2} = 5540 + 702 = 6,242\text{mm}^2$$

- 최대철근비 검토

$$\text{인장철근비 } = \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6242}{(400)(500)} = 0.031$$

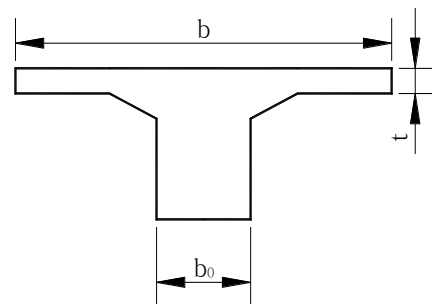
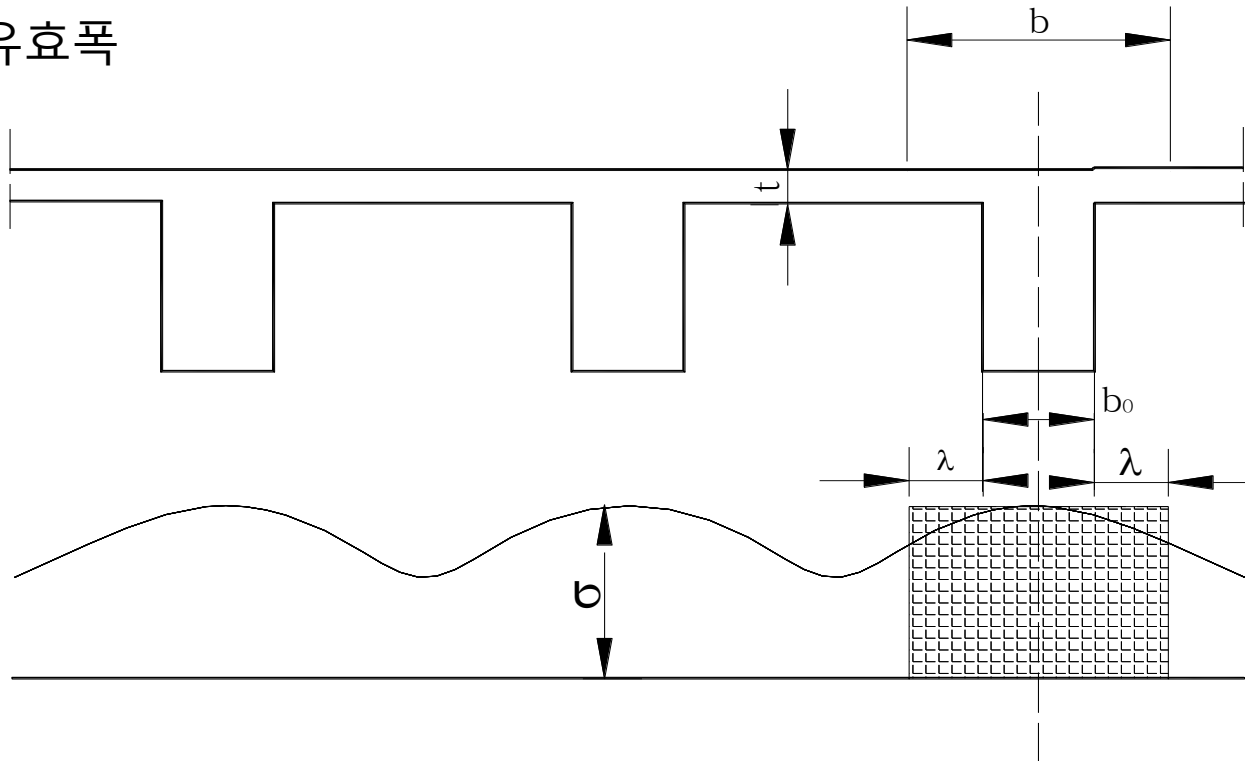
$$\text{압축철근비 } = \rho' = \frac{A_{s'}}{bd} = \frac{702}{(400)(500)} = 0.0035$$

$$\text{최대철근비 } = \rho_{\max} = 0.75\rho_b + \rho' = 0.031 + 0.0035 = 0.0345 > 0.031$$

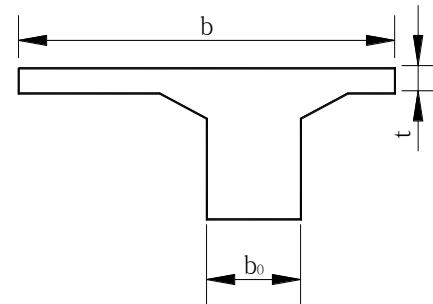
∴ 적합하다

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ 플랜지의 유효폭



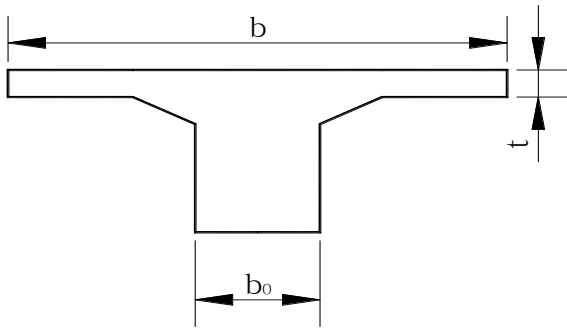
(a) 대칭 T형



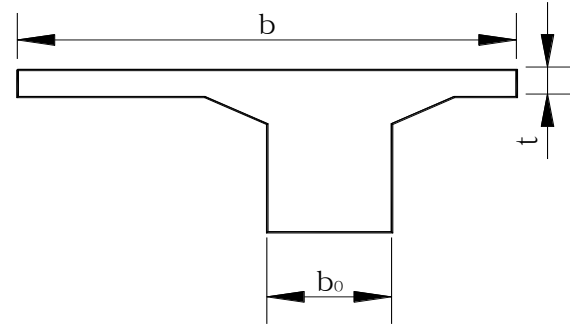
(b) 비대칭 T형

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ 플랜지의 유효폭



(a) 대칭 T형



(b) 비대칭 T형

• 대칭 T형보

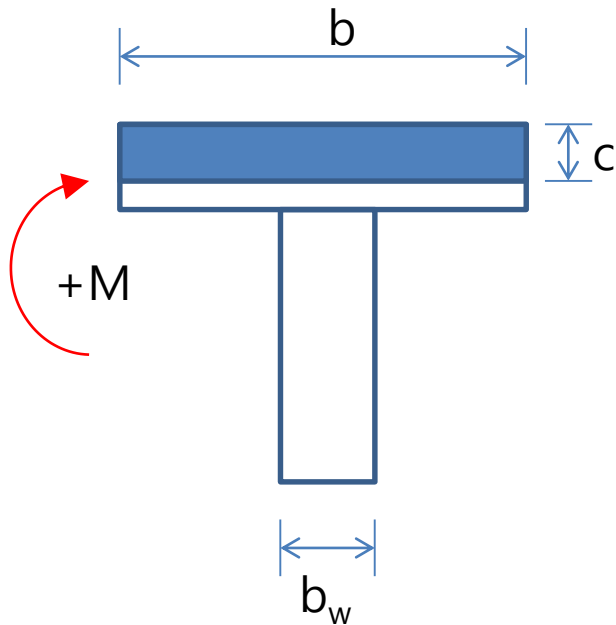
- ① $L/4$
- ② $16t + b_0$
- ③ $b \leq b_0$ (여기서, b 는 인접 슬래브의 중심선간의 길이)

• 비대칭 T형보

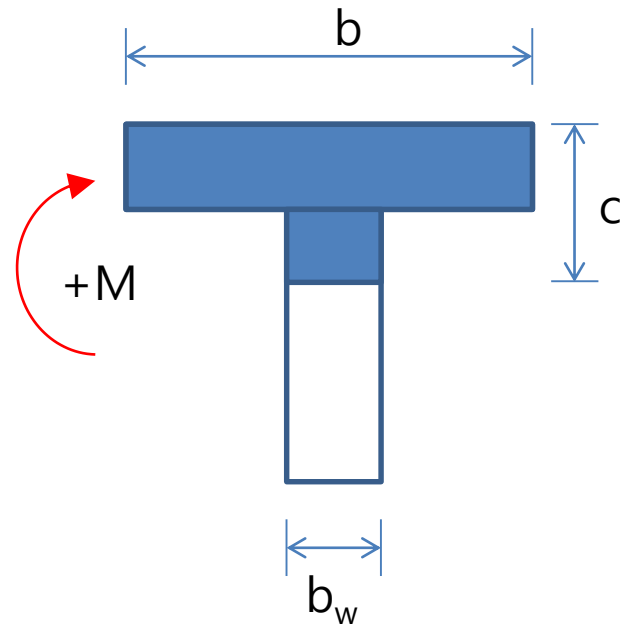
- ① $6t + b_0$
- ② $L/12 + b_0$
- ③ $l_0/2 + b_0$ (l_0 는 인접보와의 내측거리)

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형 단면과 직사각형 단면



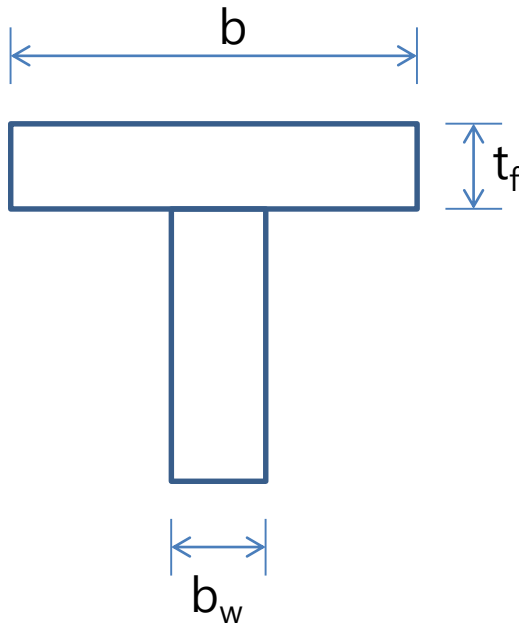
단철근 직사각형보로 설계



T형보로 설계

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형 단면과 직사각형 단면



$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$$

$a \leq t_f$: 플랜지의 폭 b 를 폭으로 하는 직사각형 보로 설계

$a > t_f$: T형 단면으로 설계

2 . 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형 단면과 직사각형 단면

다음의 조건으로 된 T형 보의 설계휨강도 계산시, 직사각형보 판단 가능 여부 검토

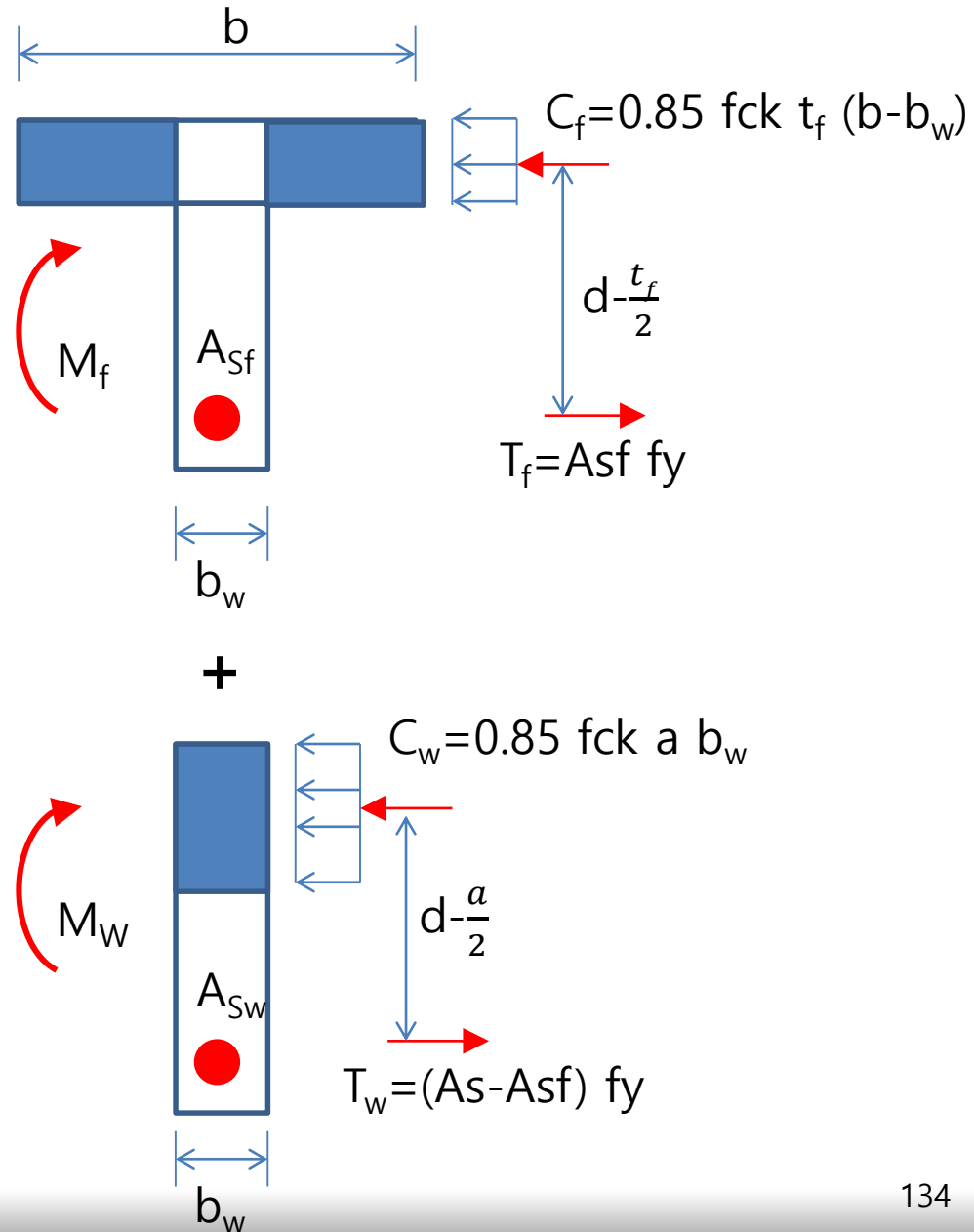
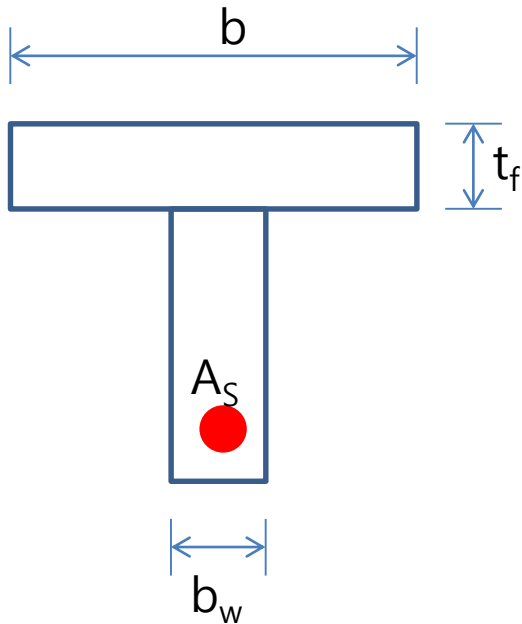
$b=800\text{mm}$, $d=500\text{mm}$, $t_f=150\text{mm}$, $b_w=300\text{mm}$, $A_s=3200\text{mm}^2$, $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(3200)(400)}{0.85 (28)(800)} = 67.2\text{mm} < 150\text{mm}$$

직사각형단면으로 설계 가능

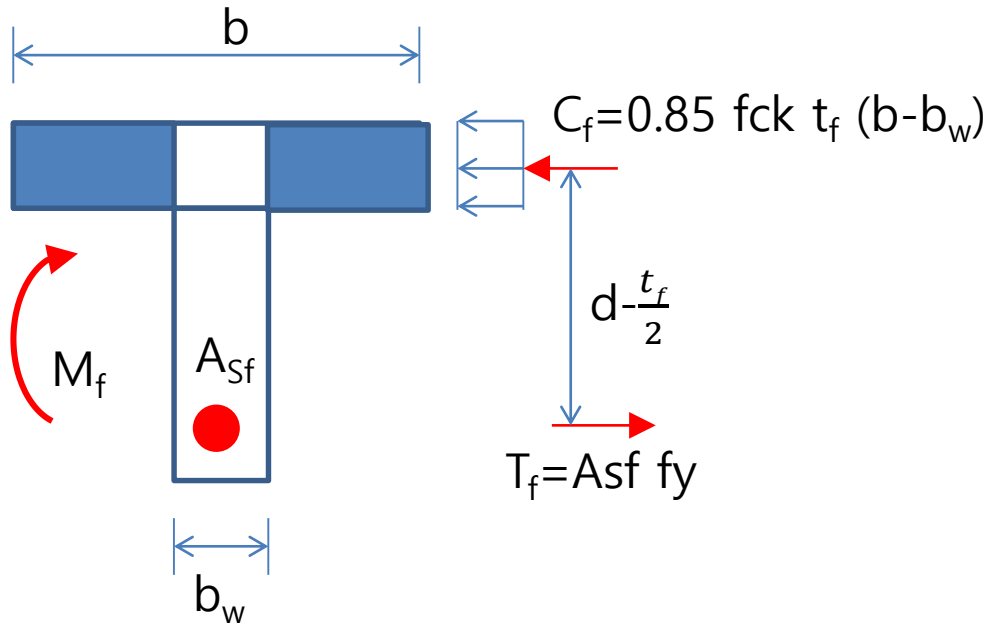
2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형보의 설계휨강도



2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형보의 설계휨강도



$$C_f = T_f$$

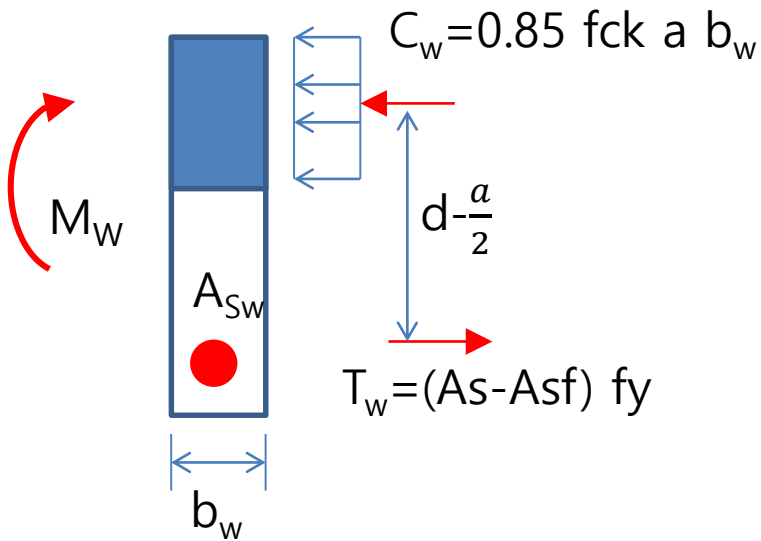
$$0.85 f_{ck} t_f (b - b_w) - A_{Sf} f_y = 0$$

$$A_{Sf} = \frac{0.85 f_{ck} t_f (b - b_w)}{f_y}$$

$$M_{nf} = A_{Sf} f_y \left(d - \left(\frac{t_f}{2} \right) \right)$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형보의 설계휨강도



복부 부분에 상응하는 인장철근량 : $A_{sw} = A_s - A_{sf}$

$$C_w = T_w$$

$$0.85 f_{ck} a b_w - A_{sw} f_y = 0$$

$$a = \frac{A_{sf} f_y}{0.85 f_{ck} b w}$$

$$M_{nw} = A_{sw} f_y \left(d - \left(\frac{a}{2} \right) \right)$$

$$M_{nf} = A_s f_y \left(d - \left(\frac{t_f}{2} \right) \right)$$

$$M_n = M_{nw} + M_{nf}$$

$$= A_{sw} f_y \left(d - \left(\frac{a}{2} \right) \right) + A_s f_y \left(d - \left(\frac{t_f}{2} \right) \right)$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형보의 설계휨강도

다음과 같은 조건으로 된 T형보의 설계휨강도를 구하라

$b=600\text{mm}$, $d=450\text{mm}$, $t_f=100\text{mm}$, $b_w=280\text{mm}$, $A_s=3500\text{mm}^2$, $f_{ck}=24\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} \quad a = \frac{(3500)(400)}{0.85 (24)(600)} = 114.3\text{mm} > 100\text{mm} \text{ (T형 단면으로 설계)}$$

$$A_{sf} = \frac{0.85 f_{ck} t_f (b - b_w)}{f_y} = \frac{0.85 (24) (100) (600 - 280)}{400} = 1632\text{mm}^2$$

복부 부분에 상응하는 인장철근 단면적 : $3500 - 1632 = 1868\text{mm}^2$

$$a = \frac{A_{sf} f_y}{0.85 f_{ck} b_w} = \frac{(1868) (400)}{0.85 (24) (280)} = 130.0\text{mm}$$

$$\begin{aligned} M_d &= \Phi \left(A_{sw} f_y \left(d - \left(\frac{a}{2} \right) \right) + A_s f_y \left(d - \left(\frac{t_f}{2} \right) \right) \right) \\ &= 0.85 (1632(400) \left(450 - \left(\frac{100}{2} \right) \right) + (1868)(400) \left(450 - \left(\frac{130}{2} \right) \right)) \end{aligned}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형보의 설계휨강도

다음과 같은 조건으로 된 T형보의 설계휨강도를 구하라

$b=600\text{mm}$, $d=450\text{mm}$, $t_f=100\text{mm}$, $b_w=280\text{mm}$, $A_s=3500\text{mm}^2$, $f_{ck}=24\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$

$$\begin{aligned} M_d &= \Phi \left(A_{sw} f_y \left(d - \left(\frac{a}{2} \right) \right) + A_s f_y \left(d - \left(\frac{t_f}{2} \right) \right) \right) \\ &= 0.85 \left(1632(400) \left(450 - \left(\frac{100}{2} \right) \right) + (1868)(400) \left(450 - \left(\frac{130}{2} \right) \right) \right) \\ &= 0.85 (261.1 + 287.6) = 466.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형보의 설계휨강도

다음과 같은 조건으로 된 T형보의 설계휨강도를 구하라

$b=700\text{mm}$, $d=500\text{mm}$, $t_f=80\text{mm}$, $b_w=350\text{mm}$, $A_s=4000\text{mm}^2$, $f_{ck}=27\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} \quad a = \frac{(4000)(400)}{0.85 (27)(700)} = 99.6\text{mm} > 80\text{mm} \text{ (T형 단면으로 설계)}$$

$$A_{sf} = \frac{0.85 f_{ck} t_f (b - b_w)}{f_y} = \frac{0.85 (27) (80) (700 - 350)}{400} = 1606\text{mm}^2$$

복부 부분에 상응하는 인장철근 단면적 : $4000 - 1606 = 2394\text{mm}^2$

$$a = \frac{A_{sf} f_y}{0.85 f_{ck} b_w} = \frac{(1606)(400)}{0.85 (27)(350)} = 80\text{mm}$$

$$\begin{aligned} M_d &= \Phi \left(A_{sw} f_y \left(d - \left(\frac{a}{2} \right) \right) + A_s f_y \left(d - \left(\frac{t_f}{2} \right) \right) \right) \\ &= 0.85 (1606(400) \left(500 - \left(\frac{99.6}{2} \right) \right) + (2394)(400) \left(500 - \left(\frac{80}{2} \right) \right)) \end{aligned}$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형보의 설계휨강도

다음과 같은 조건으로 된 T형보의 설계휨강도를 구하라

$b=600\text{mm}$, $d=450\text{mm}$, $t_f=100\text{mm}$, $b_w=280\text{mm}$, $A_s=3500\text{mm}^2$, $f_{ck}=24\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$

$$\begin{aligned} M_d &= \Phi \left(A_{sw} f_y \left(d - \left(\frac{a}{2} \right) \right) + A_s f_y \left(d - \left(\frac{t_f}{2} \right) \right) \right) \\ &= 0.85 \left(1606(400) \left(500 - \left(\frac{99.6}{2} \right) \right) + (2394)(400) \left(500 - \left(\frac{80}{2} \right) \right) \right) \\ &= 0.85 (289.2 + 440.5) = 620.2 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형보의 최대철근비와 최소철근비

$$\overline{\rho}_b = \frac{bw}{b} \left(0.85 \beta_1 \frac{fck}{f_y} \frac{600}{600+f_y} + \rho_f \right) = \frac{bw}{b} (\rho_b + \rho_f)$$

$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d}, \quad \rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{fck}{f_y} \frac{600}{600+f_y}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 (\rho_b + \rho_f) \frac{b_w}{b}$$

$$\rho_{s, \min} = 0.5 \frac{\sqrt{fck}}{f_y}$$

$$A_{s, \min} = \rho_{s, \min} b_w d = 0.5 \frac{\sqrt{fck}}{f_y} b_w d$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형 보의 설계

$t_f=100\text{mm}$, $b=1500\text{mm}$, $d=650\text{mm}$, $b_w=300\text{mm}$, 작용 계수 휨모멘트 $M_u=2000\text{kN}\cdot\text{m}$,
 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$, T형 보 설계

T형 단면으로의 계산 여부 판단

$$M_d = \Phi M_n = \Phi(0.85 f_{ck} t_f b) \left(d - \frac{t_f}{2}\right) = (0.85)(0.85)(28)(100)(1500)(650 - 100/2) \\ = 1820.7\text{kN}\cdot\text{m} < 2000\text{kN}\cdot\text{m} = M_u \text{ (T형 보로 설계)}$$

플랜지 내민 부분에 상응하는 인장 철근량 A_{sf}

$$A_{sf} = \frac{0.85 f_{ck} t_f (b - b_w)}{f_y} = \frac{0.85 (28) (100) (1500 - 300)}{400} = 7140\text{mm}^2$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형 보의 설계

$t_f=100\text{mm}$, $b=1500\text{mm}$, $d=650\text{mm}$, $b_w=300\text{mm}$, 작용 계수휨모멘트 $M_u=2000\text{kN}\cdot\text{m}$,
 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$, T형 보 설계

플랜지 내민 부분이 부담하는 설계휨강도 M_{df}

$$A_{sf} = \frac{0.85 f_{ck} t_f (b - b_w)}{f_y} = \frac{0.85 (28) (100) (1500 - 300)}{400} = 7140\text{mm}^2$$

$$M_{df} = \Phi A_{sf} f_y \left(d - \left(\frac{t_f}{2} \right) \right) = 0.85 (7140) (400) \left(650 - \left(\frac{100}{2} \right) \right) = 1456.5\text{kN}\cdot\text{m}$$

복부 부분이 부담하는 설계휨강도 M_{dw}

$$M_{dw} = M_u - M_{df} = 2000 - 1456.5 = 543.5\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{nw} = A_{sw} f_y \left(d - \left(\frac{a}{2} \right) \right)$$

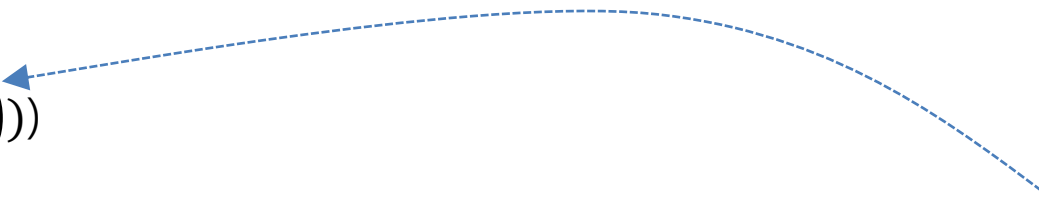
2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형 보의 설계

$t_f=100\text{mm}$, $b=1500\text{mm}$, $d=650\text{mm}$, $b_w=300\text{mm}$, 작용 계수휨모멘트 $M_u=2000\text{kN}\cdot\text{m}$,
 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$, T형 보 설계

복부 부분이 부담하는 설계휨강도 M_{dw}

$$M_{dw} = M_u - M_{df} = 2000 - 1456.5 = 543.5\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{dw} = \Phi(A_{sw} f_y \left(d - \left(\frac{a}{2} \right) \right))$$


$$a = A_{sw} f_y / 0.85 f_{ck} b_w = A_{sw} (400) / ((0.85)(28)(300)) = 0.056 A_{sw}$$

$$\begin{aligned} M_{dw} &= \Phi(A_{sw} f_y \left(d - \left(\frac{a}{2} \right) \right)) = 0.85(A_{sw})(400)(650 - (0.056 A_{sw} / 2)) \\ &= 221,000 A_{sw} - 9.52 A_{sw}^2 \end{aligned}$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형 보의 설계

$t_f=100\text{mm}$, $b=1500\text{mm}$, $d=650\text{mm}$, $b_w=300\text{mm}$, 작용 계수휨모멘트 $M_u=2000\text{kN}\cdot\text{m}$,
 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$, T형 보 설계

$$M_{dw} = \Phi(A_{sw} f_y (d - (\frac{a}{2}))) = 0.85(A_{sw})(400)(650 - (0.056A_{sw} / 2))$$
$$= 221,000 A_{sw} - 9.52 A_{sw}^2$$

$$9.52 A_{sw}^2 - 221,000 A_{sw} + 543,500,000 = 0$$

$$A_{sw}^2 - 23,214 A_{sw} + 57,090,336 = 0$$

$$a=1, b=-23,214, c=57,090,336$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = x = \frac{-(-23,214) \pm \sqrt{(23,214)^2 - 4(1)(57,090,336)}}{2(1)}$$

2 . 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형 보의 설계

$t_f=100\text{mm}$, $b=1500\text{mm}$, $d=650\text{mm}$, $b_w=300\text{mm}$, 작용 계수휨모멘트 $M_u=2000\text{kN}\cdot\text{m}$,
 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$, T형 보 설계

$$\begin{aligned}x &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = x = \frac{-(-23,214) \pm \sqrt{(23,214)^2 - 4(1)(57,090,336)}}{2(1)} \\&= \frac{23,214 \pm 17,621}{2(1)} \\&= (-) 2796\text{mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{인장철근량 } A_s = 7140 + 2796 = 9936\text{mm}^2$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형 보의 설계

$t_f=100\text{mm}$, $b=1500\text{mm}$, $d=650\text{mm}$, $b_w=300\text{mm}$, 작용 계수 휨모멘트 $M_u=2000\text{kN}\cdot\text{m}$,
 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$, T형 보 설계

최대철근비와 최소철근비 검토

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{9936}{(1500)(650)} = 0.0099$$

$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d} = \frac{7140}{(300)(650)} = 0.036$$

단철근에 대한 균형철근비

$$\rho_b = \left(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \right) = \left(0.85 (0.85) \frac{28}{400} \frac{600}{600 + 400} \right) = 0.03$$

2. 보의 휨 해석과 설계 (T형보)

✓ T형 보의 설계

$t_f=100\text{mm}$, $b=1500\text{mm}$, $d=650\text{mm}$, $b_w=300\text{mm}$, 작용 계수휨모멘트 $M_u=2000\text{kN}\cdot\text{m}$,
 $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$, T형 보 설계

T형보에 배근할수 있는 최대철근비 ρ_{\max}

$$\rho_{\max}=0.75 (\rho_b + \rho_f) \frac{b_w}{b} = 0.75 (0.036 + 0.03) \frac{300}{1500} = 0.01 > 0.099 = \rho$$

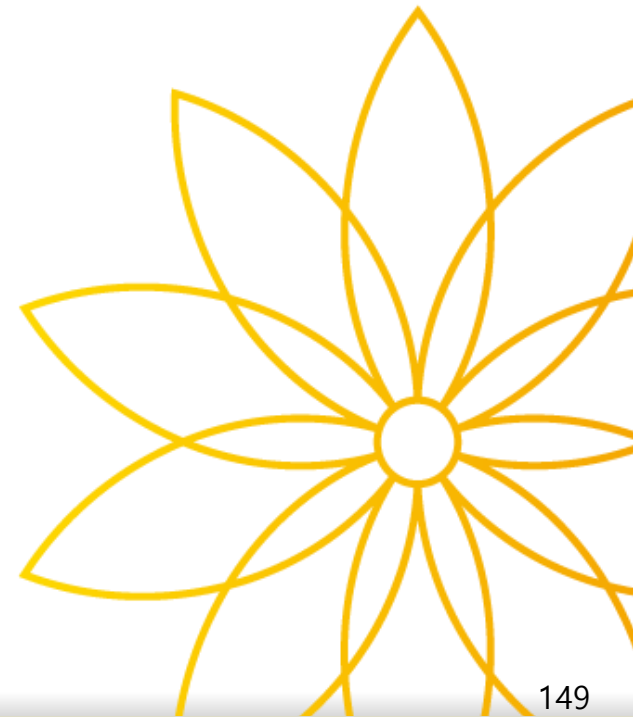
$\rho < \rho_{\max}$ 이므로 인장철근비 ρ 는 적합하다.

최소철근비 검토

$$\rho_{\min} = \text{Max} \left[\frac{(0.25 \sqrt{f_{ck}})}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right] = \text{Max} \left[\frac{(0.25 \sqrt{28})}{400}, \frac{1.4}{400} \right] = \text{Max} [0.0033, 0.0035] = 0.0035$$

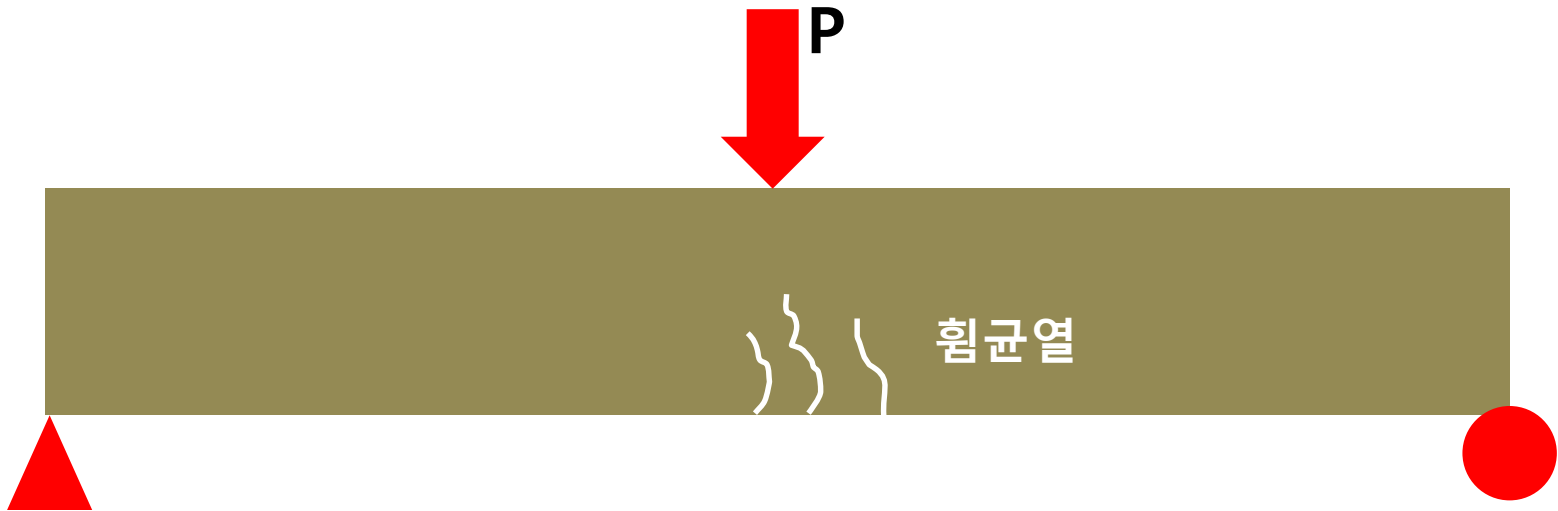
$$\rho_{\min} < 0.099 = \rho \text{ (Ok)}$$

3. 보의 전단설계



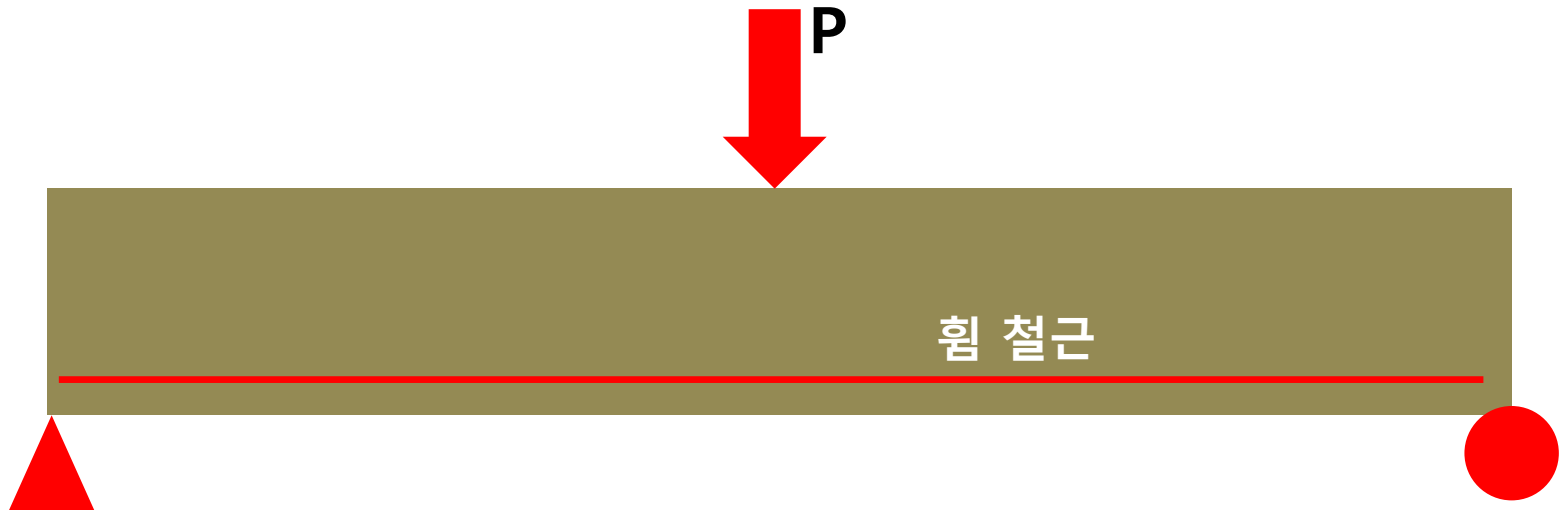
3. 보의 전단설계 (서론)

✓ 전단 설계 개념



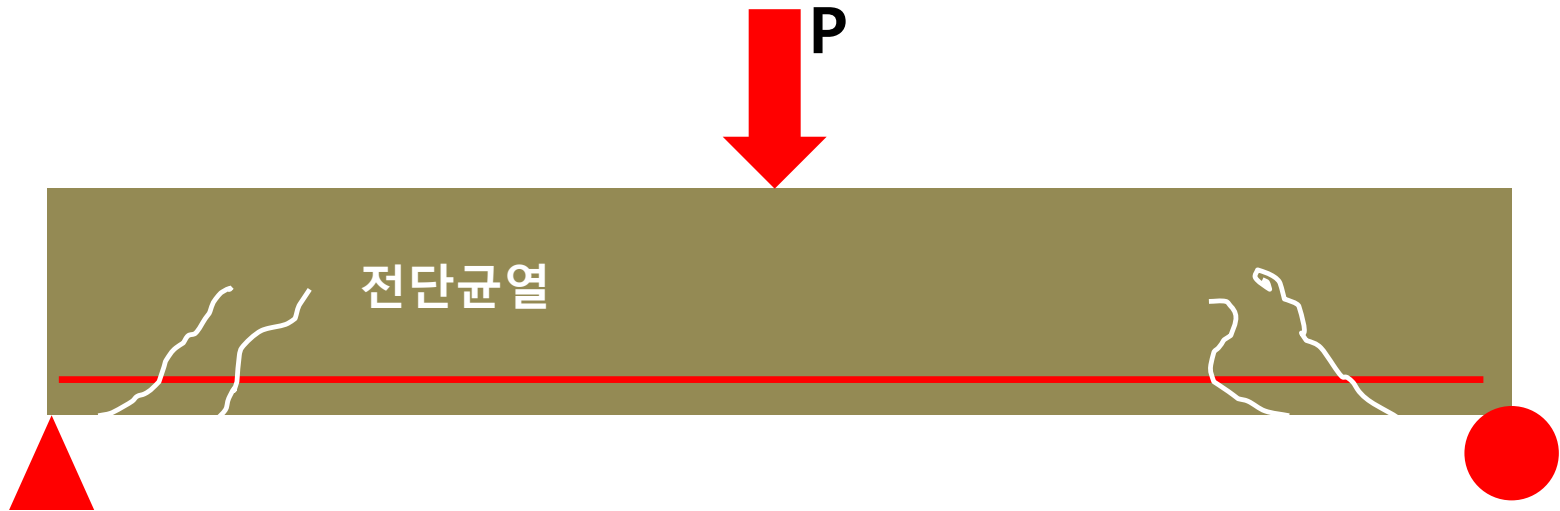
3. 보의 전단설계 (서론)

✓ 전단 설계 개념



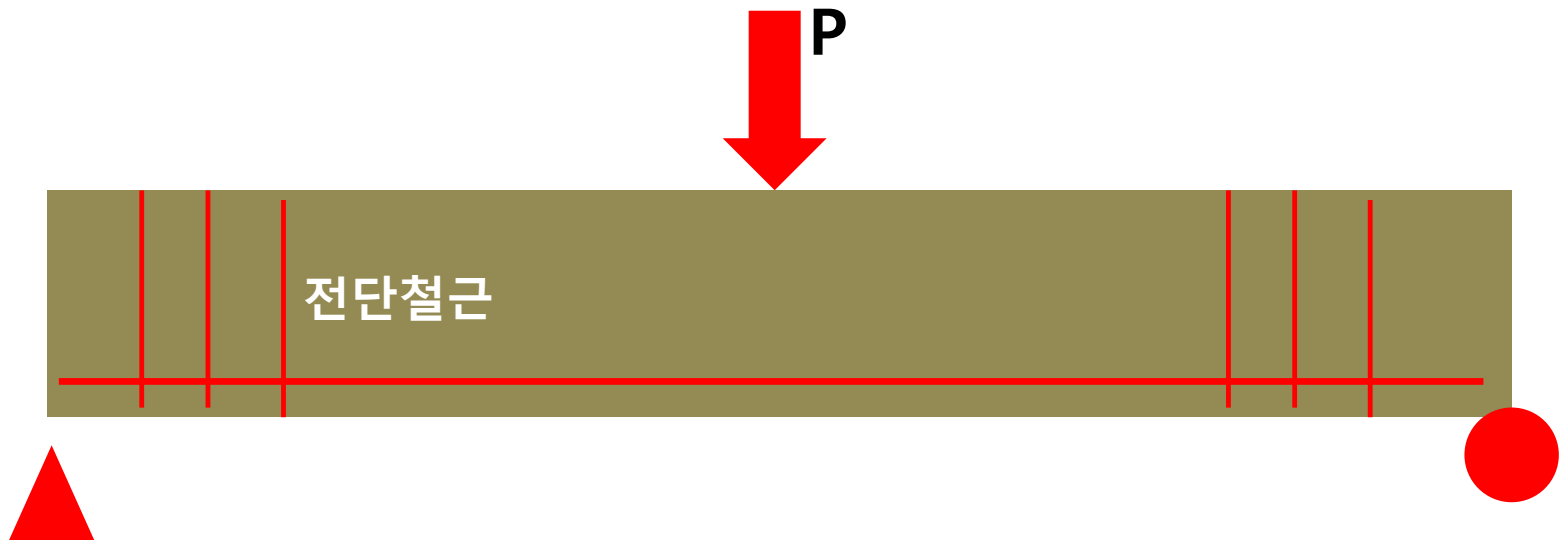
3. 보의 전단설계 (서론)

✓ 전단 설계 개념



3. 보의 전단설계 (서론)

✓ 전단 설계 개념



$$V_d = \phi V_n = \phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

V_d =설계전단강도, V_n =공칭전단강도, V_c =콘크리트가 부담하는 전단강도

V_s =전단철근이 부담하는 전단강도, V_u =소요전단강도, ϕ =강도감소계수(0.8)

3. 보의 전단설계 (철근콘크리트 보의 전단강도)

✓ 콘크리트가 부담할 수 있는 전단강도

$$V_c = (0.16\sqrt{f_{ck}} + 17.6 \frac{(\rho_w V_u d)}{M_u}) b_w d \leq 0.29\sqrt{f_{ck}} b_w d$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}, \frac{V_u d}{M_u} \leq 1.0$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도, V_u : 계수전단력

ρ_w : 철근비, b_w : 복부의 폭, d : 보의 유효 깊이

A_s : 철근의 단면적,

M_u : 전단을 고려하는 단면에서 V_u 와 동시에 발생하는 계수휨모멘트

3. 보의 전단설계 (철근콘크리트 보의 전단강도)

- ✓ 콘크리트가 부담할 수 있는 전단강도

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} \, b_w \, d$$

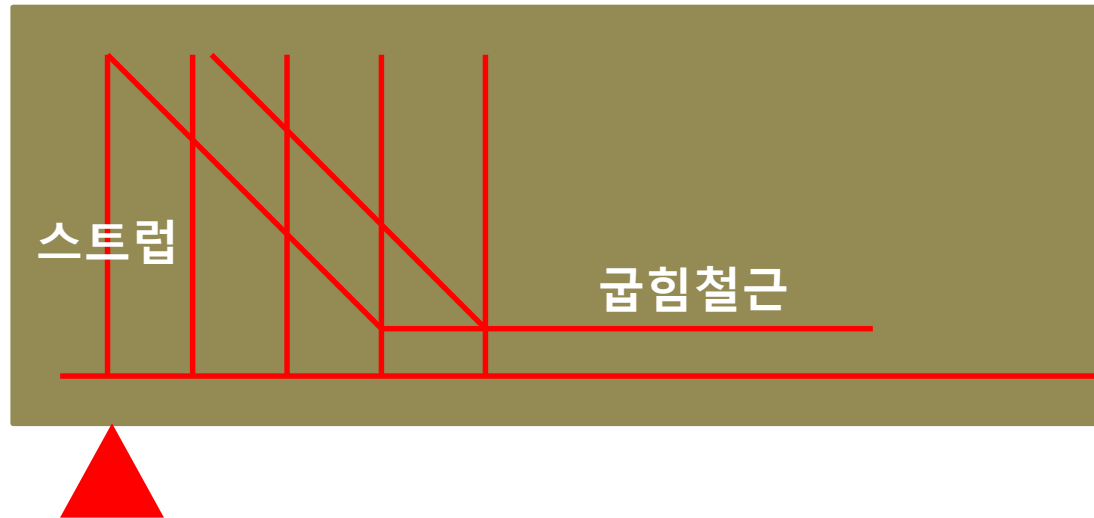
단철근 직사각형보에서 콘크리트가 부담할 수 있는 공칭전단강도를 구하시오

$b_w=500\text{mm}$, $d=600\text{mm}$, $f_{ck}=28\text{Mpa}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} \, b_w \, d = \frac{1}{6} \sqrt{28} \, (0.5)(0.6) = 0.26\text{Mpa}$$

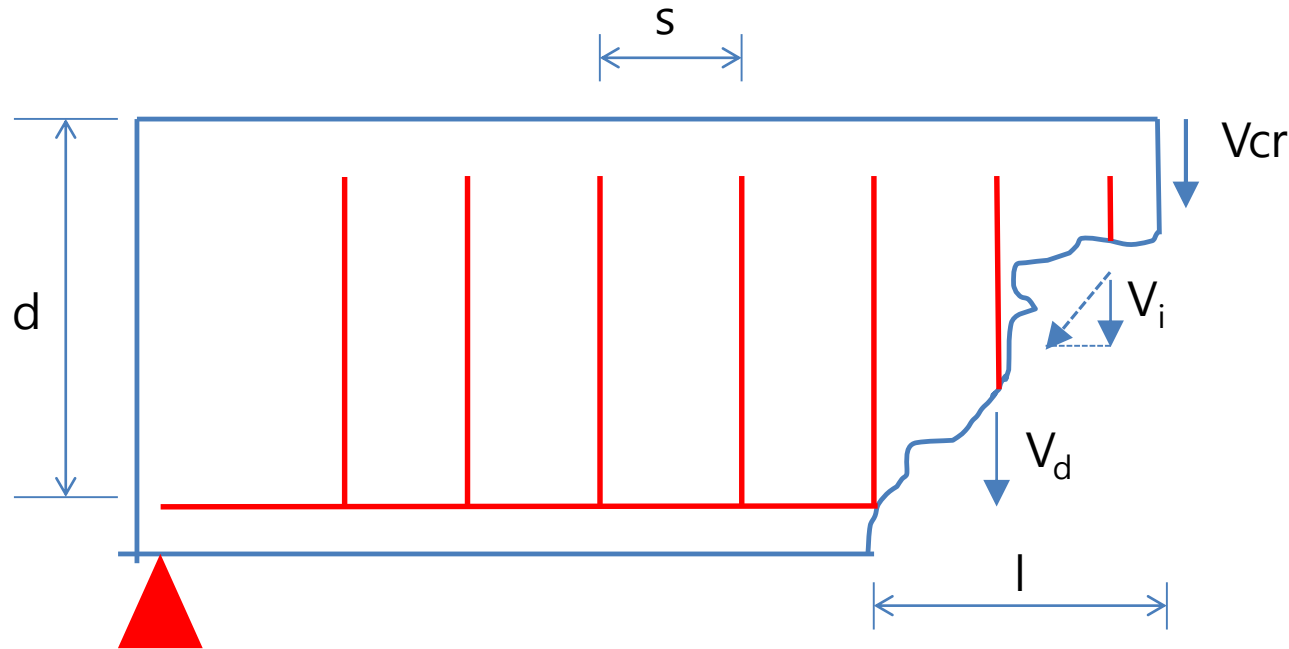
3. 보의 전단설계 (철근콘크리트 보의 전단강도)

✓ 전단철근의 종류



3. 보의 전단설계 (철근콘크리트 보의 전단강도)

✓ 수직스트럽이 배치된 보의 전단강도



$$V = V_{cr} + V_d + V_i$$

V_{cr} : 균열이 발생하지 않은 부분의 콘크리트가 부담하는 전단력

V_d : 인장철근의 결합작용(dowel action)에 의한 수직 내력

V_i : 균열이 발생한 면의 맞물림(interlocking)에 의한 내력의 수직분력

3. 보의 전단설계 (철근콘크리트 보의 전단강도)

- ✓ 수직스트럽이 배치된 보의 전단강도

전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$l=d, \text{ 균 열과 교차되는 수직스트럽수} = n = \frac{l}{s} = \frac{d}{s}$$

$$V_s = n A_v f_y = \frac{d}{s} A_v f_y$$

수직스트럽이 배치된 보의 설계강도

$$V_d = \Phi(V_c + V_s) = \Phi\left(\frac{1}{6} \sqrt{f_c k} b w d + \frac{d}{s} A_v f_y\right)$$

3. 보의 전단설계 (철근콘크리트 보의 전단강도)

✓ 수직스트럽이 배치된 보의 전단강도

경간 6m, $b_w=400\text{mm}$, $d=600\text{mm}$, $A_s=3300\text{mm}^2$, 단철근 직사각형 보,
D13 U형 수직스트럽 200mm 간격 배치시 보의 설계전단강도는 ?
($f_{ck}=40\text{MPa}$, $f_y=28\text{MPa}$)

콘크리트가 부담할 수 있는 공칭전단강도 V_c

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{28} (400)(600) = 211,660\text{N} = 211.6\text{kN}$$

전단철근이 부담할 수 있는 공칭전단강도 V_s

$$A_v = 2 \times 126.7\text{mm}^2 = 253.4\text{mm}^2$$

$$V_s = \frac{d}{s} A_v f_y = \frac{600}{200} (253.4)(400) = 304,080\text{N} = 304.08\text{kN}$$

$$\text{보의 설계전단강도 } V_d = 0.8(211.6 + 304.08) = 412.5\text{ kN}$$

3. 보의 전단설계 (철근콘크리트 보의 전단강도)

✓ 수직스트럽이 배치된 보의 전단강도

경간 6m, $b_w=500\text{mm}$, $d=700\text{mm}$, $A_s=3500\text{mm}^2$, 단철근 직사각형 보,
D13 U형 수직스트럽 200mm 간격 배치시 보의 설계전단강도는 ?
($f_{ck}=400\text{Mpa}$, $f_{yk}=28\text{Mpa}$)

콘크리트가 부담할 수 있는 공칭전단강도 V_c

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{28} (500)(700) = 308,670\text{N} = 308.7\text{kN}$$

전단철근이 부담할 수 있는 공칭전단강도 V_s

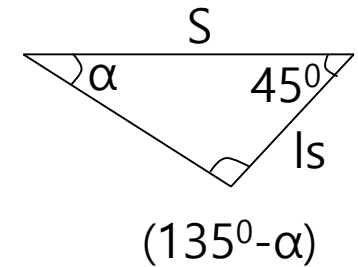
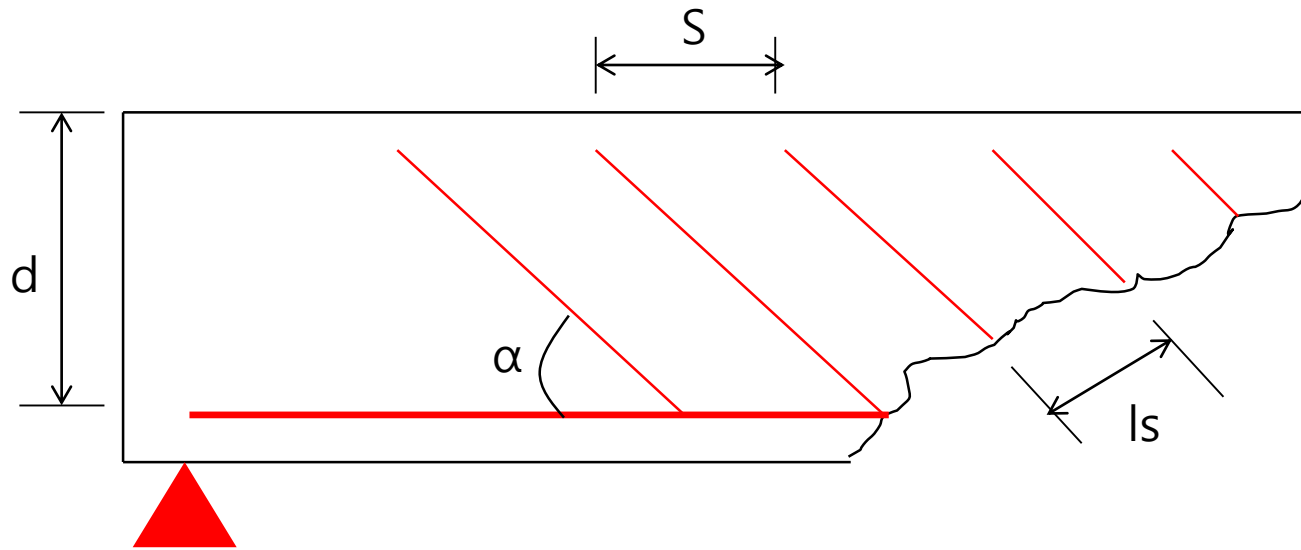
$$A_v = 2 \times 126.7\text{mm}^2 = 253.4\text{mm}^2$$

$$V_s = \frac{d}{s} A_v f_y = \frac{700}{200} (253.4)(400) = 354,760\text{N} = 354.8\text{kN}$$

$$\text{보의 설계전단강도 } V_d = 0.8(308.7 + 354.8) = 530.8\text{ kN}$$

3. 보의 전단설계 (철근콘크리트 보의 전단강도)

✓ 전단철근이 경사로 배치된 보의 전단강도

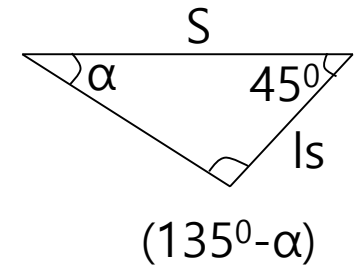
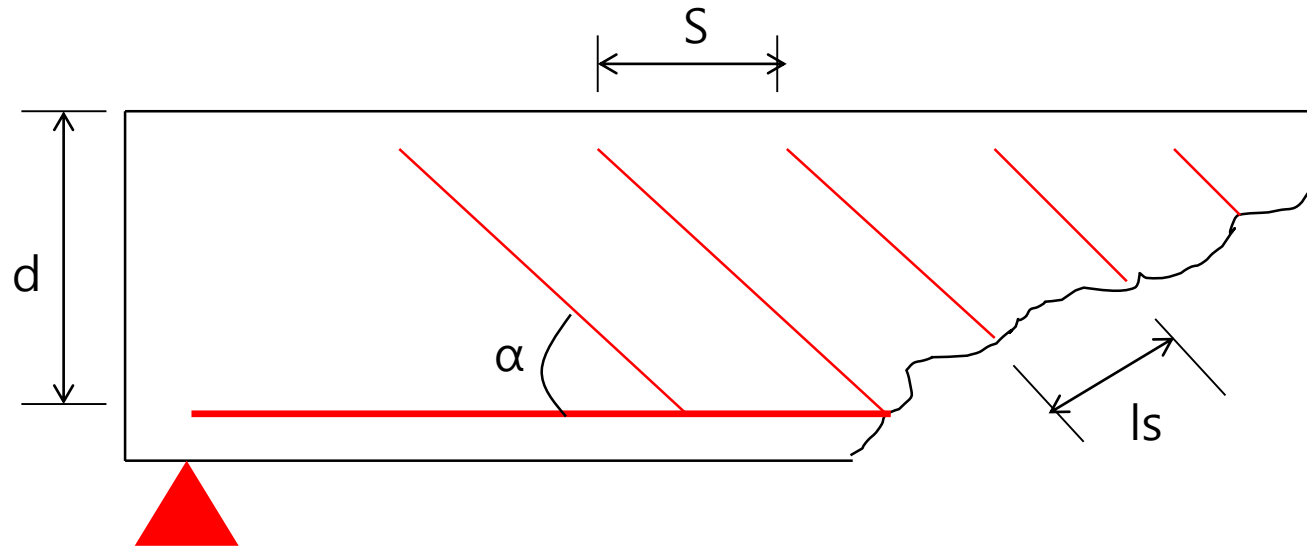


$$\frac{S}{\sin(135^\circ - \alpha)} = \frac{l_s}{\sin \alpha}, \quad l_s = \frac{S \cdot \sin \alpha}{\sin(135^\circ - \alpha)}$$

균열이 45° 경사를 이루고 있으므로 균열면의 전체 길이는 $\frac{d}{\sin 45^\circ}$

3. 보의 전단설계 (철근콘크리트 보의 전단강도)

✓ 전단철근이 경사로 배치된 보의 전단강도



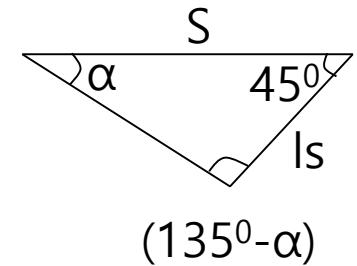
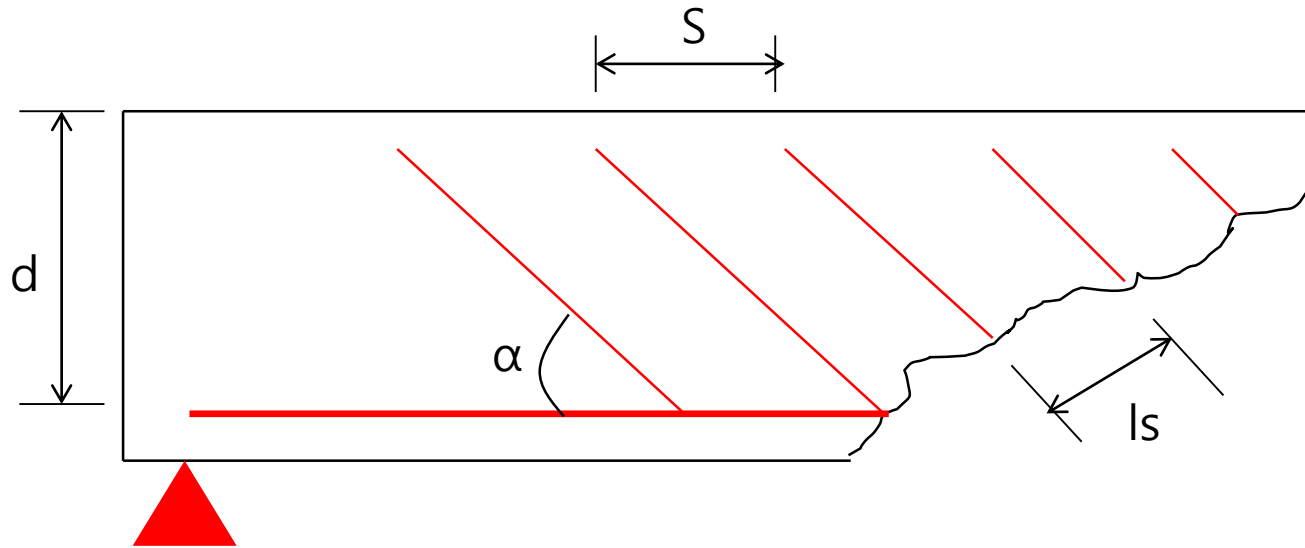
균열이 45° 경사를 이루고 있으므로 균열면의 전체 길이는 $\frac{d}{\sin 45^\circ}$

이에, 균열과 만나는 전단철근의 수 n 은

$$n = \frac{d/\sin 45^\circ}{l_s} = \frac{d}{s} \cdot \frac{\sin(135^\circ - \alpha)}{\sin 45^\circ \cdot \sin \alpha}$$

3. 보의 전단설계 (철근콘크리트 보의 전단강도)

✓ 전단철근이 경사로 배치된 보의 전단강도



$$n = \frac{d/\sin 45^\circ}{l_s} = \frac{d}{s} \cdot \frac{\sin(135^\circ - \alpha)}{\sin 45^\circ \cdot \sin \alpha}$$

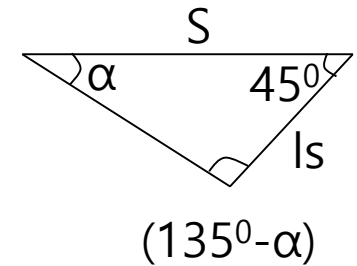
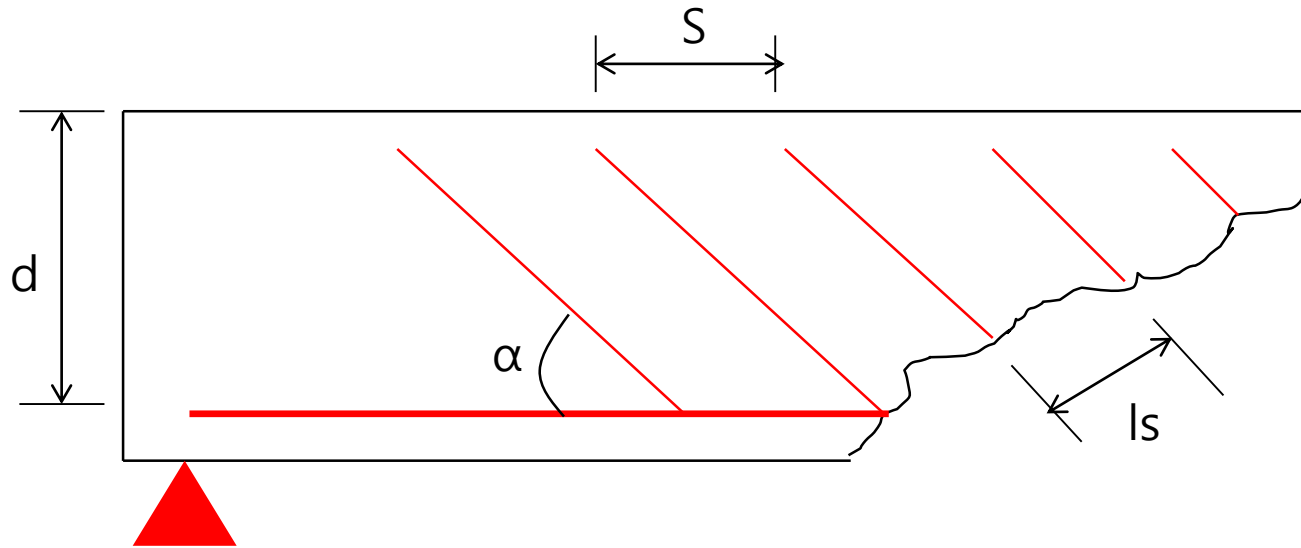
한 개의 전단철근이 건딜 수 있는 극한인장강도는 $A_v f_y$, 수직분력은 $A_v f_y \sin \alpha$

$$V_s = n A_v f_y \sin \alpha$$

$$V_s = \left\{ \frac{d}{s} \cdot \frac{\sin(135^\circ - \alpha)}{\sin 45^\circ \cdot \sin \alpha} \right\} A_v f_y \sin \alpha$$

3. 보의 전단설계 (철근콘크리트 보의 전단강도)

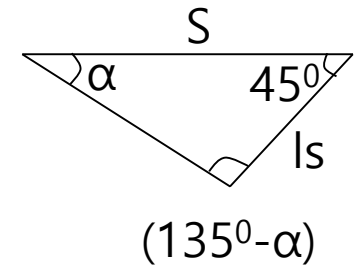
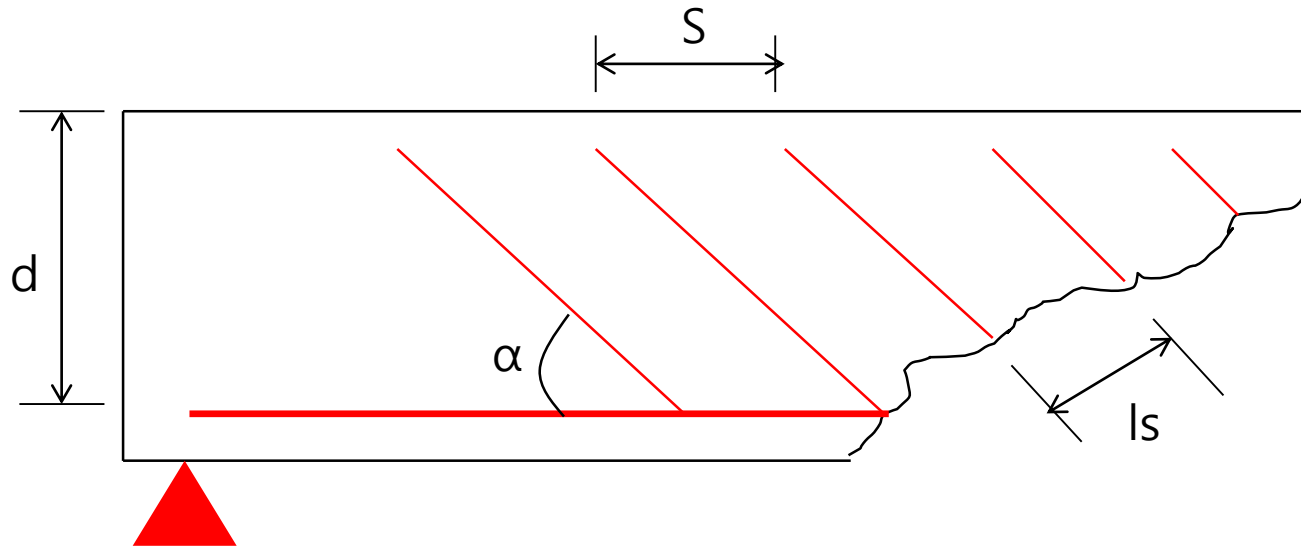
✓ 전단철근이 경사로 배치된 보의 전단강도



$$\begin{aligned}
 V_s &= \left\{ \frac{d}{s} \cdot \frac{\sin(135^\circ - \alpha)}{\sin 45^\circ \cdot \sin \alpha} \right\} A_v f_y \sin \alpha \\
 &= \frac{d A_v f_y}{s} \frac{\sin(135^\circ - \alpha)}{\sin 45^\circ} \\
 &= \frac{d A_v f_y}{s} \frac{\sin 135^\circ \cos \alpha - \cos 135^\circ \sin \alpha}{\sin 45^\circ} \\
 &= \frac{d A_v f_y}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha)
 \end{aligned}$$

3. 보의 전단설계 (철근콘크리트 보의 전단강도)

✓ 전단철근이 경사로 배치된 보의 전단강도



$$V_d = \Phi(V_c + V_s) = \Phi \left(V_c + \frac{dA_v f_y}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) \right)$$

$$V_c = A_v f_y \sin \alpha \leq 0.25 \sqrt{f_c k} \text{ bw } d$$

3. 보의 전단설계 (전단설계)

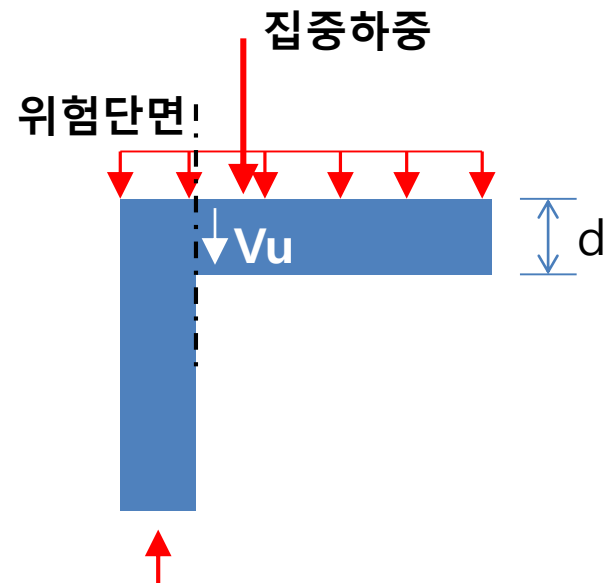
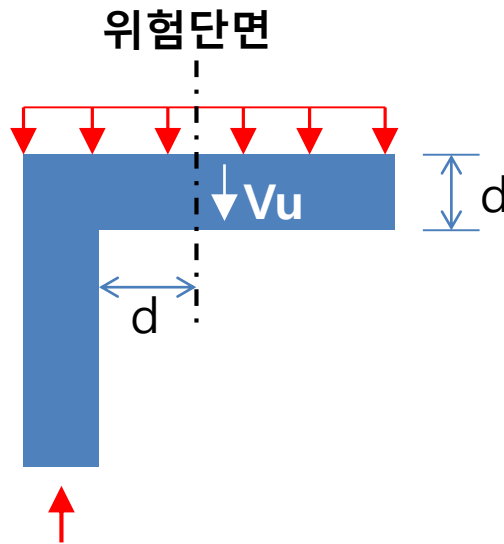
✓ 전단에 대한 위험단면

받침부에서의 최대계수전단력 (V_u)는 다음과 같이 구한다

- 작용 전단력 방향으로의 받침부 반력이 부재의 단부를 압축하고,
- 받침부 내면과 받침부 내면에서 지간 중앙쪽으로 유효깊이 d 만큼 떨어진 단면 사이에 집중하중이 작용하지 않을 때는 받침부 내면에서 d 거리 이내에 위치한 단면은 d 거리에서 구한 전단력 V_u 의 값으로 설계할 수 있다.

3. 보의 전단설계 (전단설계)

✓ 전단에 대한 위험단면



3. 보의 전단설계 (전단설계)

✓ 제한사항

- 전단설계에서 사용되는 $\sqrt{f_{ck}}$ 는 설계기준에서 허용한 특별한 경우를 제외하고는 8.37Mpa 을 초과하지 않아야 한다.
- 전단철근의 설계기준항복강도는 f_y 는 400Mpa 을 초과하여 취할 수 없다.
- 전단철근이 부담하는 전단강도는 $\frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}} bW d$ 보다 적어야 한다. 만일 초과될 경우에는 부재의 단면적으로 더 크게 취하여 이 조건이 만족될 수 있도록 해야 한다.
- 종방향 철근을 구부려 올리거나 내려서 전단철근으로 사용할 때는 그 경사길이의 중앙 $\frac{3}{4}$ 만이 굽힘철근으로서 유효하다고 보아야 한다.

3. 보의 전단설계 (전단설계)

✓ 최소전단철근

- 소요전단강도 V_u 가 콘크리트의 설계전단강도 ϕV_c 보다 작다면($V_u \leq \phi V_c$), 이론상으로 전단철근은 필요 없으나 $\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u$ 인 경우에는 다음식으로 구한 최소전단철근량을 배근해야 한다
- $A_v = 0.35 \frac{b_w s}{f_y}$ b_w =복부의 폭, s =전단철근의 간격

3. 보의 전단설계 (전단설계)

✓ 최소전단철근

단면의 폭 $b_w=400\text{mm}$, 유효깊이 $d=600\text{mm}$, 인장철근량 $A_v=3000\text{mm}^2$ 인 단철근 직사각형 보에 최소전단철근량 만큼만 배치한다. U형 수직스트럽을 400mm 간격으로 배치한다고 할 때 최소전단철근량은 ? ($f_y=400\text{Mpa}$, $f_{ck}=28\text{Mpa}$)

$$A_v = 0.35 \frac{b_w S}{f_y} = (0.35 (400)(400)) / 400 = 140\text{mm}^2$$

3. 보의 전단설계 (전단설계)

✓ 전단철근의 간격

- 부재의 축에 직각으로 설치되는 스트럽의 간격 $0.5d$ 이하, 600mm 이하이어야 한다
- 경사스트럽과 굽힘철근은 부재의 중간 높이 $0.5d$ 에서 반력점 방향으로 주인장철근까지 연장된 45° 방향의 선과 한 번 이상 교차하도록 배치해야 한다.
- $V_s > \frac{1}{3}\sqrt{fck} b_w d$ 일 경우에는 앞의 2개 규정의 최대 간격을 $\frac{1}{2}$ 로 감소시켜야 한다

3. 보의 전단설계 (전단설계)

✓ 전단철근의 간격

유효높이 $d=600\text{mm}$, 전단보강철근이 부담하는 전단력 V_s 가 $\frac{1}{3} \sqrt{f_c k} b w d$ 를

초과할 경우 수직스트럽을 배치 할수 있는 최대 간격은 ?

$$\text{수직스터럽의 간격} = \frac{0.5d}{2} = \frac{0.5(600)}{2} = 150\text{mm 이하}$$

3. 보의 전단설계 (전단설계)

활하중 $W_L=25\text{kN/m}$, 자중 $W_D=15\text{kN/m}$ 를 받고 있는 경간 6m의 단순보에 필요한 수직스트럽을 설계하시오 ($b_w=400\text{mm}$, $d=550\text{mm}$, $f_{ck}=21\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

(1) 계수전단력 V_u

$$W_u = 1.4W_D + 1.7W_L = 1.4(15) + 1.7(25) = 63.5\text{kN/m}$$

$$\text{지점에서의 반력 } R = \frac{1}{2}W_uL = \frac{1}{2}(63.5)(6) = 190.5\text{kN}$$

$$\text{받침부 내면으로부터 } d=550\text{mm} \text{ 거리에서 구한 계수전단력 } V_u = 190.5 - (63.5 \times 0.55) = 155.5\text{kN}$$

(2) 전단철근이 필요한 구간 검토

$$\text{최소전단철근량 배치 구간 : } \frac{1}{2}\Phi V_c \leq V_u$$

콘크리트가 부담 할 수 있는 전단력을 제외하고는 전단철근이 부담

3. 보의 전단설계 (전단설계)

활하중 $W_L=25\text{kN/m}$, 자중 $W_D=15\text{kN/m}$ 를 받고 있는 경간 6m의 단순보에 필요한 수직스트럽을 설계하시오 ($b_w=400\text{mm}$, $d=550\text{mm}$, $f_{ck}=21\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

(2) 전단철근이 필요한 구간 검토

최소전단철근량 배치 구간 : $\frac{1}{2}\Phi V_c \leq V_u$

콘크리트가 부담 할 수 있는 전단력을 제외하고는 전단철근이 부담

콘크리트가 부담할 수 있는 설계전단강도(ΦV_c) = $\Phi(1/6 \sqrt{f_{ck}} b_w d)$

$$= 0.8(1/6 \sqrt{21} (400)(550))$$

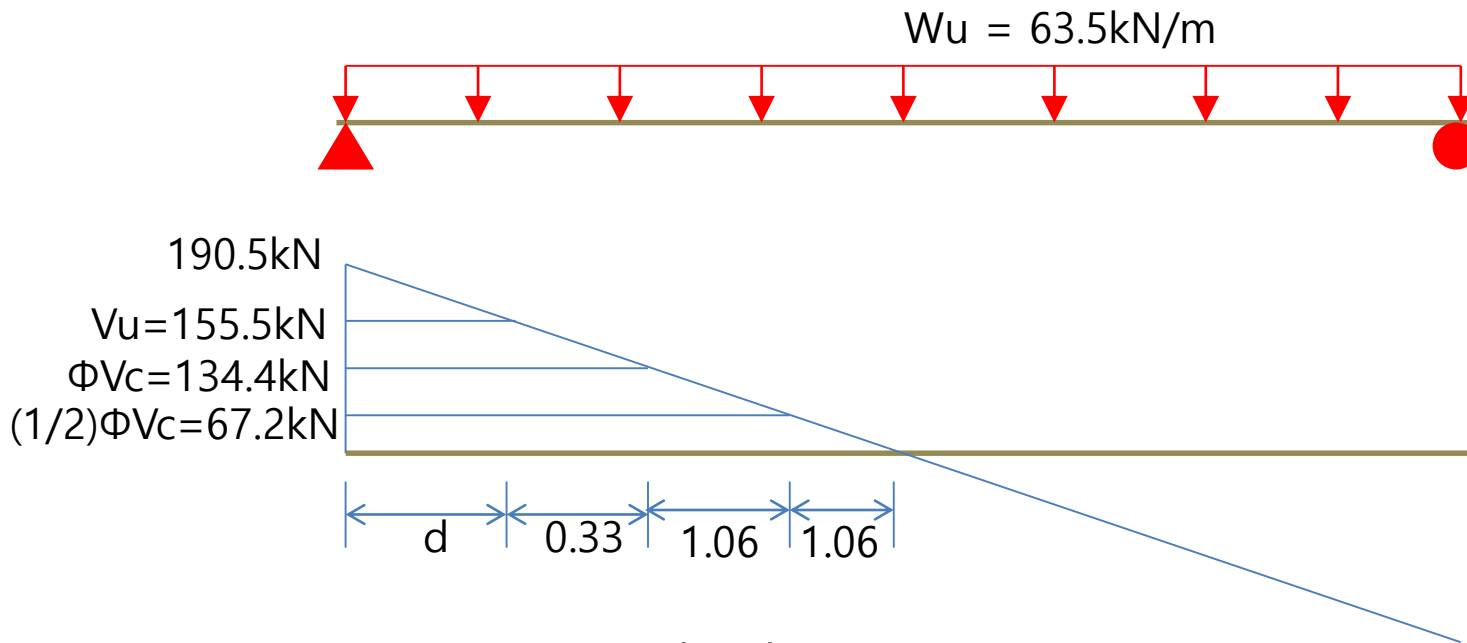
$$= 134,422 \text{ N} = 134.4\text{kN}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} (134.4) = 67.2\text{kN}$$

3. 보의 전단설계 (전단설계)

활하중 $W_L=25\text{kN/m}$, 자중 $W_D=15\text{kN/m}$ 를 받고 있는 경간 6m의 단순보에 필요한 수직스트럽을 설계하시오 ($b_w=400\text{mm}$, $d=550\text{mm}$, $f_{ck}=21\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

(2) 전단철근이 필요한 구간 검토



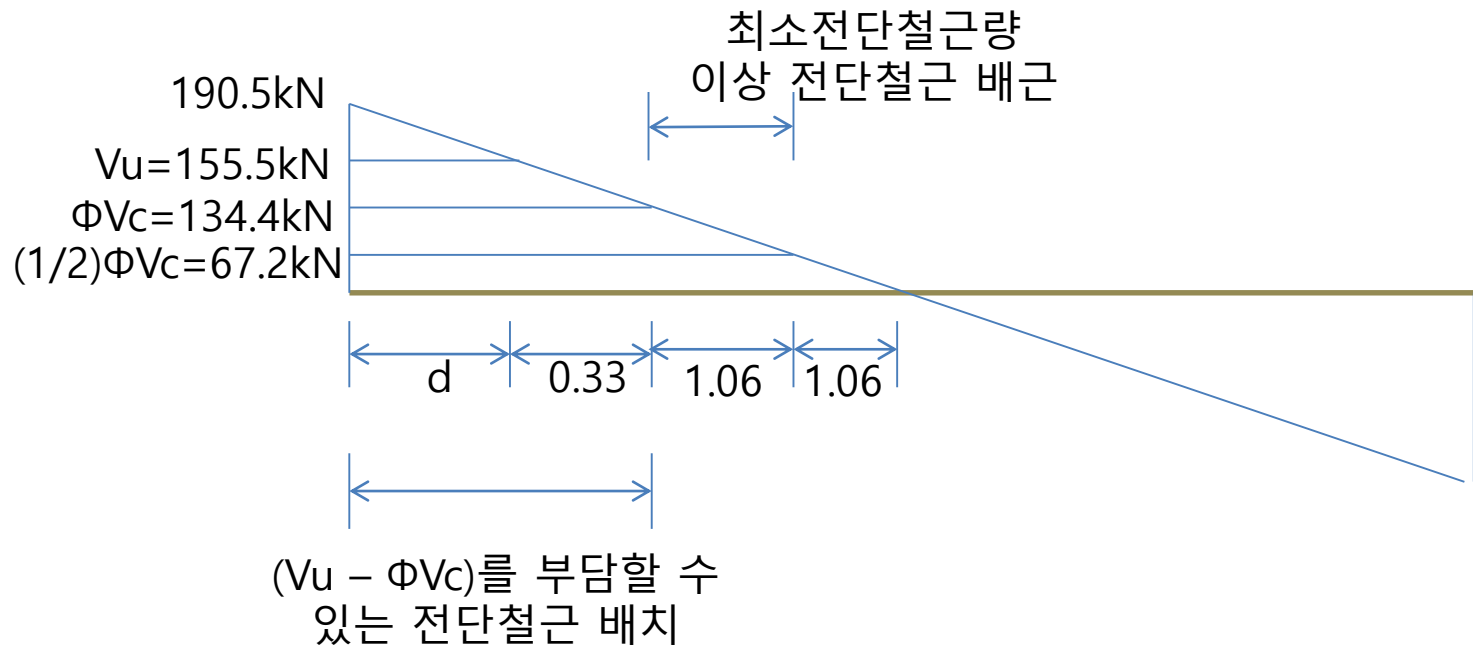
$$190.5 : 3 = (190.5 - 134.4) : l_1 = l_1 = 0.88\text{m}$$

$$190.5 : 3 = (190.5 - 67.2) : l_2 = l_2 = 1.94\text{m}$$

3. 보의 전단설계 (전단설계)

활하중 $W_L=25\text{kN/m}$, 자중 $W_D=15\text{kN/m}$ 를 받고 있는 경간 6m의 단순보에 필요한 수직스트립을 설계하시오 ($b_w=400\text{mm}$, $d=550\text{mm}$, $f_{ck}=21\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

(2) 전단철근이 필요한 구간 검토



3. 보의 전단설계 (전단설계)

활하중 $W_L=25\text{kN/m}$, 자중 $W_D=15\text{kN/m}$ 를 받고 있는 경간 6m의 단순보에 필요한 수직스트럽을 설계하시오 ($b_w=400\text{mm}$, $d=550\text{mm}$, $f_{ck}=21\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

(3) 수직스트럽의 간격 계산 ($(V_u - \Phi V_c)$ 를 부담할 수 있는 전단철근 배치 부분)

$$V_u = \Phi(V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{1}{\Phi}(V_u - \Phi V_c) = \frac{1}{0.8} (155.5 - 134.4) = 26.3\text{kN}$$

설계기준에서 $V_s < \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 일 경우에는 수직스트럽의 간격을 $0.5d$ 이하, 600mm 이하로 배치

$$\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_w d = \frac{1}{3} \sqrt{21} (400) (550) = 336\text{kN} > V_s = 26.3\text{kN} \text{ 이고,}$$

$$0.5d = 0.5 \times 550 = 275 \text{ mm} < 600\text{mm}$$

∴ 스트럽 최대 간격은 275mm

3. 보의 전단설계 (전단설계)

활하중 $W_L=25\text{kN/m}$, 자중 $W_D=15\text{kN/m}$ 를 받고 있는 경간 6m의 단순보에 필요한 수직스트럽을 설계하시오 ($b_w=400\text{mm}$, $d=550\text{mm}$, $f_{ck}=21\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

(3) 수직스트럽의 간격 계산 ($(V_u - \phi V_c)$ 를 부담할 수 있는 전단철근 배치 부분)

D10의 U형 스트럽을 사용할 경우

$$A_v = 2 \times 71.33 = 142.66\text{mm}^2$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(142.66)(300)(550)}{26,300} = 895\text{mm} > 275\text{mm}$$

$\therefore 275\text{mm}$ 간격으로 배근

3. 보의 전단설계 (전단설계)

활하중 $W_L=25\text{kN/m}$, 자중 $W_D=15\text{kN/m}$ 를 받고 있는 경간 6m의 단순보에 필요한 수직스트럽을 설계하시오 ($b_w=400\text{mm}$, $d=550\text{mm}$, $f_{ck}=21\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

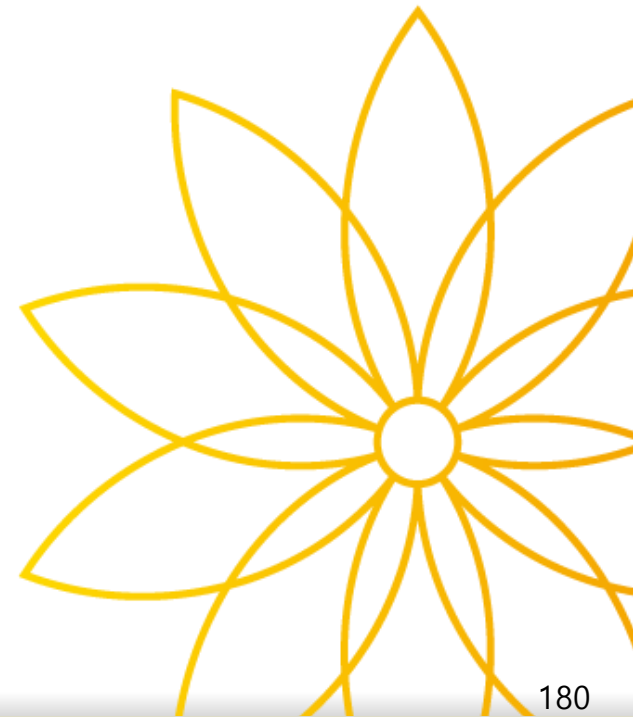
(3) 수직스트럽의 간격 계산 (최소전단철근량 이상 전단철근 배근 부분)

$$A_v = 0.35 \frac{b_w s}{f_y}$$

$$s = \frac{A_v f_y}{0.35 b_w} = \frac{(142.66)(300)}{0.35 (400)} = 305.7\text{mm} > 280\text{mm}$$

∴ 280mm 이하 간격으로 배근

4. 사용성과 내구성



4. 사용성과 내구성

- 강도설계법은 부재의 극한강도에 기초를 둔 설계법
- 사용성 따로 검토 필요 (처짐, 균열, 피로)
- 사용하중이 작용하는 경우에 대해 허용응력설계법 적용

4. 사용성과 내구성 (균열)

- 폭이 큰 균열은 불안감 유발 및 철근 부식의 원인이 됨
- 균열폭이 중요
- 동일 철근량에서 가는 철근을 여러 개 사용
- 주철근은 이형철근 사용

건조환경	일반 옥내 부재, 부식의 우려가 없을 정도로 보호한 경우의 보통 주거 및 사무실 건물 내부
습윤환경	일반 옥외의 경우, 흙 속의 경우
부식성환경	1) 습윤환경과 비교하여 건습의 반복작용이 많은 경우, 특히 유해한 물질을 함유한 지하수위 이하의 흙 속에 있어서 강재의 부식에 해로운 영향을 주는 경우, 동결작용이 있는 경우, 동상방지제를 사용하는 경우 2) 해양콘크리트구조물 중 해수 중에 있거나 극심하지 않는 해양환경에 있는 경우 (가스, 액체, 고체)
고부식성환경	1) 강재의 부식에 현저하게 해로운 영향을 주는 경우 2) 해양콘크리트구조물 중 간만조위의 영향을 받거나 비말대에 있는 경우, 극심한 해풍의 영향을 받는 경우

4. 사용성과 내구성 (균열)

강재의 종류		강재의 부식에 대한 환경조건			
		건조환경	습윤환경	부식성환경	고부식성환경
철근	건물	0.4mm	0.3mm	0.004 tc	0.0035 tc
	기타 구조물	0.006 tc	0.005 tc		
프리스트레싱 긴장재		0.005 tc	0.004 tc	-	-

- tc : 최외단 철근의 표면과 콘크리트 표면사이의 최소피복두께 (mm)

4. 사용성과 내구성 (균열)

- 인장철근의 설계기준항복강도 f_y 가 300Mpa 이상인 경우 사용하중에 의한 휨균열폭은

$$W = 1.08 \beta_c f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-5} (mm)$$

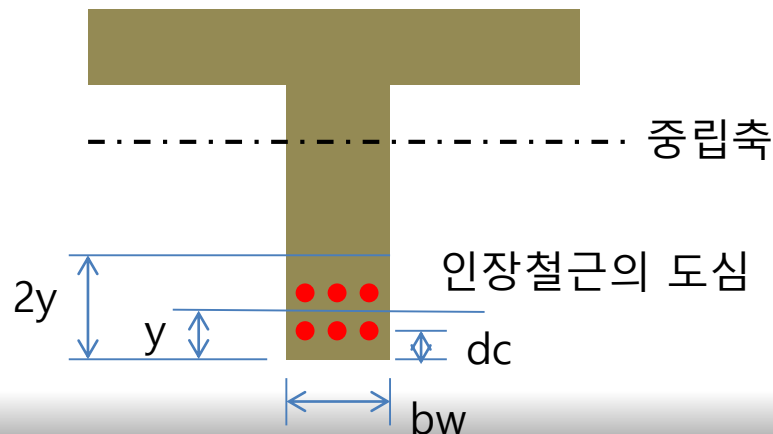
$$\beta_c = \frac{\text{단면의 중립축에서 인장측 연단까지의 거리}}{\text{단면의 중립축에서 철근의 도심까지의 거리}}$$

$$f_s = \text{사용하중에 의해 유발된 인장철근의 응력} (= \frac{M}{A_s Z} \text{ Mpa})$$

d_c = 인장측 연단에서 이 연단에 가장 가까이 있는 인장철근의 중심까지의 거리 (mm)

$$A = \text{콘크리트의 유효인장단면적} (= \frac{2y \cdot b_w}{N} \text{ mm}^2)$$

휨부재의 인장철근을 둘러싸면서 철근과 같은 도심을 가진 단면적 ($2y \times b_w$)을 철근의 개수 (N)로 나눈 값



4. 사용성과 내구성 (균열)

- 인장철근의 설계기준항복강도 f_y 가 300Mpa 이상인 경우 사용하중에 의한 휨균열폭은

$$W = 1.08 \beta_c f_s^3 \sqrt{d_c} A \times 10^{-5} (mm)$$

$$f_s = \text{사용하중에 의해 유발된 인장철근의 응력} \left(= \frac{M}{A_s Z} \text{ Mpa} \right)$$

f_s 는 사용하중으로부터 구해야 한다. 간편하게 대략적인 균열폭을 구할 경우

$$f_s = 0.6 f_y \text{ (보의 경우 } \beta_c = 1.2, \text{ 슬래브의 경우 } \beta_c = 1.35)$$

4. 사용성과 내구성 (균열)

일반적 옥외 환경에 노출된 단순보(단철근 직사각형보)로서 $W_D=20\text{kN/m}$, $W_L=30\text{kN/m}$ 이 작용하고 있다. $L=6\text{m}$, $b=350\text{mm}$, $d=550\text{mm}$, $h=630\text{mm}$, 인장철근 4-D25, 수직스트럽 D10, $f_{ck}=24\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$ 일 경우 균열검토

(1) 허용균열폭

일반 옥외 구조물이므로 습윤환경으로 간주, 최소피복두께 t_c 는

$$t_c = h - d - \frac{D_{25}\text{의 직경}}{2} - D_{10}\text{의 직경} = 630 - 550 - \frac{25.4}{2} - 9.53 = 57.77\text{mm}$$

$$\text{허용균열폭 } w_a(\text{이형철근일 경우}) = 0.005 \quad t_c = 0.005(57.77) = 0.288\text{mm}$$

(2) 균열폭 검토

$$B_c = 1.2 \text{ (보의 경우)(간략 계산)}$$

$$f_s = 0.6f_y = 0.6(300) = 180\text{Mpa}$$

$$d_c = 630 - 550 = 80\text{mm}$$

$$A = \frac{2(630-550)350}{4} = 14,000\text{mm}^2$$

4. 사용성과 내구성 (균열)

일반적 옥외 환경에 노출된 단순보(단철근 직사각형보)로서 $W_D=20\text{kN/m}$, $W_L=30\text{kN/m}$ 이 작용하고 있다. $L=6\text{m}$, $b=350\text{mm}$, $d=550\text{mm}$, $h=630\text{mm}$, 인장철근 4-D25, 수직스트럽 D10, $f_{ck}=24\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$ 일 경우 균열검토

(2) 균열폭 검토

$B_c=1.2$ (보의 경우)(간략 계산)

$$f_s=0.6f_y=0.6(300)=180\text{Mpa}$$

$$d_c=630-550=80\text{mm}$$

$$A=\frac{2(630-550)350}{4}=14,000\text{mm}^2$$

$$W=1.08 \beta_c f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-5}(\text{mm})=1.08 (1.2)(180) \sqrt[3]{80(14000)} \times 10^{-5} =0.242\text{mm} < 0.288\text{mm}$$

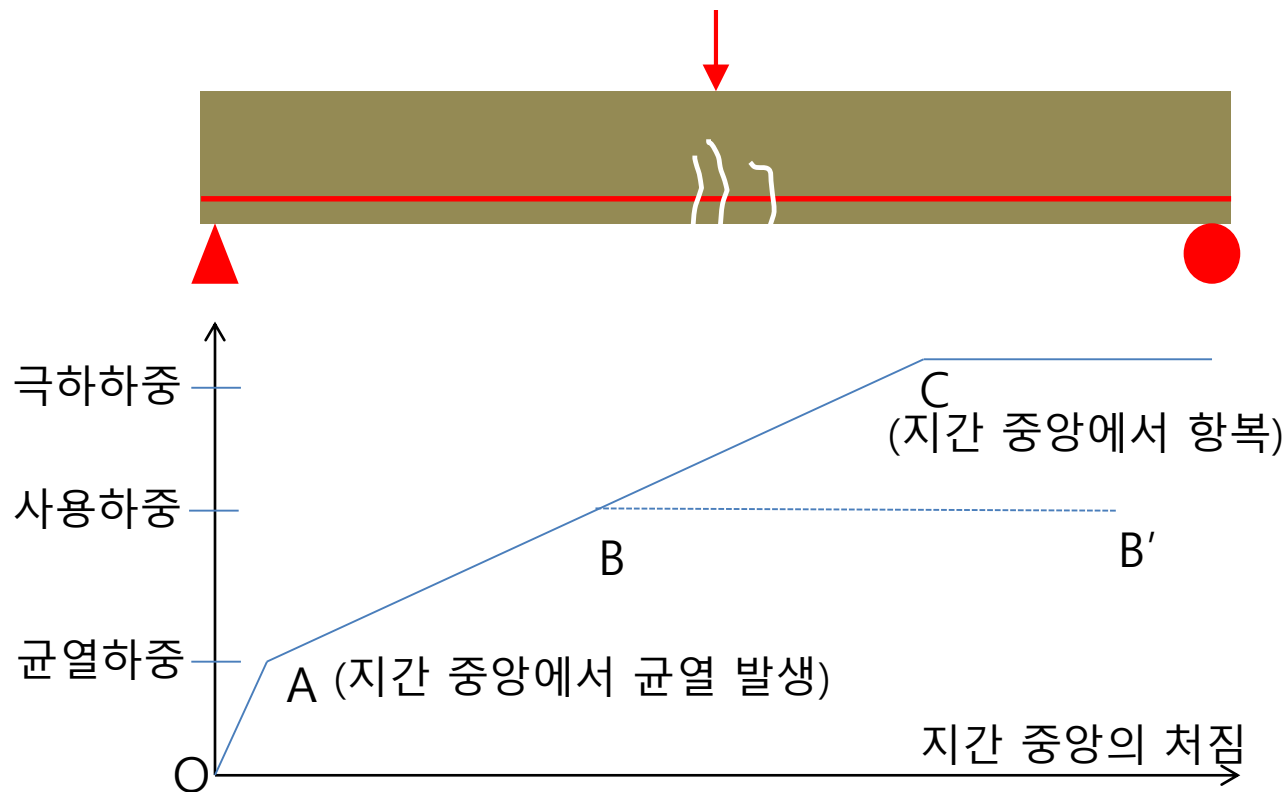
∴ 적합하다

4. 사용성과 내구성 (처짐)

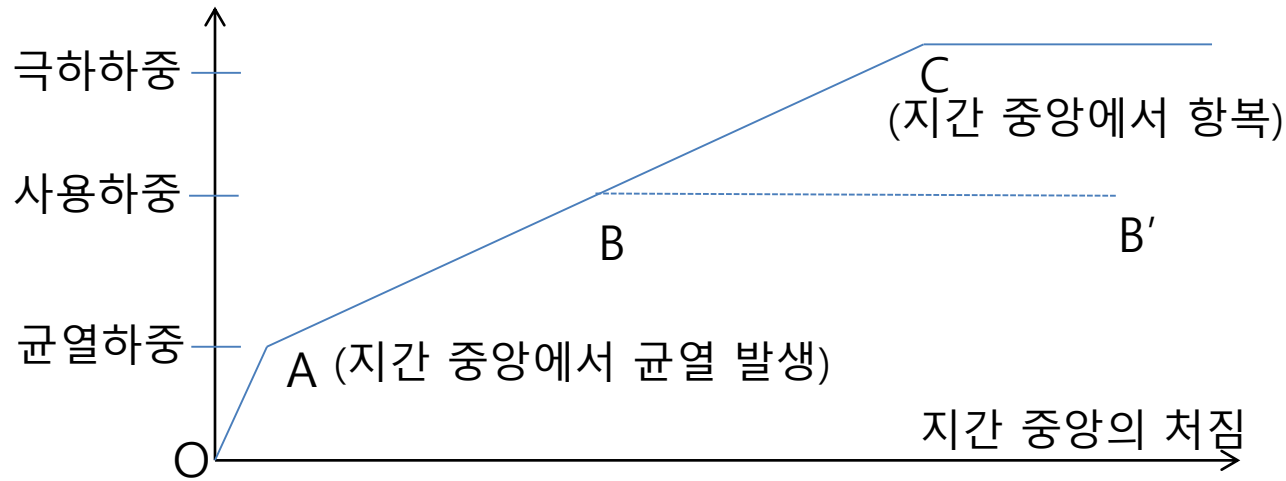
순간처짐 (immediate deflection) = 탄성처짐, 즉시처짐

장기처짐 (long term deflection) = 콘크리트의 크리프와 건조수축으로 인한 처짐

✓ 철근콘크리트 보의 하중-처짐 거동



4. 사용성과 내구성 (처짐)



- O~A구간 : 균열이 발생하지 않는 구간 (I_g 사용)
- A~ : 균열 발생 -> 휨강성 저하 (유효단면 2차모멘트 I_e 사용)
- B점의 전/후 구간에서는 보의 거동을 탄성적인 것으로 간주(탄성해석)
- 항복직전의 구간에서는 균열환산단면2차모멘트(I_{cr}) 적용 (중립축 이하 콘크리트 무시)
- B -> B' : 장기처짐 발생

4. 사용성과 내구성 (처짐)

- ✓ 균열모멘트(M_{cr}) : 하중에 의한 균열 발생시 보의 단면에 작용한 휨모멘트
- ✓ 콘크리트의 휨인장강도(파괴계수) $f_r = 0.63 \sqrt{f_{ck}}$ (Mpa)

$$f_r = \frac{M_{cr}}{I_g} y_t, \quad M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

I_g : 총 단면에 대한 단면 2차모멘트, y_t : 중립축에서 인장측 연단까지의 거리

균열모멘트 M_{cr} ? ($b=300\text{mm}$, $d=450\text{mm}$, $h=500\text{mm}$, $f_{ck}=21\text{Mpa}$)

$$I_g = bh^3/12 = ((300)(500)^3)/12 = 3,125,000,000\text{mm}^4$$

$$f_r = 0.63 \sqrt{f_{ck}} \text{ (Mpa)} = 0.63 \sqrt{21} = 2.88\text{Mpa}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{(2.88)(3,125,000,000)}{250} = 36,000,000\text{N} \cdot \text{mm} = 36\text{kN} \cdot \text{m}$$

4. 사용성과 내구성 (처짐)

✓ 순간처짐

균열이 생기지 않을 경우, $I_g = \frac{bh^3}{12}$

균열이 발생한 경우, $I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nAs(d-x)^2$

실제의 단면 2차모멘트는 I_g 와 I_{cr} 사이에 위치, I_e

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$

$$(I_{cr} < I_e < I_g)$$

M_a : 처짐이 계산되는 단계에서 사용하중에 의한 부재의 최대 휨 모멘트

4. 사용성과 내구성 (처짐)

지간이 6m이고 등분포하중 $WL=20\text{kN/m}$ 를 받고 있는 단순지지의 철근콘크리트의 최대 처짐은 ?

($I_g=0.007\text{m}^4$, $I_{cr}=0.0028\text{m}^4$, $M_{cr}=75\text{kN}\cdot\text{m}$, $E_c=25,000\text{Mpa}$)

$$M_a = \frac{w l^2}{8} = \frac{(20)(6)^2}{8} = 90\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \\ &= \left(\frac{75}{90} \right)^3 (0.007) + \left[1 - \left(\frac{75}{90} \right)^3 \right] (0.0028) \\ &= 0.00405 + 0.00117 = 0.00522\text{m}^4 \end{aligned}$$

$$\text{최대처짐} = \frac{5wl^4}{384 E_c I_e} = \frac{5(0.02)(6^4)}{384 (25000)(0.00522)} = 0.00258\text{m} = 2.586\text{mm}$$

4. 사용성과 내구성 (처짐)

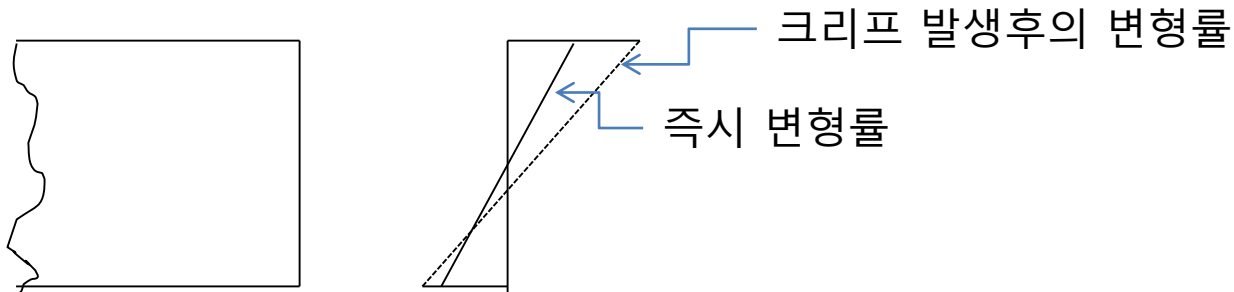
✓ 장기처짐

콘크리트의 건조수축과 크리프에 의해 발생

온도와 습도, 양생조건, 하중 재하시의 재령, 압축철근량이 요인

콘크리트 변형 증대 -> 단면 곡률 증가 -> 우력 모멘트의 팔길이 감소 -> 인장측 철근 응력 증가

압축측에 철근 배근시 압축철근의 응력 증가 -> 인장 응력 감소
(압축철근비 크면 크리프 변형 감소)



4. 사용성과 내구성 (처짐)

✓ 장기처짐

장기처짐 = $\lambda \times$ (지속하중에 의한 순간처짐)

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}$$

단순 및 연속 경간인 경우는 보의 중앙에서, 캔틸레버인 경우에는 받침점에서 구한 값

지속하중의 재하기간	3개월	6개월	12개월	5년이상
시간경과계수	1.0	1.2	1.4	2.0

4. 사용성과 내구성 (처짐)

복철근보에서 5년후 지속하중에 의해 유발되는 장기처짐은 ?

($A_s' = 1200\text{mm}^2$, $b = 400\text{mm}$, $d = 550\text{mm}$, 지속하중에 의한 탄성처짐은 15mm 이다)

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b d} = \frac{1200}{(400)(550)} = 0.0054$$

지속하중의 재하기간이 5년 이상임으로 $\xi = 2.0$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{2.0}{1 + 50(0.0054)} = 1.57$$

$$\text{장기처짐} = \lambda \times (\text{지속하중에 의한 순간처짐}) = 1.57 \times 15 = 23.55\text{mm}$$

4. 사용성과 내구성 (처짐)

- ✓ 처짐의 제한 (처짐을 계산하지 않는 경우의 보 또는 1방향 슬래브의 최소두께)

부재	최소두께 (h)			
	단순지지	1단 연속	양단 연속	캔틸레버
	큰 처짐에 의해 손상되기 쉬운 칸막이 벽이나 기타 구조물을 지지 또는 부착하지 않는 부재			
1방향 슬래브	L/20	L/24	L/28	L/10
<ul style="list-style-type: none"> • 보 • 리브가 있는 1방향 슬래브 	L/16	L/18.5	L/21	L/8

보통콘크리트 $W_c=2.3\text{kN/m}^3$, $f_y=400\text{Mpa}$ 인 경우

$f_y \neq 400\text{Mpa}$ 인 경우는 계산된 h값에 다음 값을 곱해서 구한다. $(0.43 + \frac{f_y}{700})$

4. 사용성과 내구성 (처짐)

✓ 최대허용처짐

부재의 형태	고려해야 할 처짐	처짐한계
과도한 처짐에 의해 손상되기 쉬운 비구조 요소를 지지 또는 부착하지 않는 평지붕구조	활하중 L에 의한 순간처짐	L/180
과도한 처짐에 의해 손상되기 쉬운 비구조 요소를 지지 또는 부착하지 않는 바닥구조	활하중 L에 의한 순간처짐	L/360
과도한 처짐에 의해 손상되기 쉬운 비구조 요소를 지지 또는 부착한 지붕 또는 바닥구조	전체 처짐 중에서 비구조 요소가 부착된 후에 발생하는 처짐부분 (모든 지속하중에 의한 장기처짐 과 추가적인 활하중에 의한 순간처짐의 합)	L/480
과도한 처짐에 의해 손상될 염려가 없는 비구조 요소를 지지 또는 부착한 지붕 또는 바닥구조		L/240

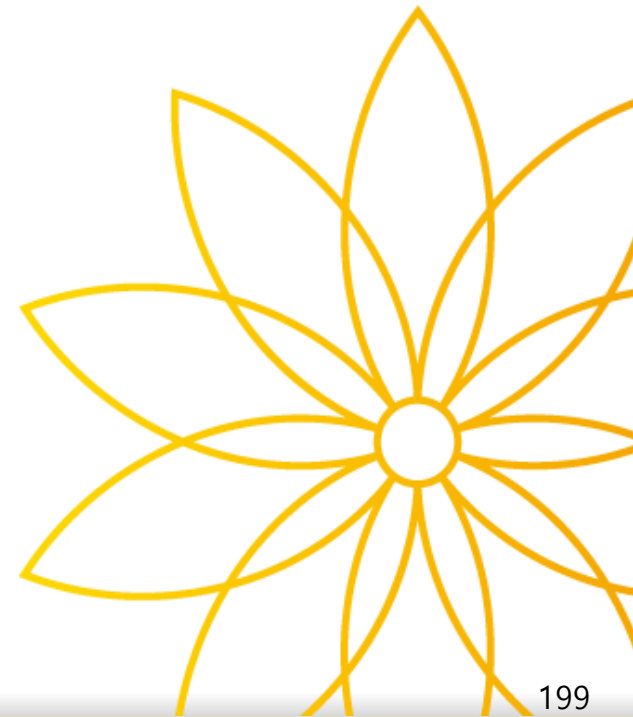
4. 사용성과 내구성 (처짐)

✓ 최대허용처짐

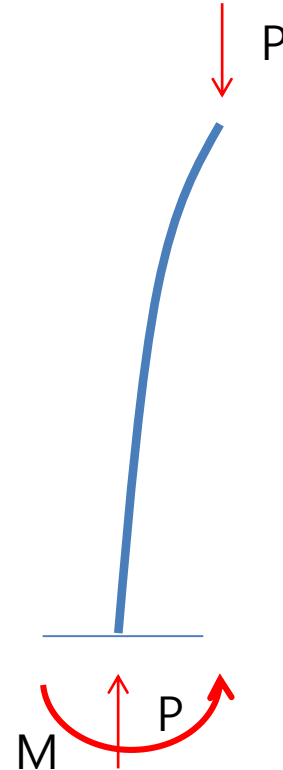
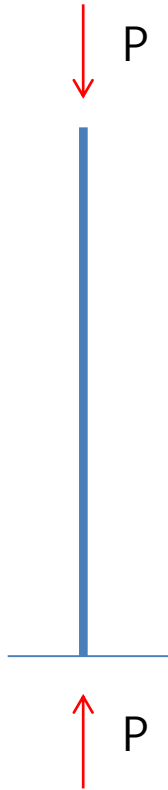
활하중 25kN/m, 고정하중 20kN/m를 지지하고 있는 지간 6m의 단순보가 단철근 직사각형 단면으로 되어 있다. $b=400\text{mm}$, $d=600\text{mm}$, $h=700\text{mm}$, 인장철근 3000mm^2 , $f_{ck}=21\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$ 일 때 최소두께는 ?

$$\frac{l}{16} \left(0.43 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{6000}{16} \left(0.43 + \frac{400}{700} \right) = 375\text{mm} < 700\text{mm} \text{ (OK)}$$

5. 기둥



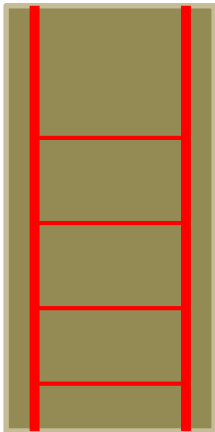
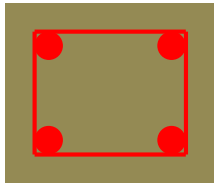
5. 기둥 (서론)



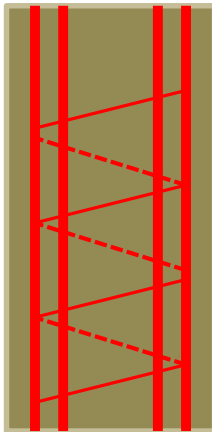
장주-단주

5. 기둥 (서론)

✓ 기둥의 종류



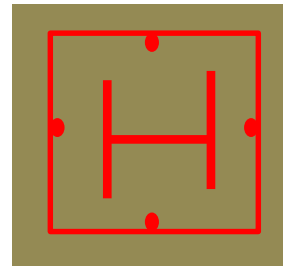
(a) 띠철근 기둥



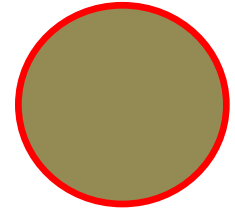
(b) 나선철근 기둥



(c) 합성 기둥



(d) 합성 기둥



(e) 콘크리트를
채운 강관기둥

5. 기둥 (서론)

✓ 압축부재 설계의 제한 사항 (압축부재의 설계단면 치수)

- 띠철근 압축부재 단면의 최소치수는 200mm이상이어야 하고, 그 단면적은 6000mm^2 이상이어야 한다.
- 나선철근 압축부재 단면의 심부 지름은 200mm 이상이고, 콘크리트 설계기준강도는 21Mpa 이상이어야 한다
나선철근기둥에서 $f_{ck} \geq 21\text{Mpa}$ 인 콘크리트를 사용하도록 하는 것은 촘촘히 감은 나선 철근으로 콘크리트의 횡방향 변형을 방지하여 기둥이 더 큰 하중에 견딜수 있도록 하였으므로 콘크리트 역시 더 높은 강도가 요구되기 때문이다.
- 콘크리트 벽체나 교각구조와 일체로 시공되는 띠철근 또는 나선철근 압축부재의 유효단면의 바깥쪽 한계는 나선철근이나 띠철근 외측에서 40mm보다 크지 않게 취해야 한다
- 정사각형, 8각형 또는 다른 형상의 단면을 가진 압축부재 설계에서 전체 단면적을 사용하는 대신에 실제 형상의 최소치수에 해당하는 지름을 가진 원형단면을 사용할 수 있으며, 이 경우 고려되는 부재의 전체 단면적 철근비, 설계 강도는 등가 원형단면을 기준으로 하여야 한다.

5. 기둥 (서론)

- ✓ 압축부재 설계의 제한 사항 (압축부재의 설계단면 치수)
 - 하중에 의해 요구되는 단면보다 더 큰 단면을 가진 압축부재의 경우, 감소된 유효단면적 A_g 를 사용하여 최소철근량과 설계강도를 결정하여도 좋지만, 여기서 유효단면적은 유효 깊이에 유효폭을 곱한 면적이다.

5. 기둥 (서론)

✓ 압축부재 설계의 제한 사항 (압축부재의 철근량 제한)

- 비합성 압축부재의 종방향 철근의 단면적 A_s 는 전체 단면적 A_g 의 0.01배 이상, 0.08배 이하로 해야 한다. 즉, $0.01 \leq \rho_g \leq 0.08$ 가 되어야 하고, 여기서 전체 단면적에 대한 철근비 $\rho_g = \frac{A_s}{A_g}$ 이다. 기둥철근이 겹침이음되는 경우의 철근비는 0.04를 초과하지 않도록 해야 한다.
- 압축부재의 종방향 주철근의 최소 개수는 나선철근으로 둘러싼 철근의 경우 6개, 직사각형이나 원형 띠철근 내부의 철근의 경우는 4개, 삼각형 띠철근 내부의 철근의 경우는 3개로 한다.

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_y}, \quad \rho_s = \text{나선철근비} \left(= \frac{\text{나선철근의 체적}}{\text{심부의 체적}} \right), \quad A_g = \text{기둥의 총단면적}$$

A_c =나선철근의 바깥선을 지름으로 하여 측정된 나선철근 기둥의 심부 단면적
 f_y =나선철근의 설계기준항복강도이며, 400Mpa 이하로 해야 한다

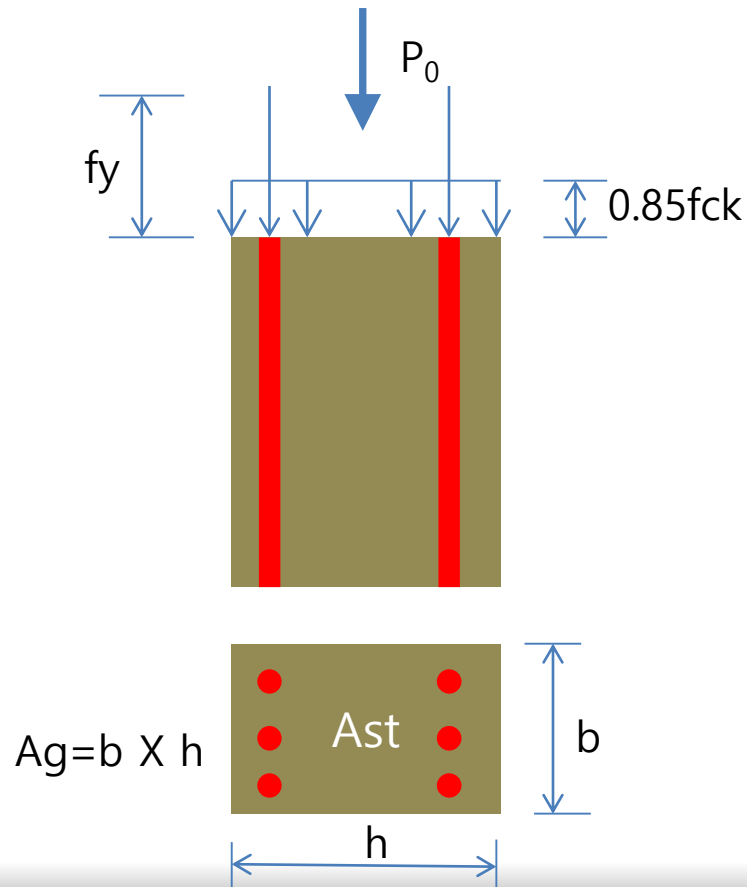
5. 기둥 (서론)

- ✓ 압축부재 설계의 제한 사항 (압축부재의 철근량 제한)
 - 종방향 철근의 철근비를 $0.01 \leq \rho_g \leq 0.08$ 가 되도록 한계를 정하는 이유
 - 예상 밖으로 작용하는 휨모멘트에 대비할 필요가 있음
 - 콘크리트의 크리프 및 건조수축의 영향을 감소시키는 데 효과가 있음
 - 콘크리트에 발생 될수 있는 결함에 대비

5. 기둥 (중심축하중을 받는 단주)

$$P_0 = 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

A_g =기둥의 총 단면적, A_{st} =종방향 철근의 단면적



5. 기둥 (중심축하중을 받는 단주)

중심축하중을 받는 단주의 설계축하중 강도

- 나선철근 압축 부재의 경우

$$\Phi P_n = 0.85 \Phi [0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

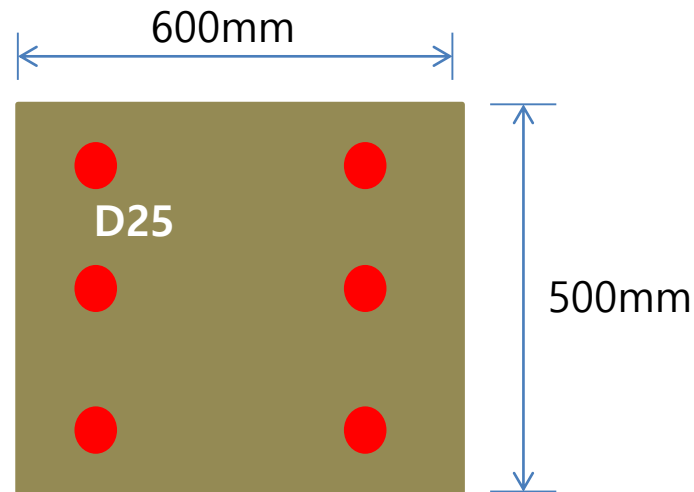
- 띠철근 압축 부재의 경우

$$\Phi P_n = 0.80 \Phi [0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

강도감소계수 = 나선철근 부재(0.75), 나선철근 외 부재(0.7)

5. 기둥 (중심축하중을 받는 단주)

다음과 같은 띠철근직사각형 기둥의 설계중심축하중강도는 ? ($f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)



$$A_{st}=6 \times 506.7 = 3040.2\text{mm}^2$$

$$P_0=0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$=0.85 (28) ((600 \times 500) - 3040.2) + (400)(3040.2) = 8,283,723\text{N} = 8,283\text{kN}$$

$$\Phi P_n=0.8\Phi P_0=0.8 (0.7) (8,283) = 4,638.5\text{kN}$$

5. 기둥 (중심축하중을 받는 단주)

2000kN의 계수축하중을 받을 수 있는 띠철근 기둥을 설계하시오.

기둥은 정사각형 단면이고 단주이다 ($f_{ck}=24\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

(1) 기둥의 총 단면적

기둥의 단면에 배근할수 있는 철근비는 $0.01 \leq \rho \leq 0.8$ 로서 $0.01 \leq \rho \leq 0.02$ 가 경제적, $\rho_g = 0.02$

$$\rho_g = 0.02 = \frac{A_{st}}{A_g}, \quad A_{st} = 0.02A_g$$

$$\Phi P_n = 0.8 \Phi (0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

$$2000 \times 1000 \text{ N} = 0.8 (0.7) (0.85 \times 24 (A_g - 0.02A_g) + 300 (0.02A_g))$$

$$A_g = 137,457 \text{ mm}^2$$

$$b = \sqrt{A_g} = \sqrt{(137457)} = 370.7 = 371 \text{ mm}$$

이에 기둥의 단면은 380mm X 380mm 로 설정

5. 기둥 (중심축하중을 받는 단주)

2000kN의 계수축하중을 받을 수 있는 띠철근 기둥을 설계하시오.

기둥은 정사각형 단면이고 단주이다 ($f_{ck}=24\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

(2) 소요철근량

380mm X 380mm 단면을 사용할 때 필요한 철근량을 구한다.

$$\Phi P_n = 0.8 \Phi (0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

$$2000 \times 1000 = (0.8)(0.7) ((0.85)(24)(380^2 - A_{st}) + 300A_{st})$$

$$A_{st} = 2239\text{mm}^2$$

4-D29를 주철근으로 사용한다고 하면

$$A_{st} = 4 \times 642.4\text{mm}^2 = 2569.6\text{mm}^2 > 2239\text{mm}^2$$

$$\text{철근비 검토 } \rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{2569.9}{380^2} = 0.0178 \quad \therefore 0.01 \leq \rho \leq 0.8$$

5. 기둥 (중심축하중을 받는 단주)

2000kN의 계수축하중을 받을 수 있는 띠철근 기둥을 설계하시오.

기둥은 정사각형 단면이고 단주이다 ($f_{ck}=24\text{Mpa}$, $f_y=300\text{Mpa}$)

(3) 띠철근 설계

D32 이하의 철근을 주 철근으로 사용할 경우에는 D10 이상의 띠철근 사용

띠철근의 수직간격은

종방향 철근 지름의 16배 : $16 \times 28.6 = 457.6\text{mm}$

띠철근 지름의 48배 : $48 \times 9.53 = 457.4\text{mm}$

기둥 단면의 최소치수 : 380mm

∴ 띠철근의 수직간격은 380mm

5. 기둥 (중심축하중을 받는 단주)

8-D25가 주철근으로 배근된 지름 450mm의 원형단주가 있다. D10으로 된 나선철근이 40mm의 수직간격으로 종방향철근을 둘러싸고 있다. ($f_{ck}=24\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)

- 주철근 철근비 검토, 나선철근비 검토, 기둥의 설계축하중강도

(1) 주철근 철근비 검토

기둥의 단면에 배근할수 있는 철근비는 $0.01 \leq \rho \leq 0.8$

$$A_{st} = 8 \times 506.7 = 4053.6\text{mm}^2$$

$$A_g = \frac{\pi (450)^2}{4} = 158,962\text{mm}^2$$

$$\rho_g = \frac{A_s}{A_g} = \frac{4053.6}{158962} = 0.0255, \quad 0.01 \leq \rho \leq 0.8 \text{ (OK)}$$

5. 기둥 (중심축하중을 받는 단주)

8-D25가 주철근으로 배근된 지름 450mm의 원형단주가 있다. D10으로 된 나선철근이 40mm의 수직간격으로 종방향철근을 둘러싸고 있다. ($f_{ck}=24\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)

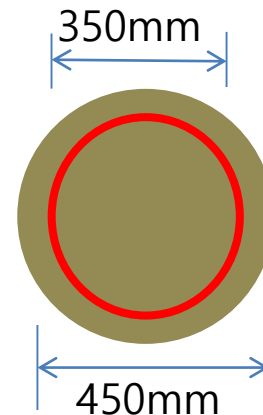
- 주철근 철근비 검토, 나선철근비 검토, 기둥의 설계축하중강도

(2) 나선철근비 검토

$$\rho_{s,min} = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_y} = 0.45 \left(\frac{(450^2 \pi)/4}{(350^2 \pi)/4} - 1 \right) \frac{24}{400} = 0.0176$$

나선철근이 1회전하는 수직간격 40mm에 대한 나선철근비는 ρ_s

$$\rho_s = \frac{\text{나선철근의 체적}}{\text{심부의 체적}} = \frac{\pi \left(350 - 2 \left(\frac{9.53}{2} \right) \right) (71.33)}{\left(\frac{\pi 350^2}{4} \right) 40} = 0.0198 > 0.0176 = \rho_{s,min}$$



5. 기둥 (중심축하중을 받는 단주)

8-D25가 주철근으로 배근된 지름 450mm의 원형단주가 있다. D10으로 된 나선철근이 40mm의 수직간격으로 종방향철근을 둘러싸고 있다. ($f_{ck}=24\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)

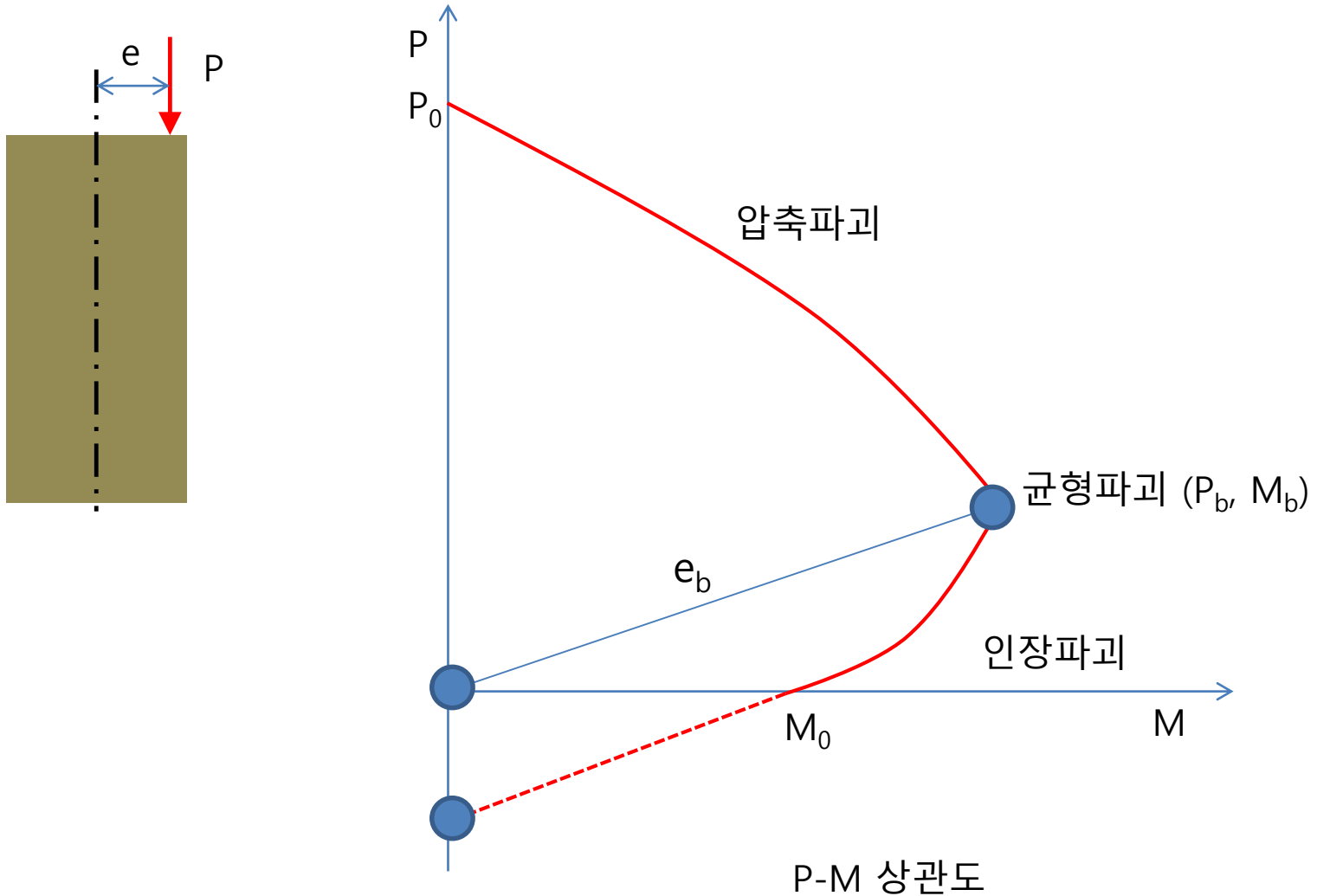
- 주철근 철근비 검토, 나선철근비 검토, 기둥의 설계축하중강도

(3) 기둥의 설계축하중강도

$$\begin{aligned}\Phi P_n &= 0.85 \Phi (0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \\ &= (0.85)(0.75) ((0.85)(24)(158962 - 4053.6) + 400(4053.6)) \\ &= 3046\text{kN}\end{aligned}$$

5. 기둥 (휨과 압축을 동시에 받는 단주)

✓ P-M 상관도



5. 기둥 (힘과 압축을 동시에 받는 단주)

✓ 설계 원칙

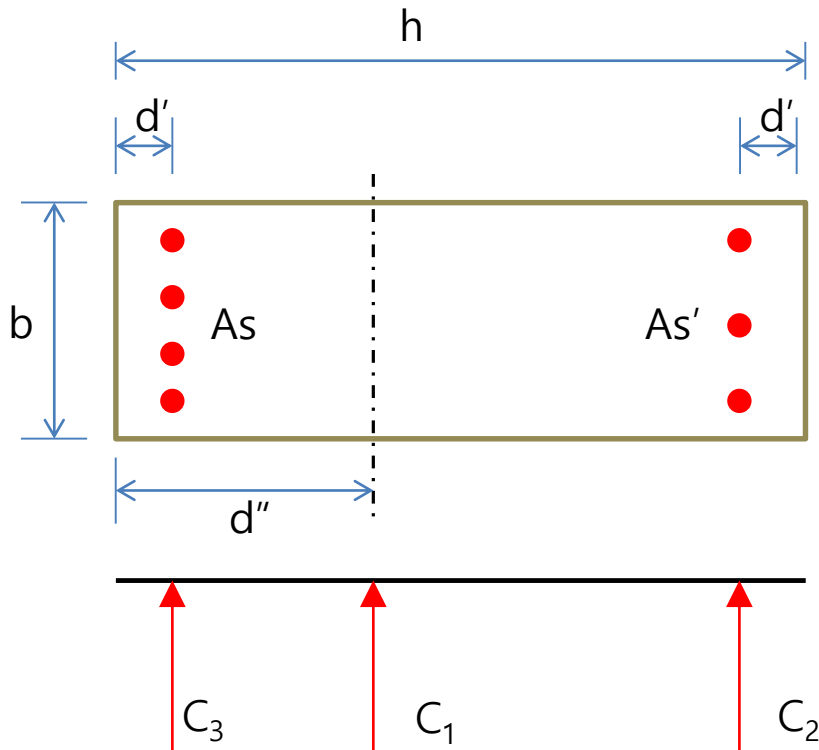
$$P_d = \Phi P_n \geq P_u$$

$$M_d = \Phi M_n \geq M_u$$

($\Phi=0.75$ (나선철근), $\Phi=0.7$ (띠철근 부재))

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

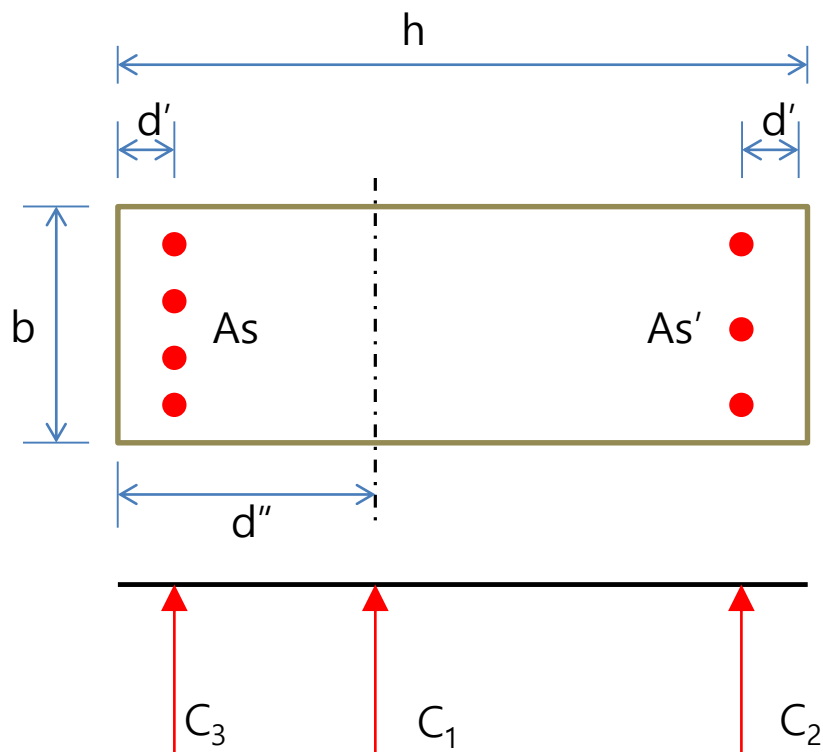
✓ 소성중심



콘크리트의 전단면이 균등하게 $0.85f_{ck}$ 의
응력을 받고 철근도 항복응력 f_y 를 받는다고
했을 때, 단면에 작용하는
모든 응력의 합력이 작용하는 점

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 소성중심



$$(C_1 + C_2 + C_3)d'' = C_1 (h/2) + C_2 (h - d') + C_3 d'$$

$$C_1 = 0.85 f_{ck} A_g$$

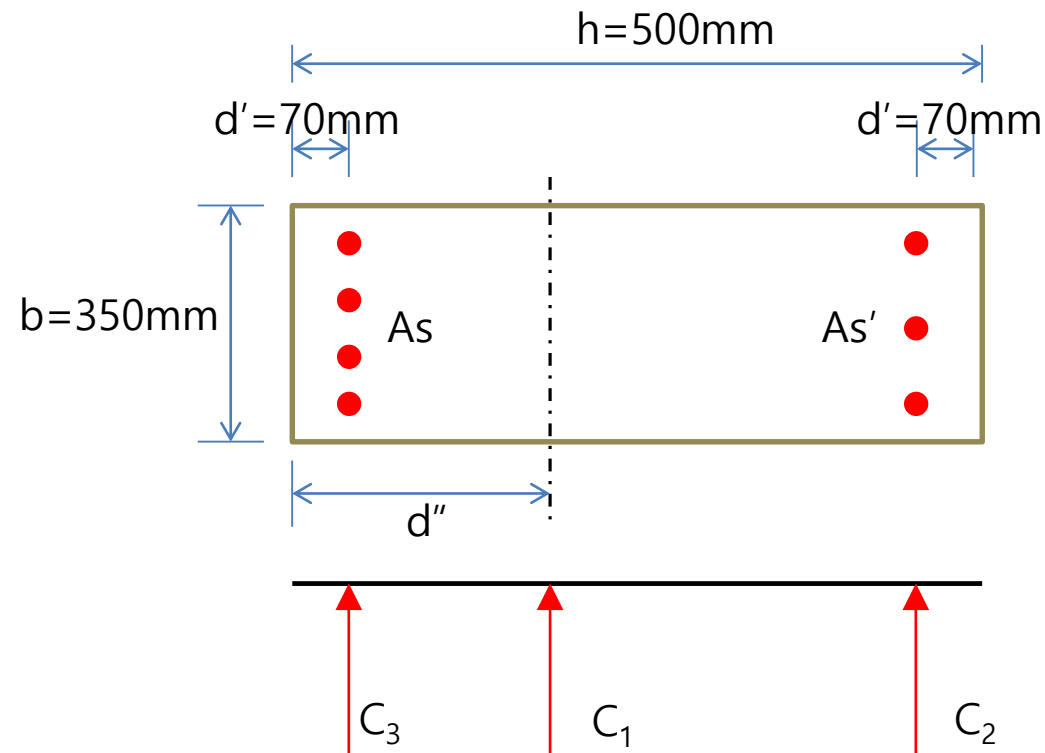
$$C_2 = As' (f_y - 0.85 f_{ck}) = As' f_y$$

$$C_3 = As (f_y - 0.85 f_{ck}) = As f_y$$

A_g = 전체 단면적

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 소성중심

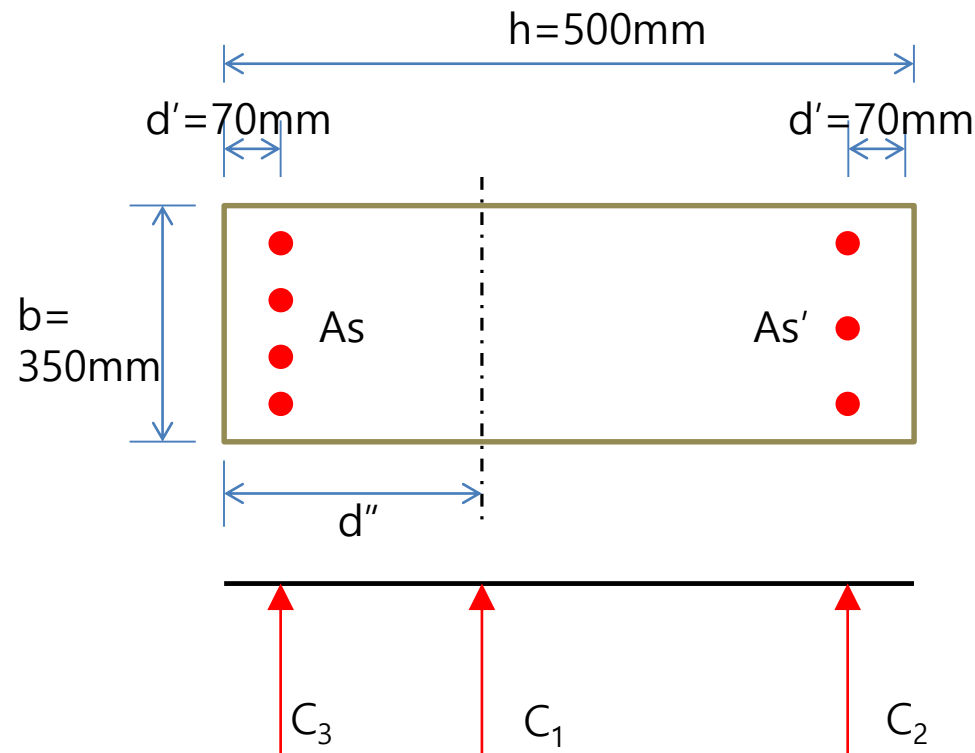


D25 철근이 왼쪽 그림과 같이 배근되어 있을 경우 소성 중심은 ?

($f_{ck} = 28\text{Mpa}$, $f_y = 400\text{Mpa}$)

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 소성중심



$$(C_1 + C_2 + C_3)d'' = C_1 (h/2) + C_2 (h - d') + C_3 d'$$

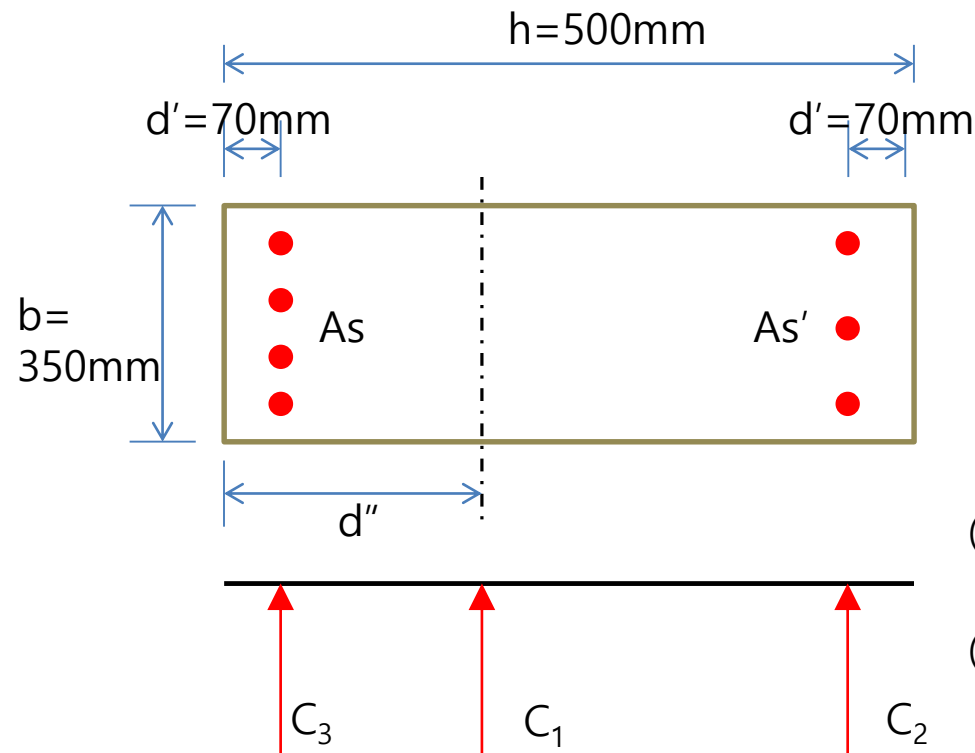
$$C_1 = 0.85 f_{ck} A_g = (0.85)(28)(350)(500) = 4165\text{kN}$$

$$C_2 = A_s' f_y = (506.7)(3)(400) = 608\text{kN}$$

$$C_3 = A_s f_y = (506.7)(4)(400) = 810.7\text{kN}$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 소성중심



$$C_1 = 0.85 f_{ck} A_g = (0.85)(28)(350)(500) = 4165\text{kN}$$

$$C_2 = A_s' f_y = (506.7)(3)(400) = 608\text{kN}$$

$$C_3 = A_s f_y = (506.7)(4)(400) = 810.7\text{kN}$$

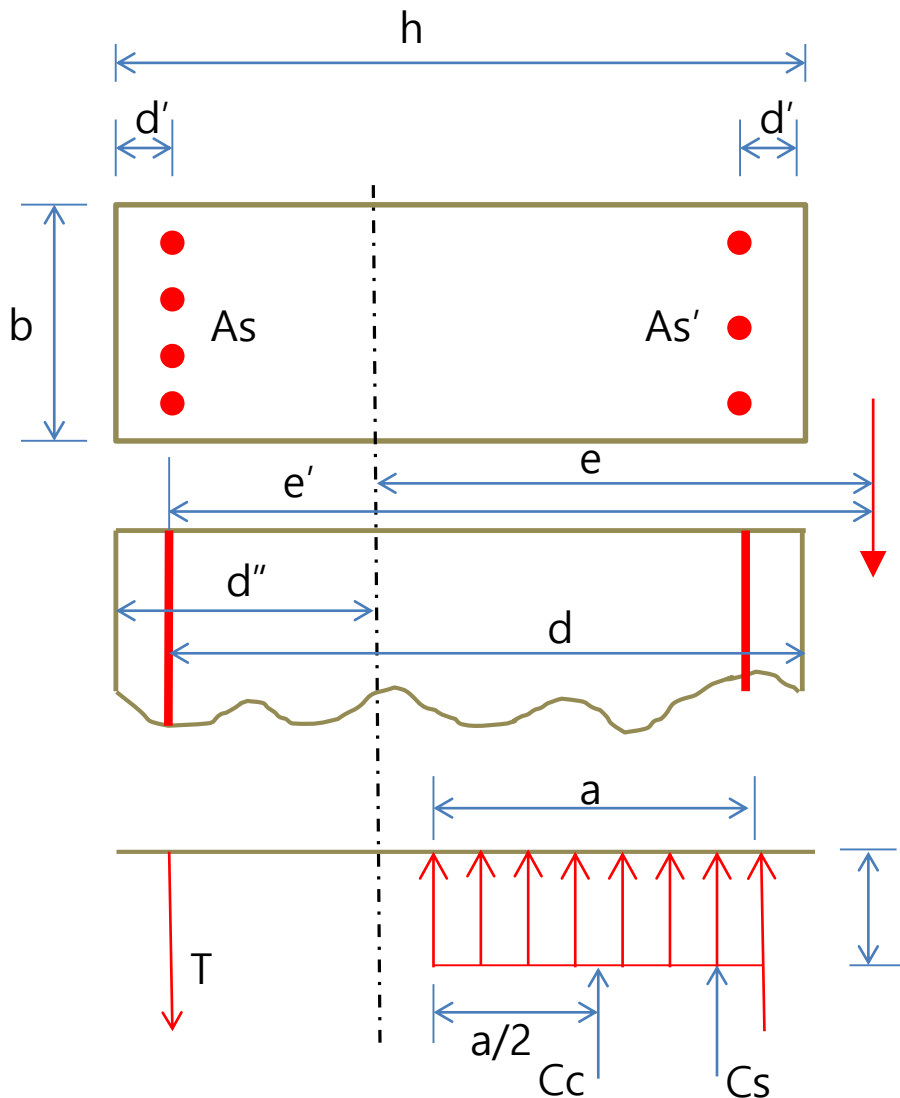
$$(C_1 + C_2 + C_3)d'' = C_1 (h/2) + C_2 (h - d') + C_3 d'$$

$$\begin{aligned} (4165 + 608 + 810.7)d'' &= 4165(250) + 608(430) + 810.7(70) \\ &= 4165(250) + 608(430) + 810.7(70) \end{aligned}$$

$$d'' = 243.5\text{mm}$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 직사각형 단주의 해석원리



$$\sum F_v = 0, \quad \sum M = 0$$

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n \cdot e = C_c (h - d'' - (a/2)) + C_s (h - d'' - d') + T (d'' - d')$$

$$C_c = 0.85 f_{ck} a b$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0.85 f_{ck}) = A_s' f_s'$$

$$T = A_s f_s$$

f_s' : 압축철근이 받는 응력

f_s : 인장철근이 받는 응력

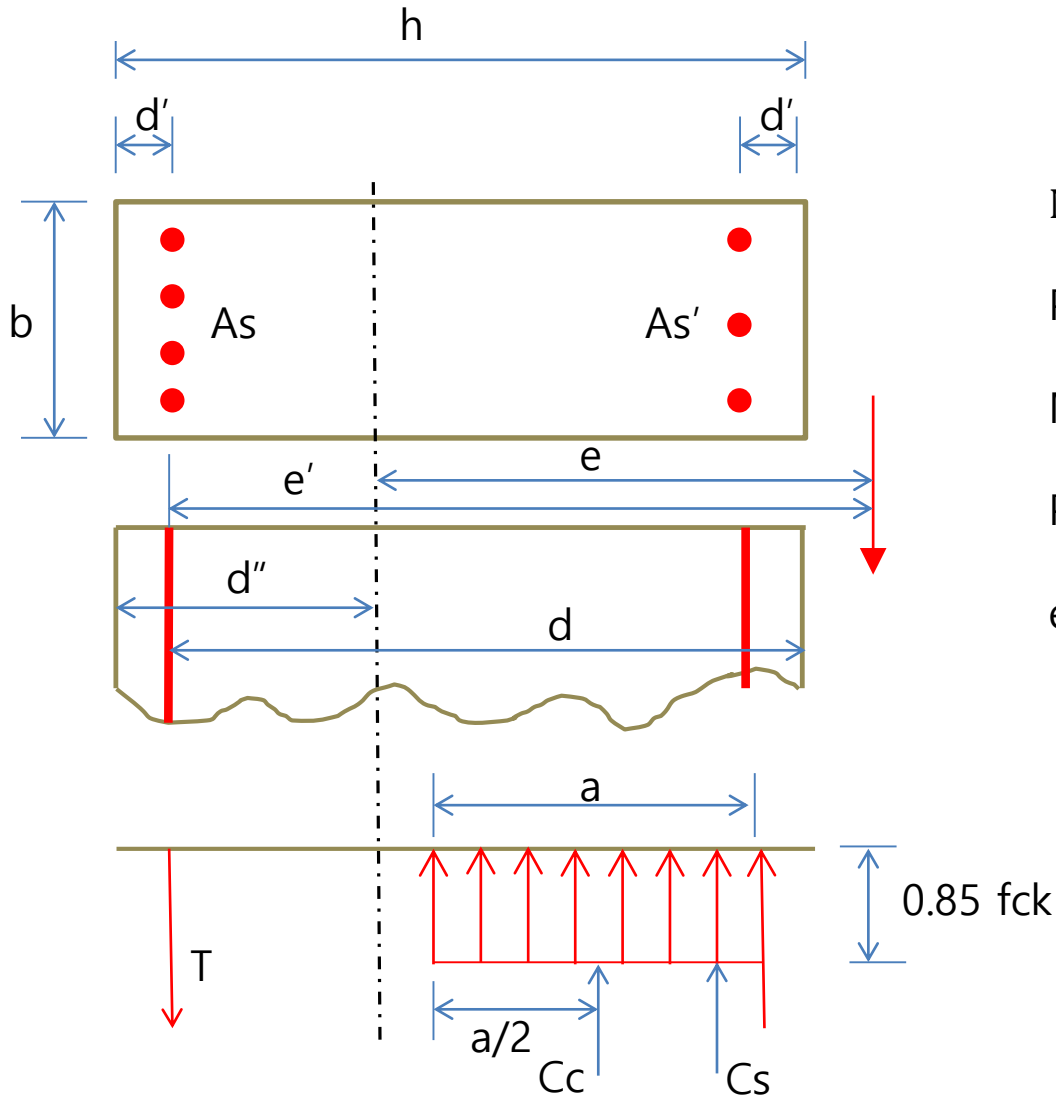
A_s' : 압축철근의 단면적

A_s : 인장철근의 단면적

a : 등가직사각 응력의 깊이

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 직사각형 단주의 해석원리



$$M_n = P_n \cdot e$$

$$P_d = \Phi P_n$$

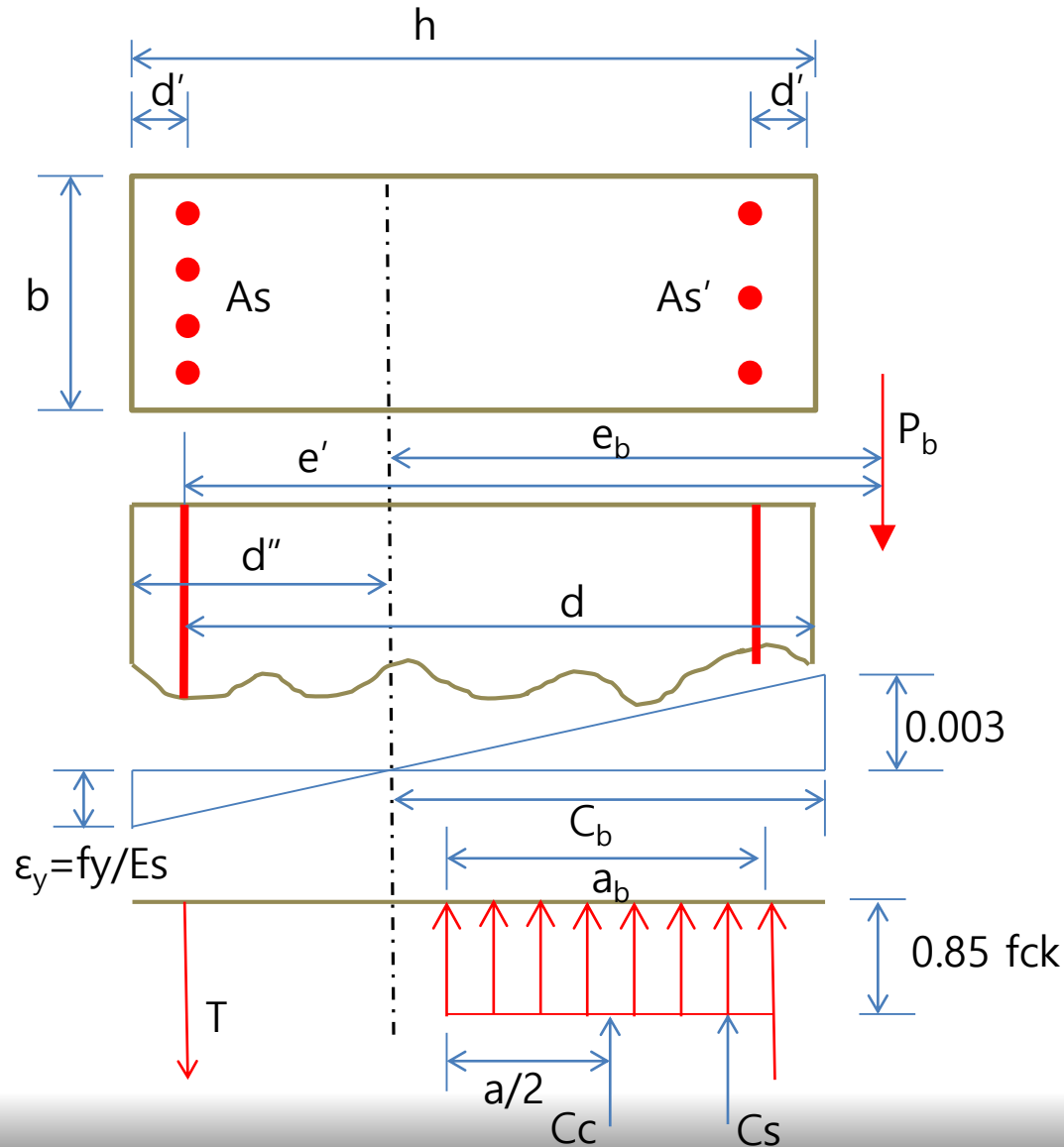
$$M_d = \Phi M_n = \Phi P_n \cdot e$$

$$P_n \cdot e' = C_c (d - (a/2)) + C_s (d - d')$$

$$e' = e + d'' - d'$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 단면이 균형상태인 경우



$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} d = \frac{600}{600 + f_y} d$$

$$a_b = \beta_1 C_b = \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} d \right)$$

$$C_b : 0.003 = (C_b - d') : \epsilon_s'$$

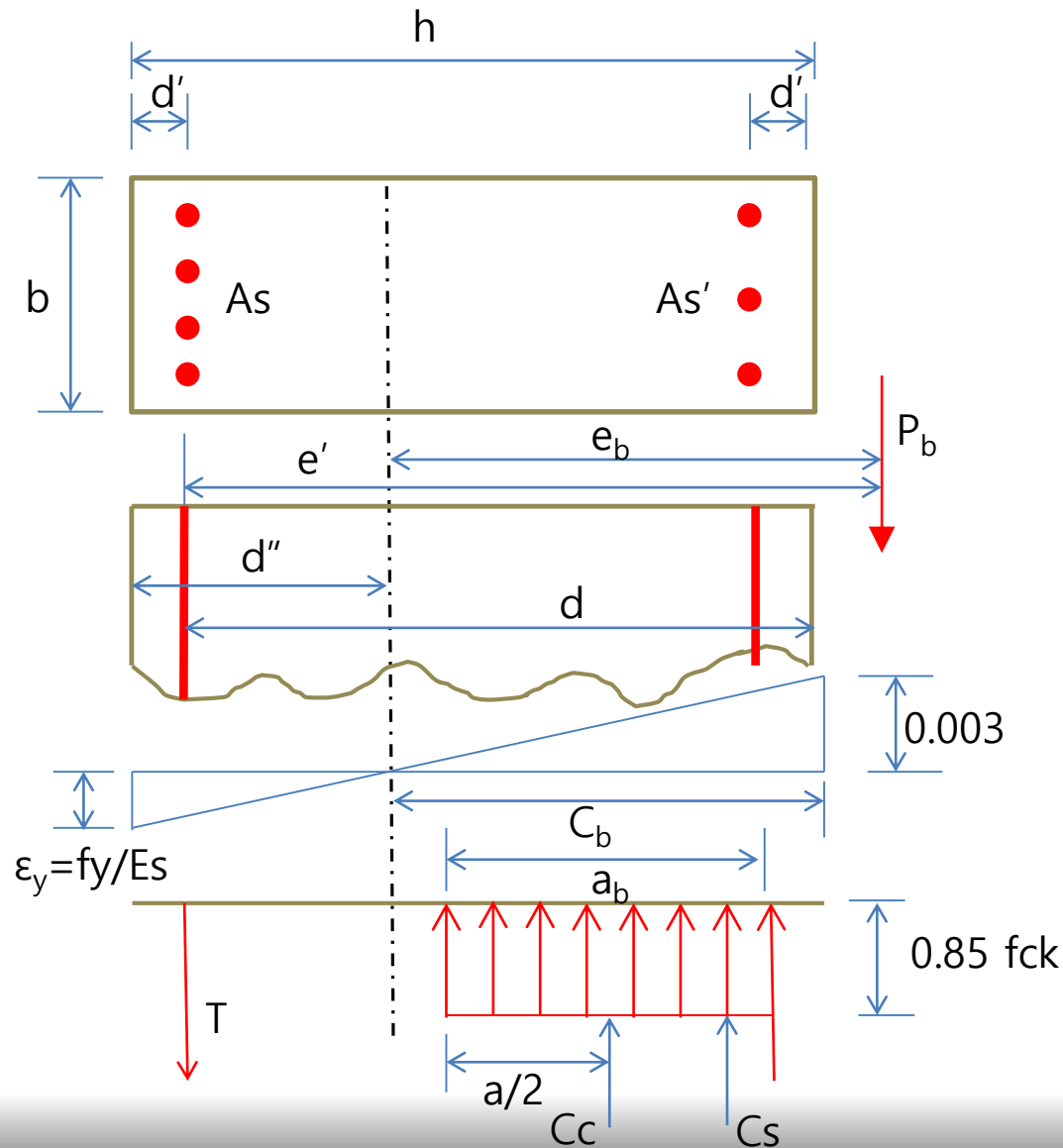
$$\epsilon_s' = 0.003 \times \frac{(cb - d')}{C_b}$$

$$\epsilon_s' < \epsilon_y \text{ 이면, } f_s' = E_s \epsilon_s', \epsilon_s' \geq \epsilon_y \text{ 이면, } f_s' = f_y$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 단면이 균형상태인 경우



$$C_c = 0.85 f_{ck} a b b$$

$$C_s = A_{s'} (f_{s'} - 0.85f_{ck}) = A_{s'} f_{s'}$$

$$T = A_s f_y$$

$$P_b = C_c + C_s - T$$

$$M_b = C_c(h - d'' - (a_b/2)) + C_s(h - d' - d'') + T(d'' - d')$$

$$e_b = M_b / p_b$$

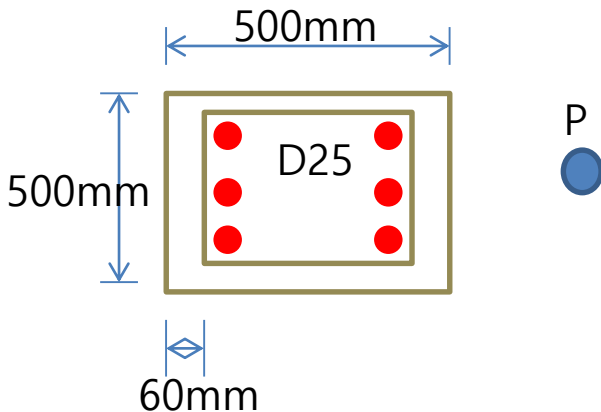
$$P_d = \Phi P_b$$

$$M_d = \Phi M_b$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 단면이 균형상태인 경우

그림과 같은 단면을 가진 띠철근 직사각형 단주의 설계균형축하중강도,
설계균형휨강도, 균형편심은 ? ($f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)



$$d = 500 - 60 = 440\text{mm}$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} d = \frac{600}{600 + 400} 440 = 264\text{mm}$$

$$\text{등가직사각응력 깊이 } a_b = \beta_1 C_b = 0.85(264) = 224.4\text{mm}$$

$$\epsilon_s' = 0.003 \times \frac{(cb - d')}{C_b} = 0.003 \times \frac{(264 - 60)}{264} = 0.00232$$

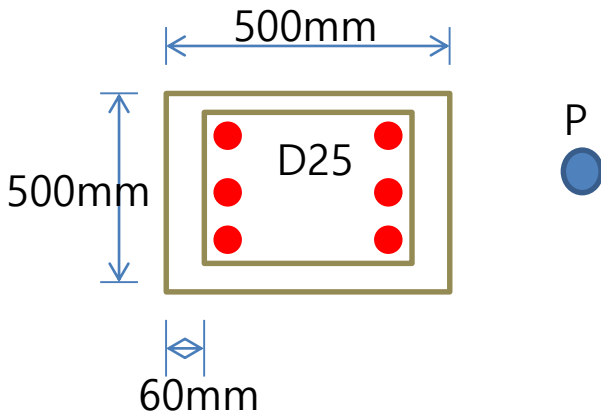
$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 0.002$$

$$\epsilon_s' \geq \epsilon_y \text{ 임으로 } f_s' = f_y$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 단면이 균형상태인 경우

그림과 같은 단면을 가진 띠철근 직사각형 단주의 설계균형축하중강도,
설계균형휨강도, 균형편심은 ? ($f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)



압축측 콘크리트가 받는 압축력 C_c

$$C_c = 0.85 f_{ck} a_b b = 0.85(28)(224.4)(500) = 2,670,360\text{N} = 2670\text{kN}$$

인장철근의 단면적 A_s 와 압축철근의 단면적 A_s' 는 동일함으로

$$A_s = A_s' = 3 (506.7) = 1520.1\text{mm}^2$$

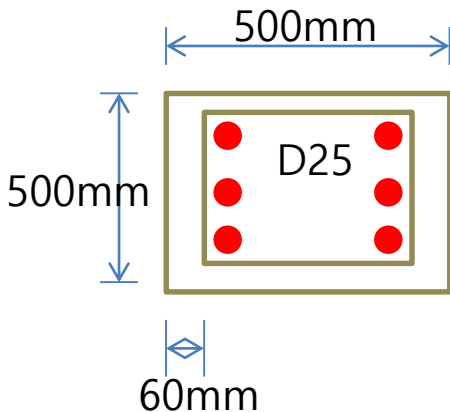
$$C_s = A_s'(f_s' - 0.85f_{ck}) = A_s'(f_y - 0.85f_{ck})$$

$$= 1520.1(400 - (0.85)(28)) = 572\text{ kN}$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 단면이 균형상태인 경우

그림과 같은 단면을 가진 띠철근 직사각형 단주의 설계균형축하중강도,
설계균형휨강도, 균형편심은 ? ($f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)



인장철근이 받는 인장력 T 는

$$T = A_s f_y = 1520.1 (400) = 608 \text{ kN}$$

하중의 평형조건으로 부터 $P_b = C_c + C_s - T$

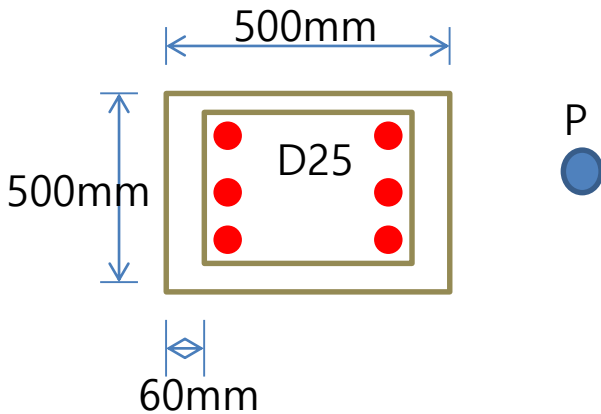
$$= 2670 + 572 - 608$$

$$= 2634 \text{ kN}$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 단면이 균형상태인 경우

그림과 같은 단면을 가진 띠철근 직사각형 단주의 설계균형축하중강도,
설계균형휨강도, 균형편심은 ? ($f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)



$$M_b = C_c(h - d'' - \frac{a_b}{2}) + C_s(h - d'' - d') + T(d - d')$$

$$= 2670(500 - \frac{500}{2} - \frac{224.4}{2}) + 572(500 - \frac{500}{2} - 60) + 608(\frac{500}{2} - 60)$$

$$= 2670(137.8) + 572(190) + 608(190)$$

$$= 592 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

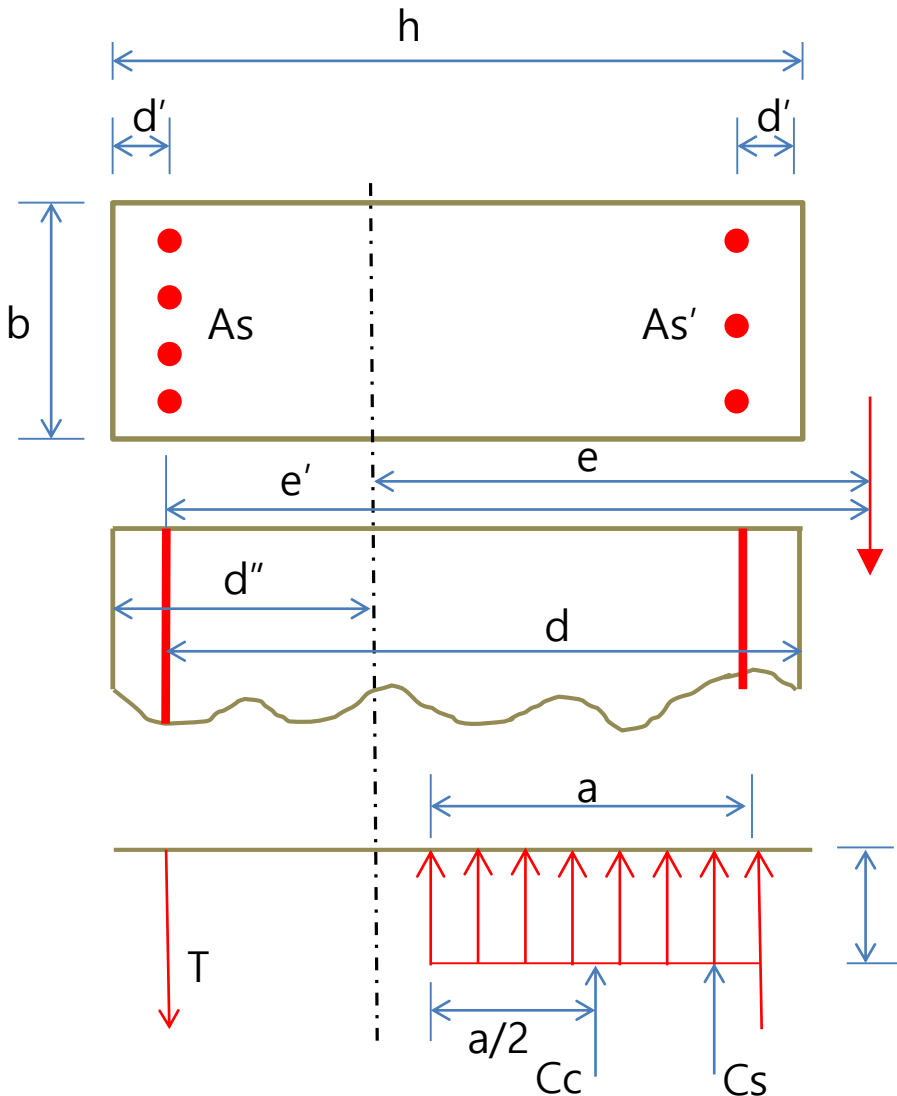
$$\Phi P_b = 0.7 (2634) = 1843.8 \text{ kN}$$

$$\Phi M_b = 0.7 (592) = 414.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$e_b = M_b / P_b = 414.4 / 1843.8 = 0.224 \text{ m} = 22.4 \text{ cm}$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 단면이 인장으로 지배되는 경우 ($e > e_b$)



$$P_n = 0.85 f_{ck} a b + A_s' f_y - A_s f_y$$



$$P_n \cdot e' = 0.85 f_{ck} a b (d - a/2) + A_s' f_y (d - d')$$

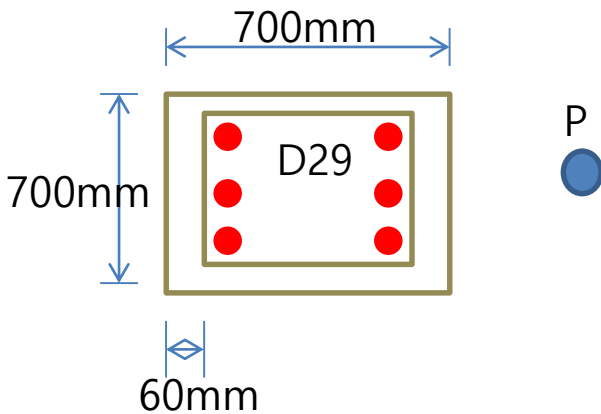
$$E' = e + d'' - d'$$

$$a = (d - e') + \sqrt{(e' - d)^2 + 2d(mpe' - m\rho'(e' - d + d'))}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}, \quad \rho' = \frac{A_s'}{bd'}, \quad m = \frac{f_y}{0.85 f_{ck}}$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 단면이 인장으로 지배되는 경우 ($e > e_b$)



오른쪽 그림과 같은 띠철근 단주에 계수축하중 1000kN과 계수
휨모멘트 400kN·m가 작용된다. 기둥의 안전 여부를 검토하라
($e_b=280\text{mm}$, $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{400}{1000} = 0.4\text{m} = 400\text{mm} > 280\text{mm} = e_b$$

$e > e_b$ 임으로 인장지배

인장철근의 도심으로부터 축하중까지의 편심거리 e'

$$e' = e + d'' - d' = 400 + \frac{700}{2} - 60 = 690\text{mm}$$

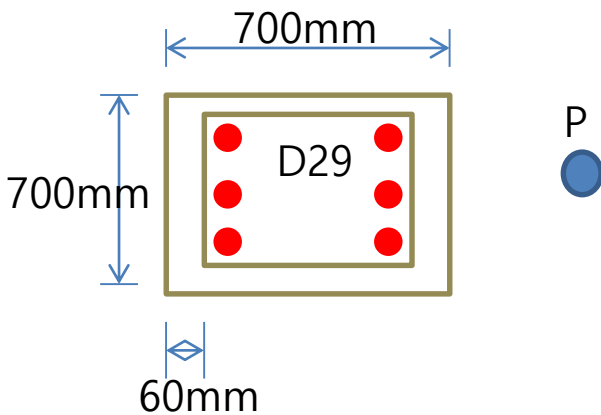
인장철근의 단면적 A_s 와 압축철근의 단면적 A_s' 가 동일함으로

$$A_s = A_s' = 3 (642.4) = 1927.2\text{mm}^2$$

$$d = 700 - 60 = 640\text{mm}$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 단면이 인장으로 지배되는 경우 ($e > e_b$)



오른쪽 그림과 같은 띠철근 단주에 계수축하중 1000kN과 계수
힘모멘트 400kN·m가 작용된다. 기둥의 안전 여부를 검토하라
($e_b=280\text{mm}$, $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)

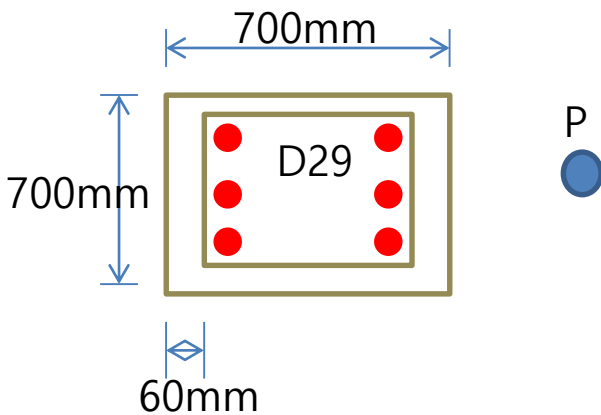
$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1927.2}{(700)(640)} = 0.0043$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b d} = \frac{1927.2}{(700)(640)} = 0.0043$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_{ck}} = \frac{(400)}{0.85 (28)} = 16.807$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 단면이 인장으로 지배되는 경우 ($e > e_b$)



오른쪽 그림과 같은 띠철근 단주에 계수축하중 1000kN과 계수
힘모멘트 400kN·m가 작용된다. 기둥의 안전 여부를 검토하라
($e_b=280\text{mm}$, $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)

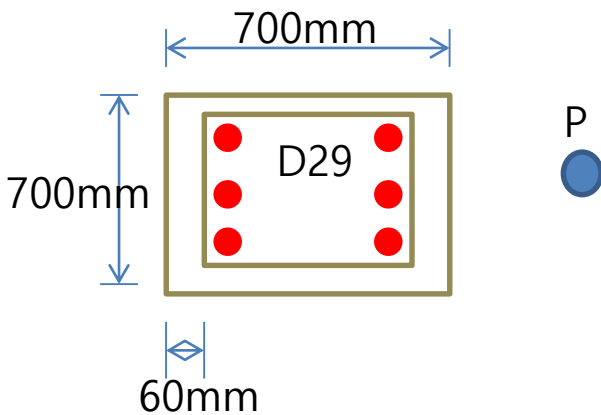
$$a = (d - e') + \sqrt{(e' - d)^2 + 2d(m\rho e' - m\rho'(e' - d + d'))}$$

$$a = (640 - 690) + \sqrt{(690 - 640)^2 + 2(640)((16.807)(0.0043)(690)) - (16.807)(0.0043)(690 - 640 + 60)}$$

$$= -50 + 237 = 187\text{mm}$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 단면이 인장으로 지배되는 경우 ($e > e_b$)



오른쪽 그림과 같은 띠철근 단주에 계수축하중 1000kN과 계수
휨모멘트 400kN·m가 작용된다. 기둥의 안전 여부를 검토하라
($e_b=280\text{mm}$, $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)

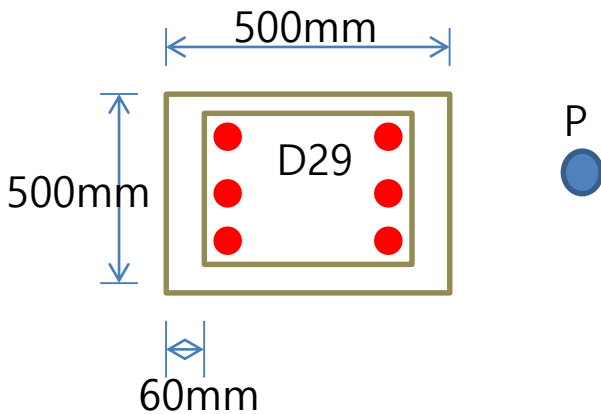
$$P_n = 0.85 f_{ck} a b + A_s' f_y - A_s f_y$$

$$= 0.85(28)(187)(700) + (1520.1)(400) - (1520.1)(400)$$

$$= 3115 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

✓ 단면이 인장으로 지배되는 경우 ($e > e_b$)



오른쪽 그림과 같은 띠철근 단주에 계수축하중 1000kN과 계수
힘모멘트 400kN·m가 작용된다. 기둥의 안전 여부를 검토하라
($e_b=280\text{mm}$, $f_{ck}=28\text{Mpa}$, $f_y=400\text{Mpa}$)

하중 P_n 이 계수축하중과 동일한 편심거리 $e=0.4\text{m}$ 를 가진다고 보면

$$M_n = P_n e = 3115 (0.4) = 1246 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

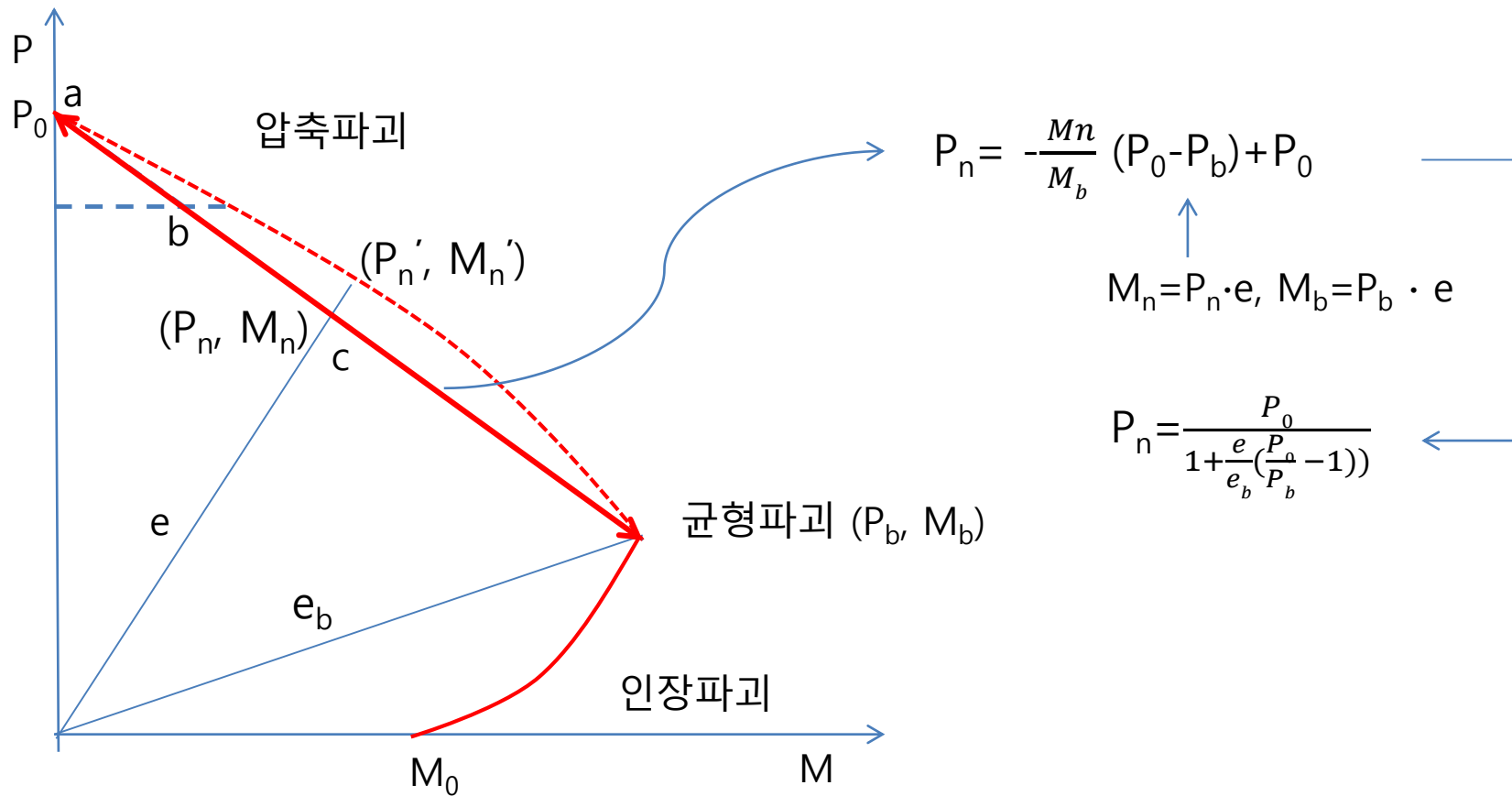
설계 강도와 소요강도를 비교하여 안전을 검토한다

$$\phi P_n = 0.7 (3115) = 2180 \text{ kN} > P_u = 1000 \text{ kN (OK)}$$

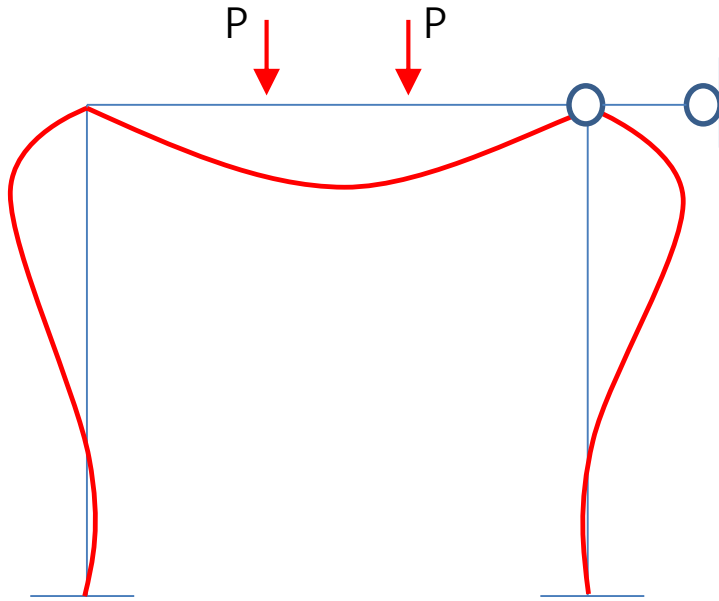
$$\phi M_n = 0.7 (1246) = 872.2 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 400 \text{ kN}\cdot\text{m (OK)}$$

5. 기둥 (힘과 압축을 받는 직사각형 단주)

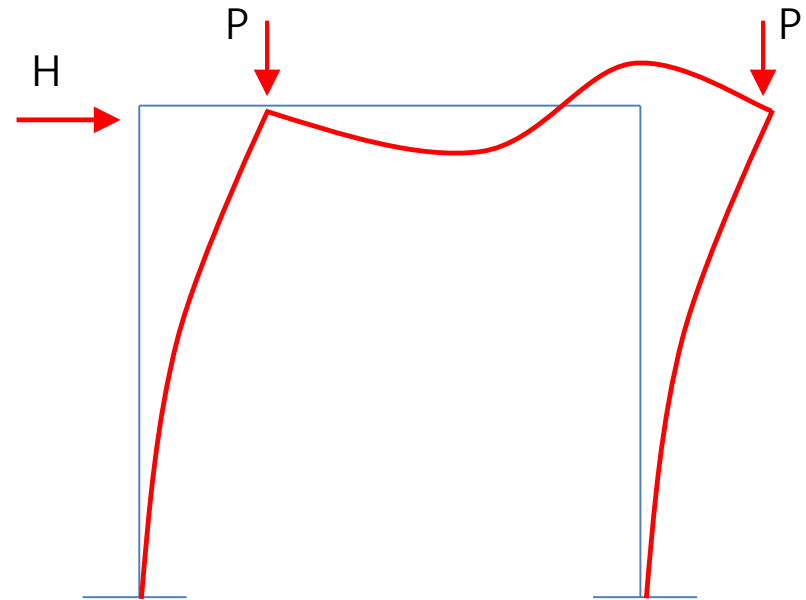
✓ 단면이 압축으로 지배되는 경우 ($e < e_b$)



5. 기둥 (장주)



횡방향에 브레이싱이 있는 라멘



횡방향에 브레이싱이 없는 라멘

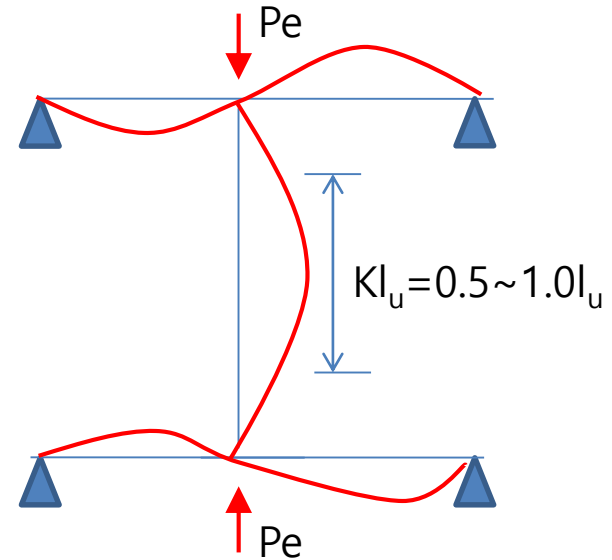
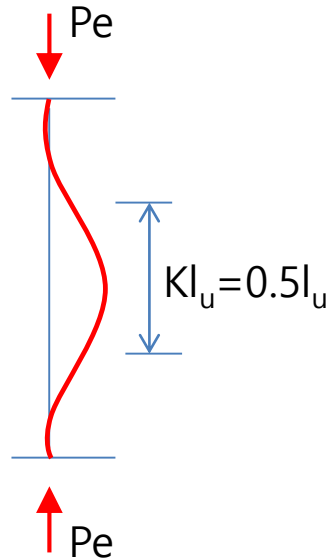
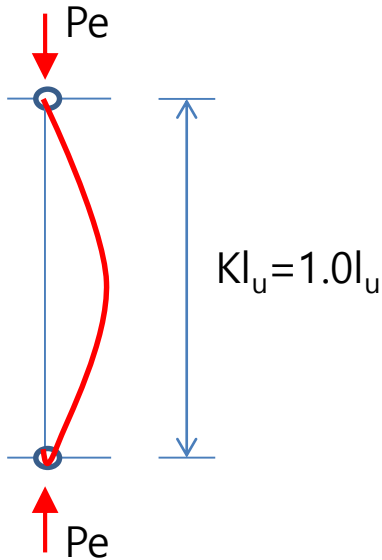
횡방향에 대한 구속의 유무

$$P_C = \frac{\pi^2 E I}{(k l)^2}, \quad f_C = \frac{P_C}{A} = \frac{\pi^2 E}{(k l / r)^2}$$

kl/r = 유효 세장비, l = 기둥의 길이, k = 유효길이계수, kl = 기둥의 유효길이

5. 기둥 (장주)

✓ 기둥의 유효길이 (횡구속 골조인 경우)

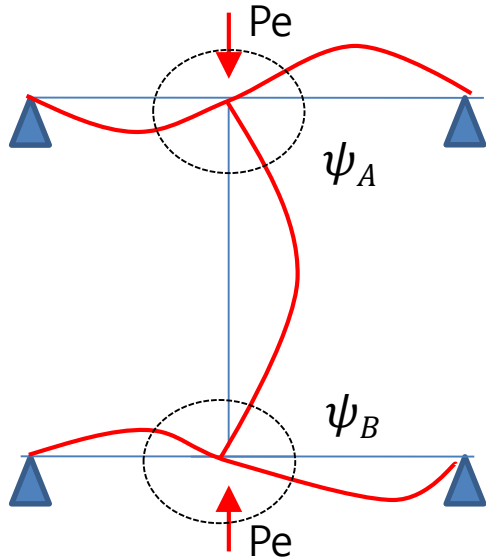


$$\psi = \text{압축부재의 단부의 강성도비}$$

$$= \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{col}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{beam}}$$

5. 기둥 (장주)

✓ 기둥의 유효길이 (횡구속 골조인 경우)



횡구속 골조 압축부재의 유효길이 계수

$$k=0.7+0.05(\psi_A + \psi_B) \leq 1.0$$

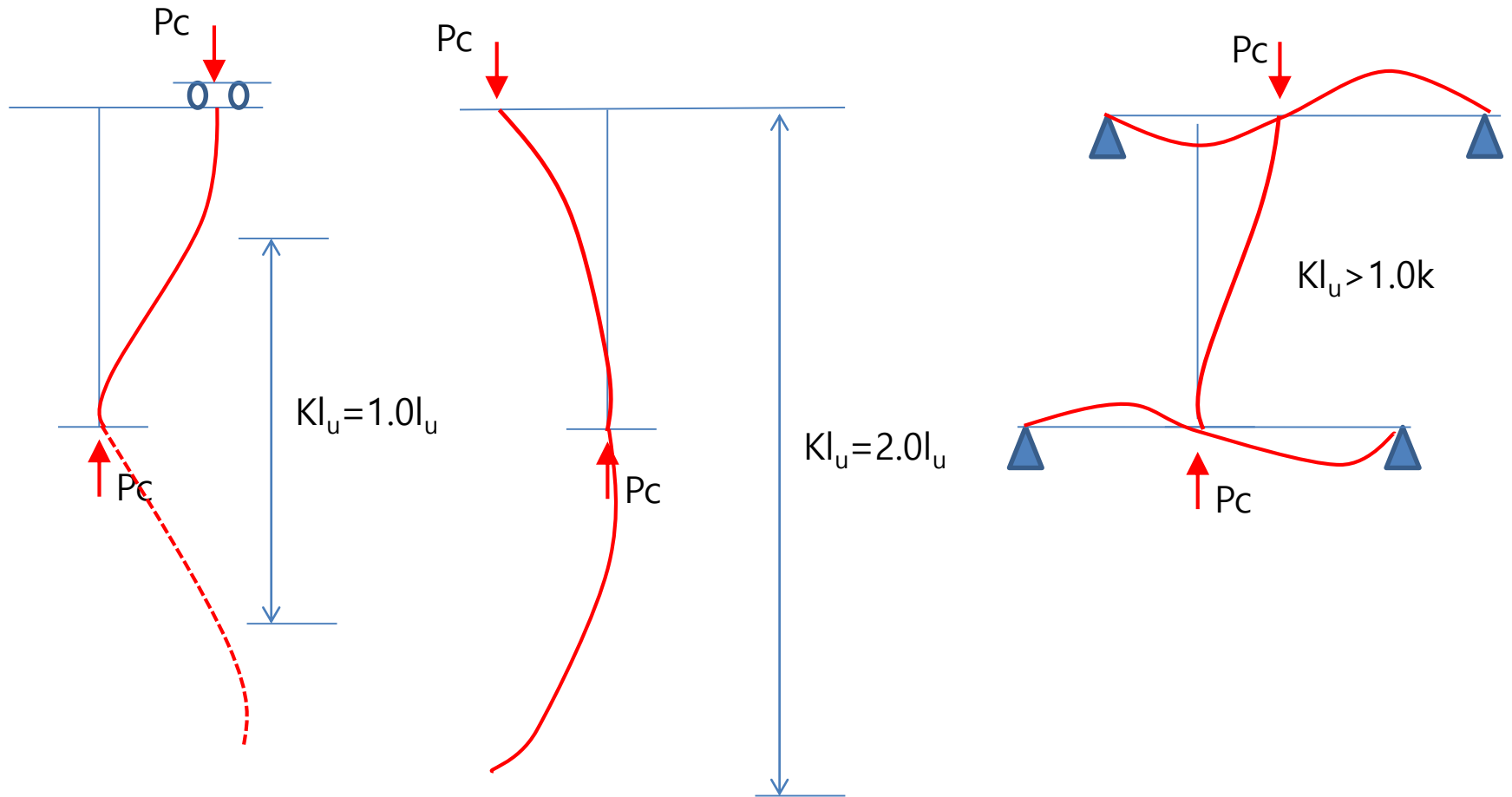
$$k=0.85 + 0.05 \psi_{\min} \leq 1.0$$

ψ = 압축부재의 단부의 강성도비

$$= \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{col}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{beam}}$$

5. 기둥 (장주)

✓ 기둥의 유효길이 (비행구속 골조인 경우)



5. 기둥 (장주)

✓ 기둥의 유효길이 (비횡구속 골조인 경우)

비횡구속 골조 압축부재의 유효길이 계수

양단이 구속된 압축 부재

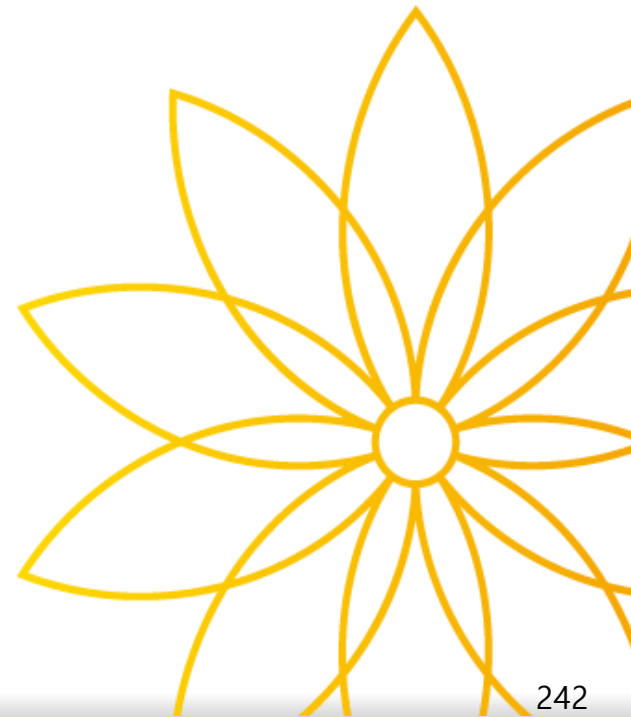
$$\psi_m < 2 \text{ 일경우} : k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$$

$$\psi_m \geq 2 \text{ 일경우} : k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m}$$

양단 구속 및 일단 힌지인 압축부재

$$k = 2.0 + 0.3 \psi$$

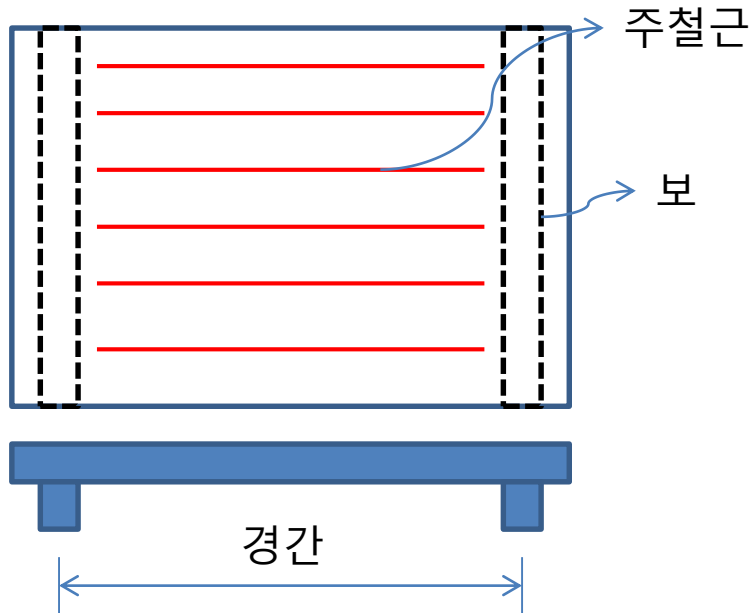
6. 슬래브



6. 슬래브 (서론)

✓ 슬래브의 종류

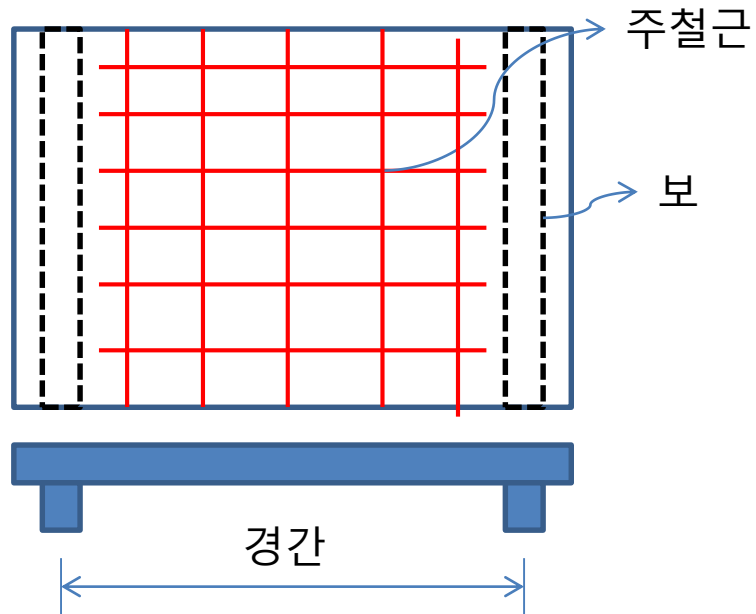
1방향 슬래브 (one-way slab) : 한 방향으로만 주철근 배근, $\frac{L(\text{장변})}{s(\text{단변})} \geq 2.0$



6. 슬래브 (서론)

✓ 슬래브의 종류

2방향 슬래브 (two-way slab) : 2 방향으로 주철근 배근, $1 < \frac{L(\text{장변})}{s(\text{단변})} < 2.0$



6. 슬래브 (서론)

✓ 연속보 또는 1방향 슬래브의 근사적인 구조해석법

연속보 또는 1방향 슬래브에 대한 근사 해석법 적용 조건

2경간 이상인 경우

인접 2경간의 차이가 짧은 경간의 20% 이상 차이가 나지 않을 경우

등분포 하중이 작용할 경우

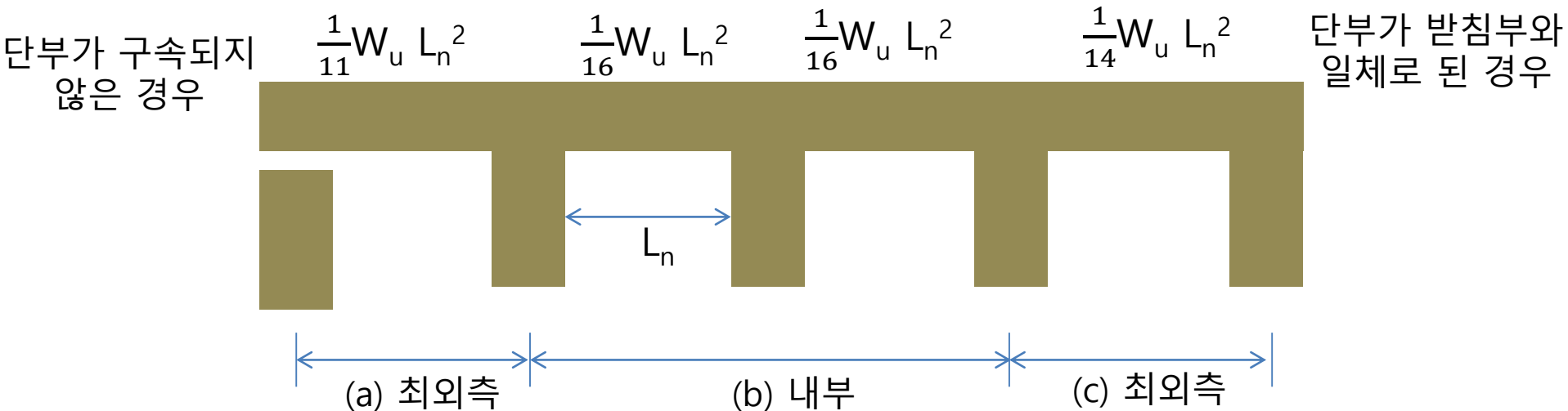
활하중이 고정 하중의 3배를 초과하지 않는 경우

부재의 단면 크기가 일정한 경우

6. 슬래브 (서론)

✓ 연속보 또는 1방향 슬래브의 근사적인 구조해석법

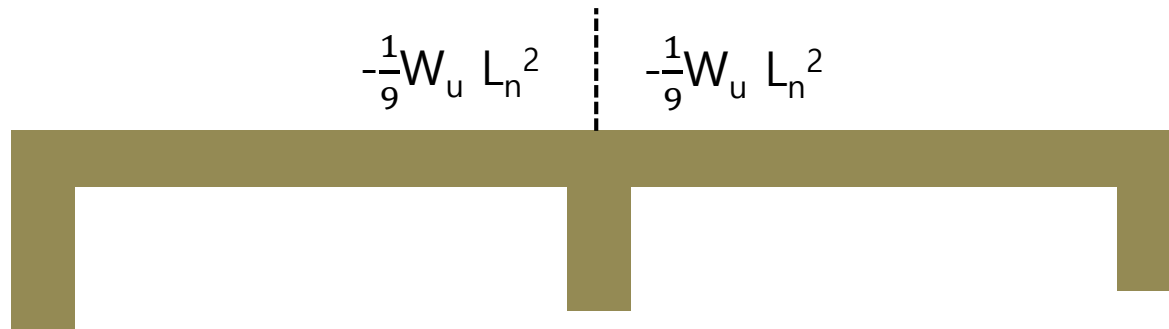
연속보 또는 1방향 슬래브에 대한 근사 해석법 적용 (정모멘트)



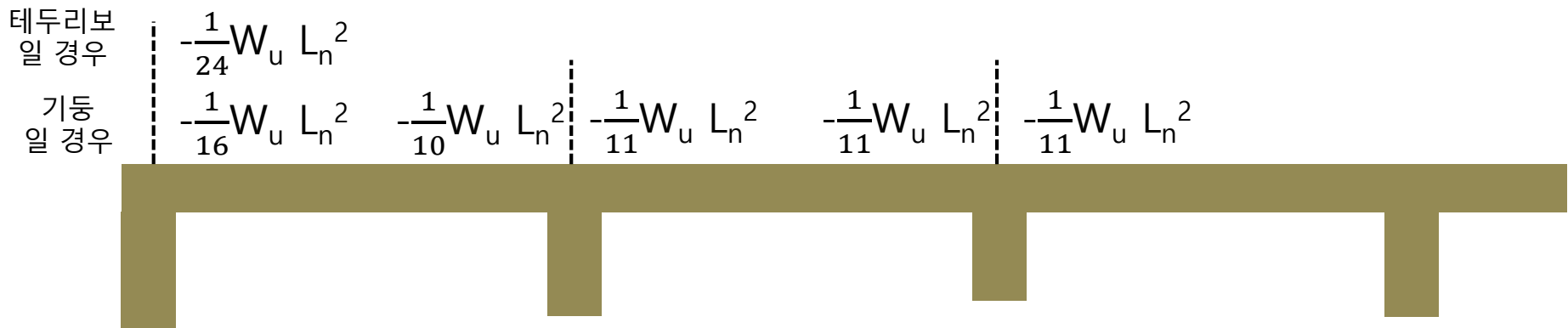
6. 슬래브 (서론)

✓ 연속보 또는 1방향 슬래브의 근사적인 구조해석법

연속보 또는 1방향 슬래브에 대한 근사 해석법 적용 (부모멘트)



2경간일 경우 내부 받침부에서의 부모멘트



3경간 이상일 경우의 내부 받침부와 최외단 받침부의 부 모멘트

6. 슬래브 (서론)

- ✓ 연속보 또는 1방향 슬래브의 근사적인 구조해석법

연속보 또는 1방향 슬래브에 대한 근사 해석법 적용 (전단력)

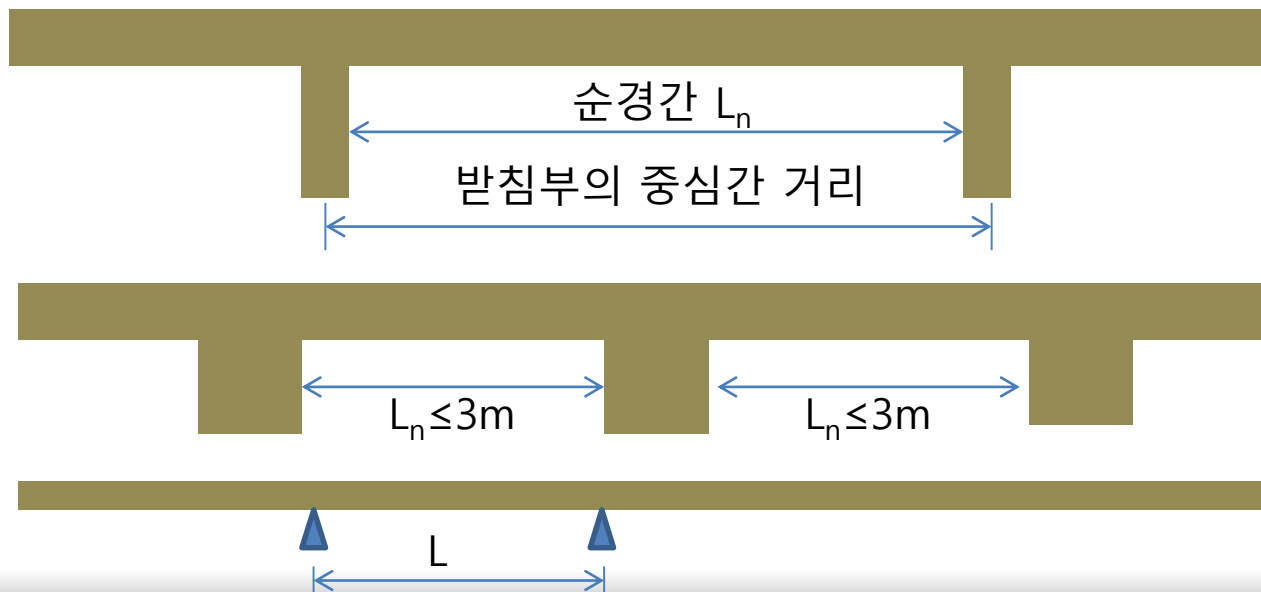
첫번째 내부 받침부에서 외측면의 전단력 : $\frac{1.15}{2} W_u L_n$

기타 받침부면에서의 전단력 : $\frac{1}{2} W_u L_n$

6. 슬래브 (서론)

✓ 부재의 경간

- 받침부와 일체가 아닌 부재는 순경간에 보나 슬래브의 두께를 더한 값을 경간으로 하여야 한다. 그러나 그 값이 중심간 거리를 넘을 필요는 없다
- 골조 또는 연속 구조물의 해석에서 휨모멘트를 계산할 때 사용하는 경간은 받침부의 중심간 거리로 해야 한다. 받침부와 일체로 된 보의 경우 받침부 전면의 모멘트로 설계할 수 있다.
- 받침부와 일체로 된 3m 이하의 순경간을 갖는 슬래브는 그 지지보의 폭이 없는 것으로 보고, 순경간을 경간으로 하는 연속보로 해석 할 수 있다



6. 슬래브 (1방향 슬래브)

✓ 1방향 슬래브의 설계 일반

- 마주보는 두 변에만 지지되는 1방향 슬래브는 힘 부재로 보고 설계한다
- 4변이 지지되는 2방향 슬래브 중에서 $\frac{L}{S} \geq 2$ 일 경우는 1방향 슬래브로 해석하며, 단변 방향의 경간을 사용하여 힘 부재로 설계한다.

(하중이 단변 방향으로 전달 -> 주철근은 단변 방향으로 배치, 장변 방향에는 배력철근 배치)

6. 슬래브 (1방향 슬래브)

- ✓ 철근콘크리트 보와 일체로 된 연속 슬래브
 - 활하중에 의해 계산된 경간 중앙의 부모멘트는 산정된 값의 $\frac{1}{2}$ 만을 취할 수 있다.
 - 경간 중앙의 정(+)모멘트는 양단 고정으로 보고 계산한 값 이상으로 취해야 한다.
 - 순경간이 3.0m를 초과할 때 순경간 내면의 휨 모멘트를 사용할 수 있다. 그러나 이 값들이 순경간 L_n 을 경간으로 보고 계산한 고정단 휨모멘트 이상이어야 한다.

6. 슬래브 (1방향 슬래브)

✓ 1방향 슬래브의 구조 상세

- 두께는 100mm 이상 (처짐등 사용하중 하에서 사용성 만족 시킬 두께 필요)
- 슬래브의 정철근 및 부철근의 중심간격은 최대 휨 모멘트가 일어나는 단면에서 슬래브 두께 2배 이하, 300mm 이하라야 한다. 기타의 단면에서는 슬래브 두께의 3배 이하이고, 400mm 이하라야 한다
- 정철근 및 부철근에 직각 방향으로 수축 및 온도 철근을 배치해야 한다
- 수축 및 온도 철근으로 배근되는 이형철근의 철근비는 다음 값 이상이어야 한다.

$$\text{수축 및 온도 철근의 철근비} = \frac{\text{수축 및 온도 철근의 단면적}}{\text{콘크리트 전체 단면적}}$$

설계기준항복강도가 400Mpa 이하인 이형철근을 사용한 슬래브 : 0.002

0.0035의 항복변형률에서 측정한 철근의 설계기준항복강도가 400Mpa를 초과한 슬래브 : $0.0020 \times (400/f_y)$

- 수축 및 온도 철근의 간격은 슬래브 두께의 5배 이하, 또한 400mm 이하로 하여야 하며 수축 및 온도 철근은 f_y 를 발휘할 수 있도록 정착해야 한다

6. 슬래브 (2방향 슬래브)

✓ 2방향 슬래브의 하중 부담

- 판 이론(plate theory)으로 설계 가능
- 일반적으로 근사 해석법 (직접설계법, 등가골조법)
- 2방향 슬래브에 하중 작용시 처짐은

$$\delta_e = \frac{5ws S^4}{384EI} = \frac{5wL L^4}{384EI}$$

$$W = W_L + W_S$$

$$\text{긴변이 부담하는 하중} = w_L = \frac{S^4}{L^4 + S^4} W$$

$$\text{짧은변이 부담하는 하중} = w_S = \frac{L^4}{L^4 + S^4} W$$

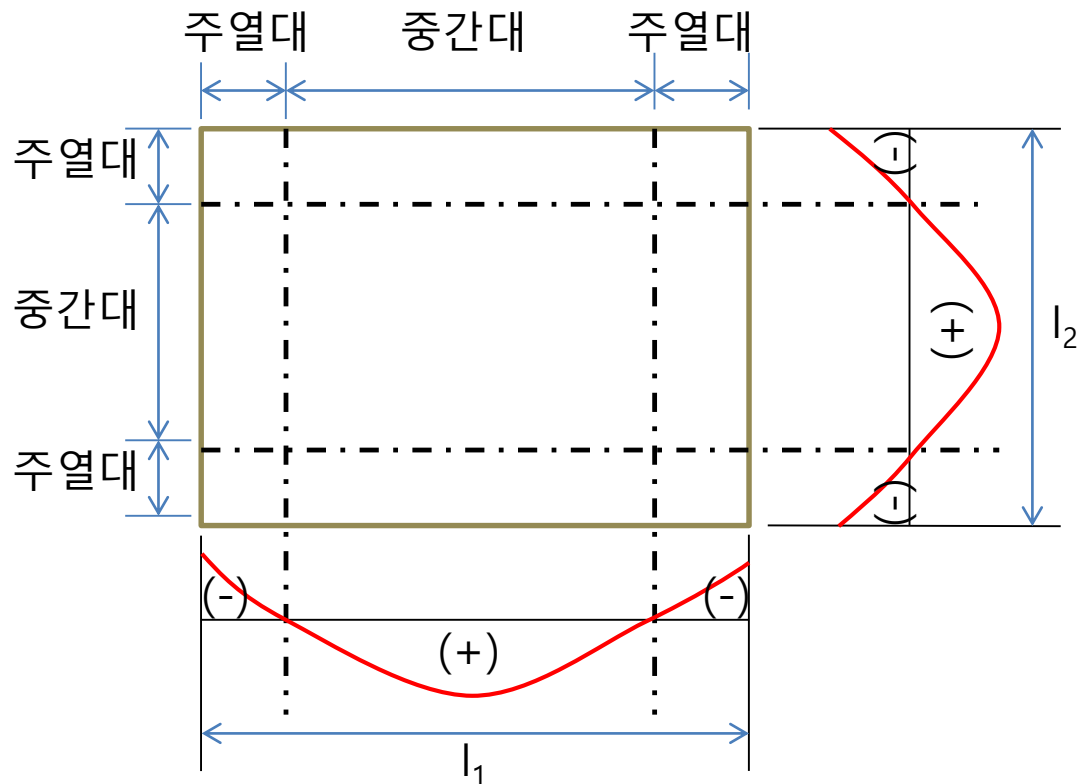
$$\text{긴변이 부담하는 집중하중} = P_L = \frac{S^3}{L^3 + S^3} P$$

$$\text{짧은변이 부담하는 집중하중} = P_S = \frac{L^3}{L^3 + S^3} P$$

6. 슬래브 (2방향 슬래브)

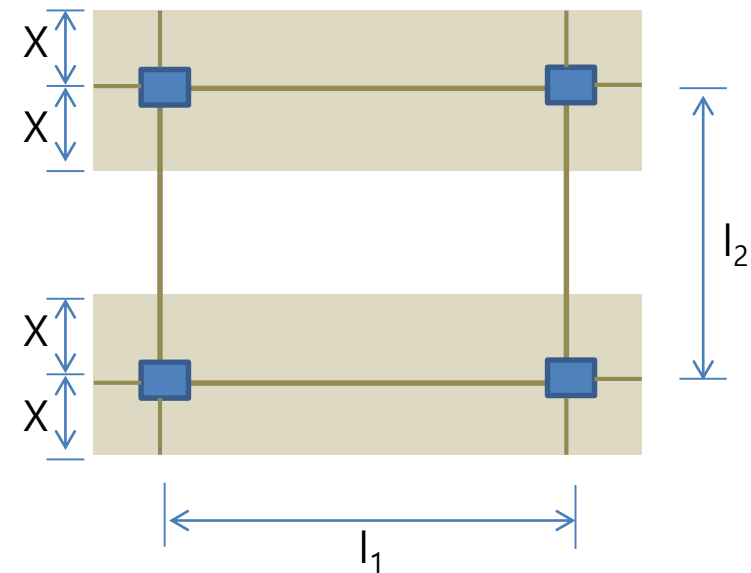
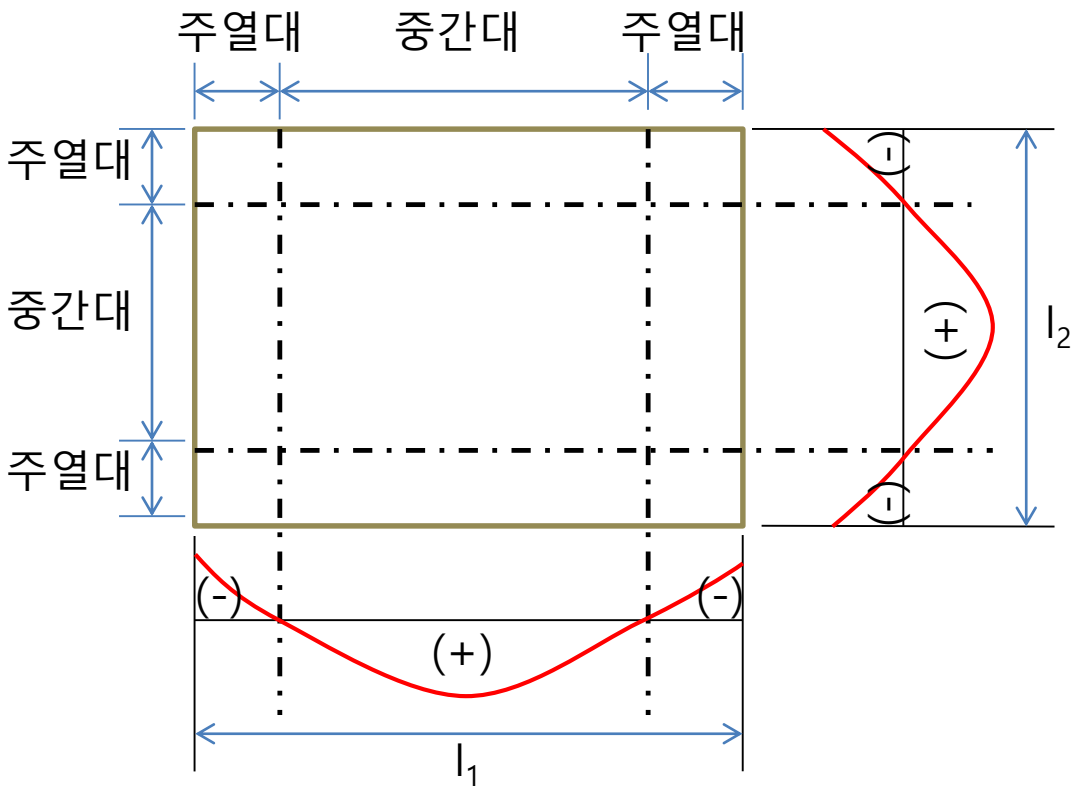
✓ 주열대와 중간대

- 2방향 슬래브는 해석이 복잡하여 근사해법 사용
- 주열대와 중간대로 나누어 근사적으로 각각 균일한 크기의 모멘트가 각 대에 작용하는 것으로 보고 설계한다



6. 슬래브 (2방향 슬래브)

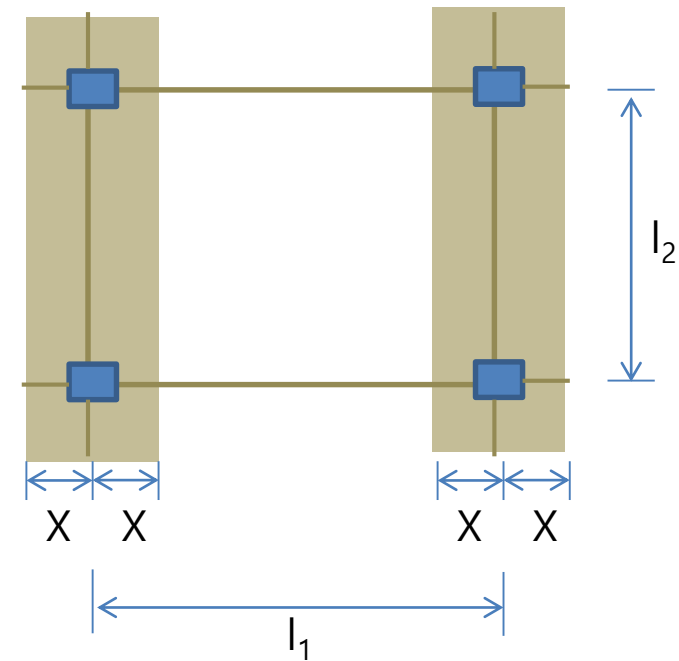
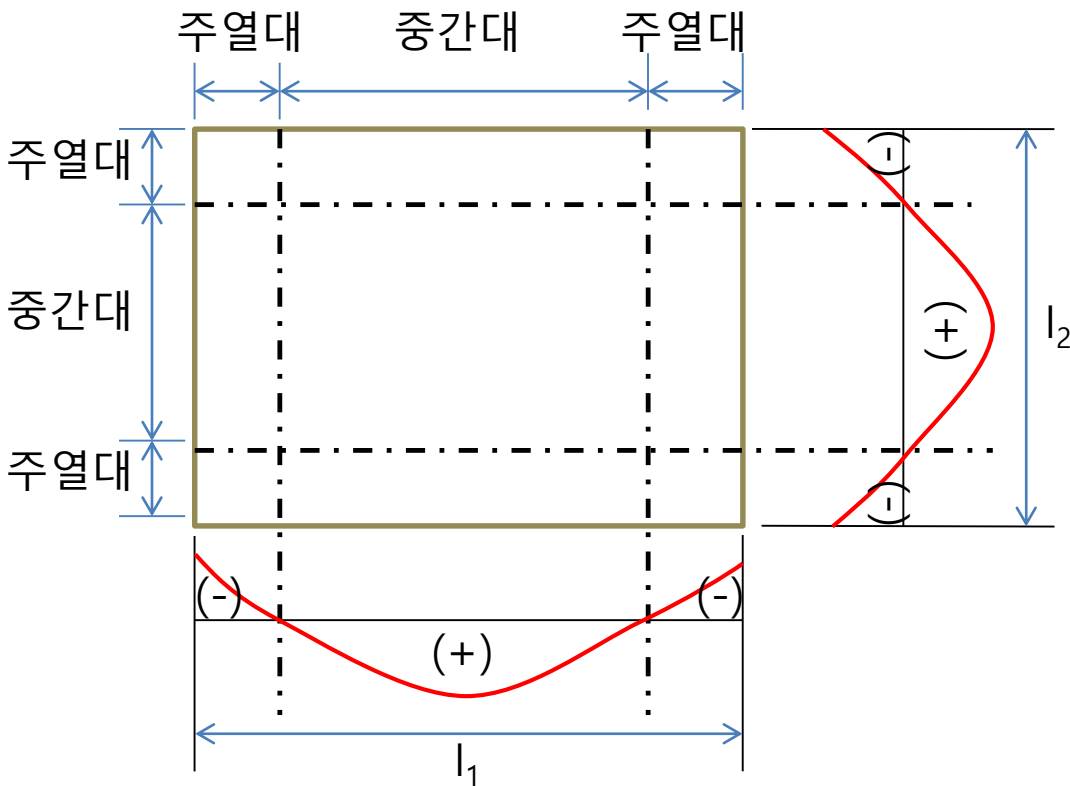
✓ 주열대와 중간대



X 는 $0.25l_1$ 과 $0.25l_2$ 중에서 작은 값

6. 슬래브 (2방향 슬래브)

✓ 주열대와 중간대



X 는 $0.25l_1$ 과 $0.25l_2$ 중에서 작은 값

6. 슬래브 (2방향 슬래브)

✓ 2방향 구조의 최소두께

- 과도한 처짐을 방지하기 위해서 최소두께를 정하고 있음
- 단변경간에 대한 장변경간의 비가 2를 초과하지 않는 슬래브 또는 기타 2방향 구조
 - 테두리보를 제외하고 슬래브 주변에 보가 없거나 보의 강성비 α_m 이 0.2이하일 경우, 슬래브의 최소두께는 아래표의 최소두께를 만족하고 다음 값 이상이어야 한다

지판이 없는 슬래브의 경우 : 120mm

지판이 있는 슬래브의 경우 : 100mm

설계기준 항복강도 f_y (Mpa)	지판이 없는 경우			지판이 있는 경우		
	외부 슬래브		내부 슬래브	외부 슬래브		내부 슬래브
	테두리보가 없는 경우	테두리보가 있는 경우		테두리보가 없는 경우	테두리보가 있는 경우	
300	$l_n/32$	$l_n/35$	$l_n/35$	$l_n/35$	$l_n/39$	$l_n/39$
350	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$	$l_n/34$	$l_n/37.5$	$l_n/37.5$
400	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$

α : 보 양쪽의 슬래브판의 중앙선에 의해 구획되는 슬래브의 휨강성에 대한 보의 휨강성의 비
 α_m : 한 슬래브 주변의 모든 보의 α 값의 평균값

6. 슬래브 (2방향 슬래브)

✓ 2방향 구조의 최소두께

- 과도한 처짐을 방지하기 위해서 최소두께를 정하고 있음
- 단변경간에 대한 장변경간의 비가 2를 초과하지 않는 슬래브 또는 기타 2방향 구조
 - 보의 강성비 α_m 이 0.2를 초과하는 보가 슬래브 주변에 있는 슬래브의 최소 두께는 다음과 같다

0.2 < α_m < 2.0인 경우 다음 값과 120mm 이상이어야 한다

$$h = \frac{l_n(800 + \frac{fy}{1.4})}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.2)} \quad , \quad \beta = 2\text{방향 슬래브에서 단변 방향에 대한 장변방향의 순경간비}$$

$\alpha_m \geq 2.0$ 인 경우 다음 값과 90mm 이상이어야 한다

$$h = \frac{l_n(800 + \frac{fy}{1.4})}{36000 + 9000\beta}$$

6. 슬래브 (2방향 슬래브)

✓ 2방향 슬래브의 전단설계

- 2방향으로 작용하는 슬래브는 다음 식을 만족하도록 설계하여야 함

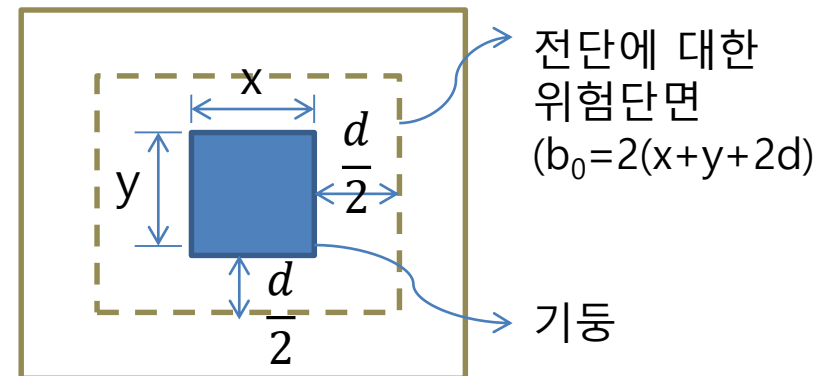
$$V_u \leq V_d = \Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$$

콘크리트 전단강도는 아래 세 식중 가장 작은 값

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c k} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2 b_o} \right) \sqrt{f_c k} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c k} b_o d$$

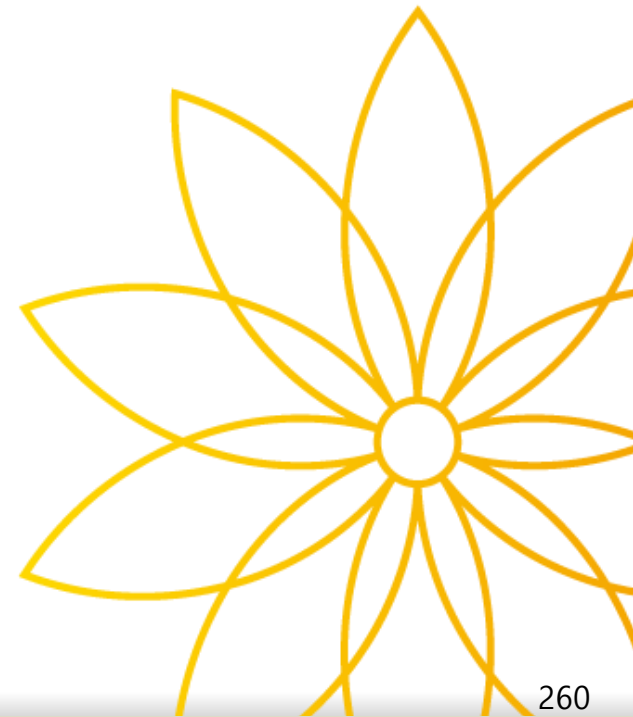


β_c = 집중하중이나 반력을 받는 면적의 짧은 변에 대한 긴변의 비 = $\frac{\text{기둥의 긴변}}{\text{기둥의 짧은변}}$

b_0 = 위험단면의 둘레길이

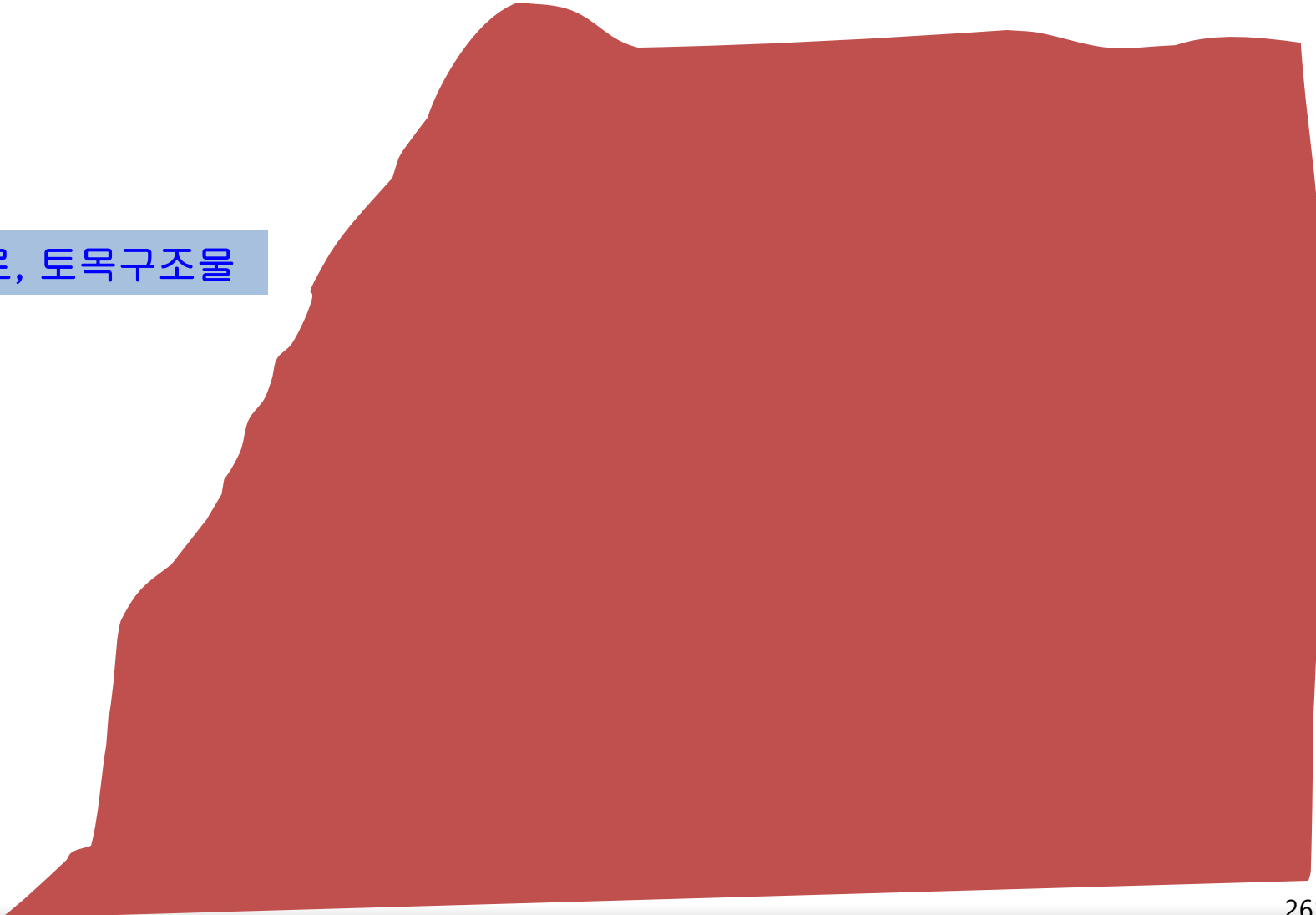
α_s = 내부기둥(40), 외부기둥(30), 모서리 기둥(20)

7. 옹벽설계

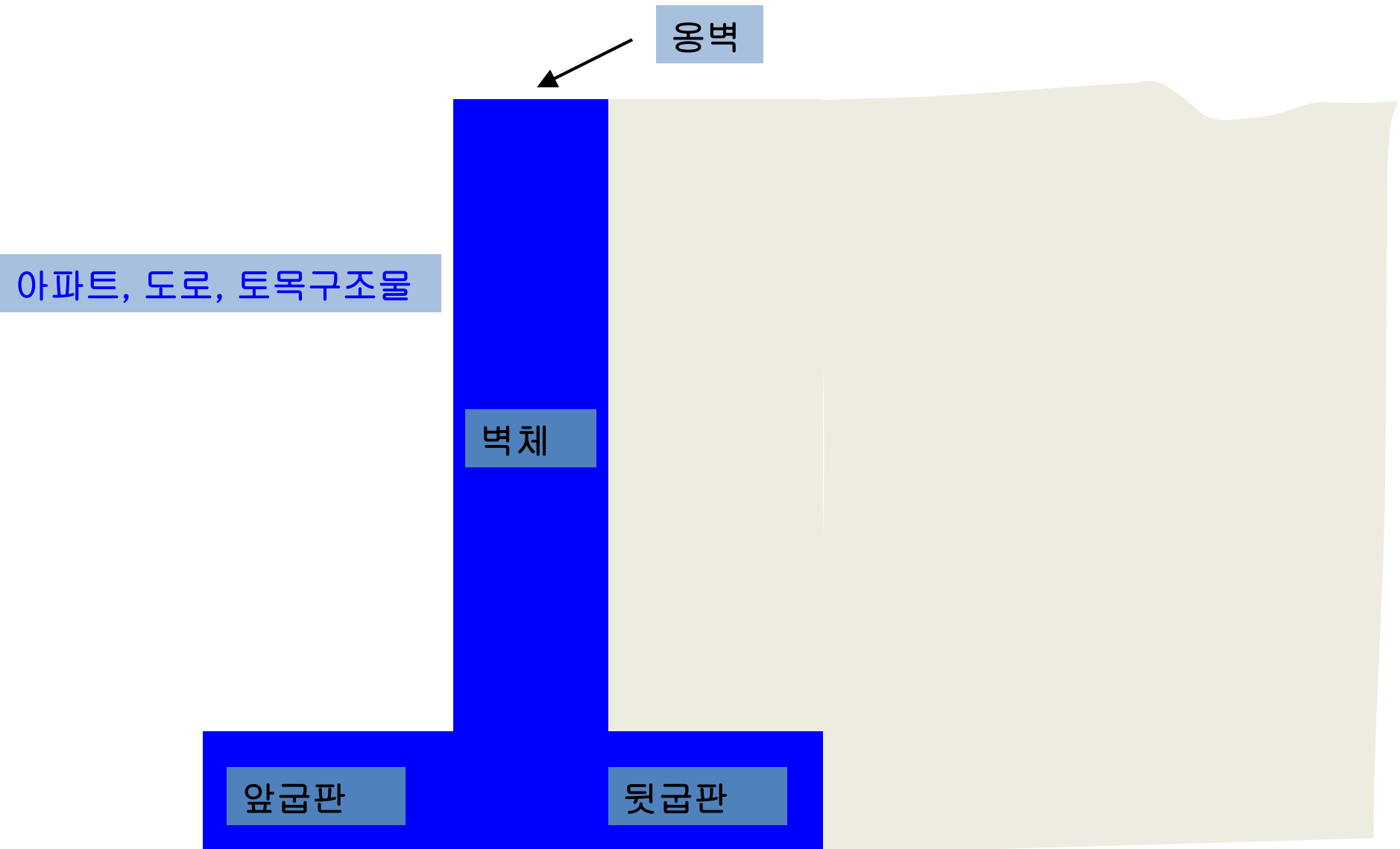


7. 옹벽설계

아파트, 도로, 토목구조물



7. 옹벽설계



7. 옹벽설계

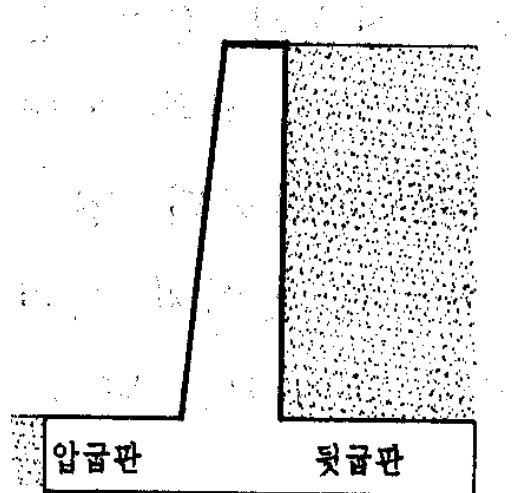
- 흙이나 다른 재료를 안정하게 지지하고 사면 이탈 방지
- 교량 > 교대(Abut)
- 기초벽
- 제방

➤ 옹벽의 종류

- ✓ 중력식 옹벽 : 무근콘크리트, 벽돌
 - 전도에 대한 안전성은 완전히 자중에 의존
 - 높이는 3m를 초과하지 못함.

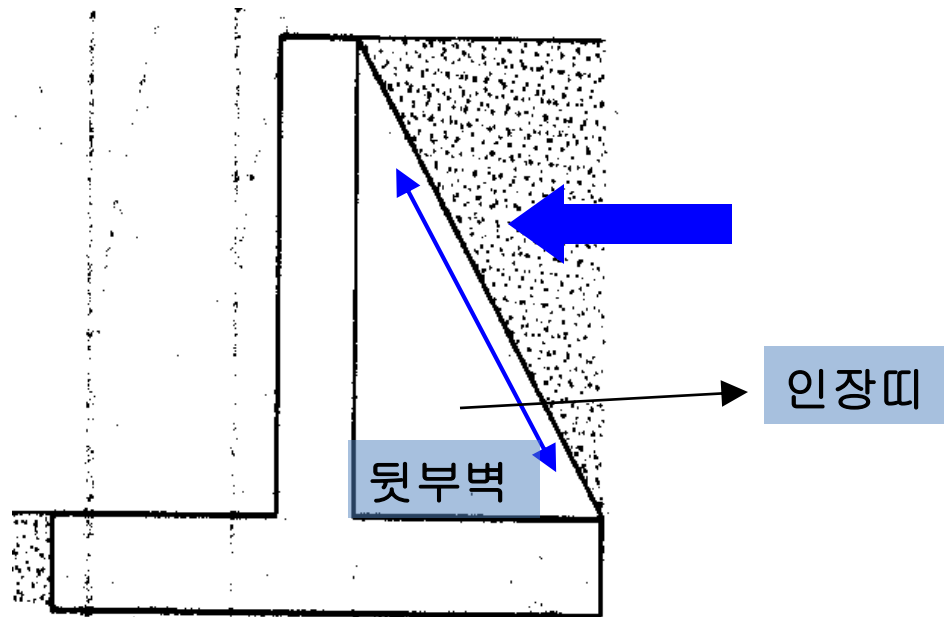
7. 옹벽설계

- 옹벽의 종류
- ✓ 반중력식 옹벽
- ✓ 캔틸레버식 옹벽
 - 높이 3~7.5m
 - 경제성 높고 시공성 뛰어나
 - 가장 일반적인 옹벽



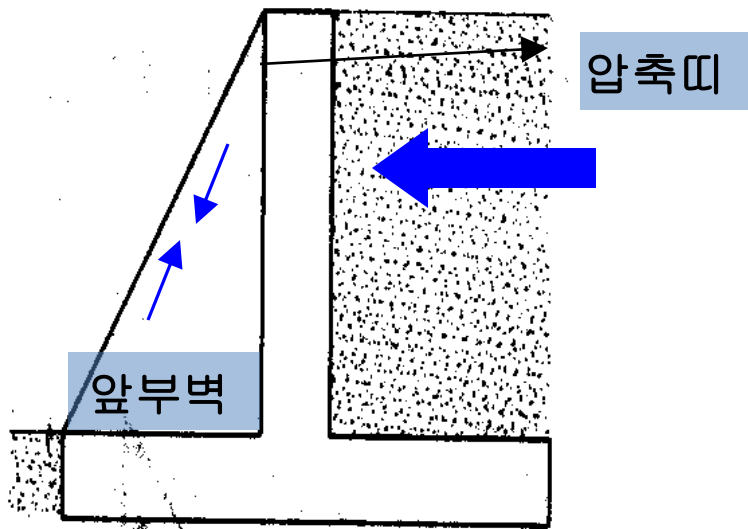
7. 옹벽설계

- 옹벽의 종류
- ✓ 뒷부벽식 옹벽
 - 6m 이상 캔틸레버 옹벽
 - 뒷부벽을 인장띠로 사용



7. 옹벽설계

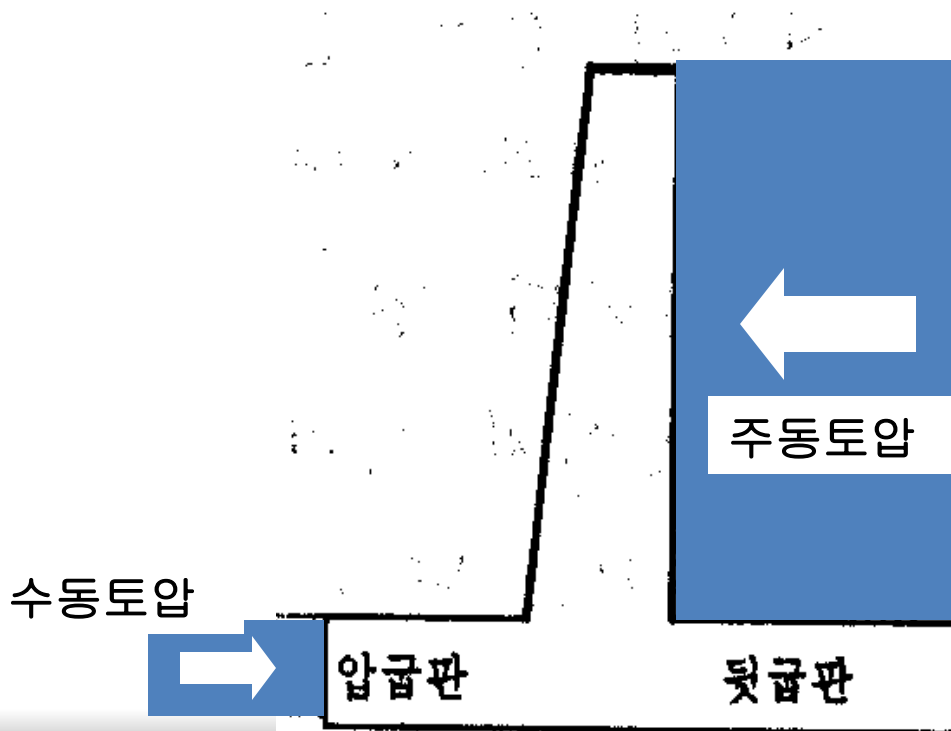
- 옹벽의 종류
- ✓ 앞부벽식 옹벽
 - 6m 이상 캔틸레버 옹벽
 - 앞부벽을 압축띠로 사용



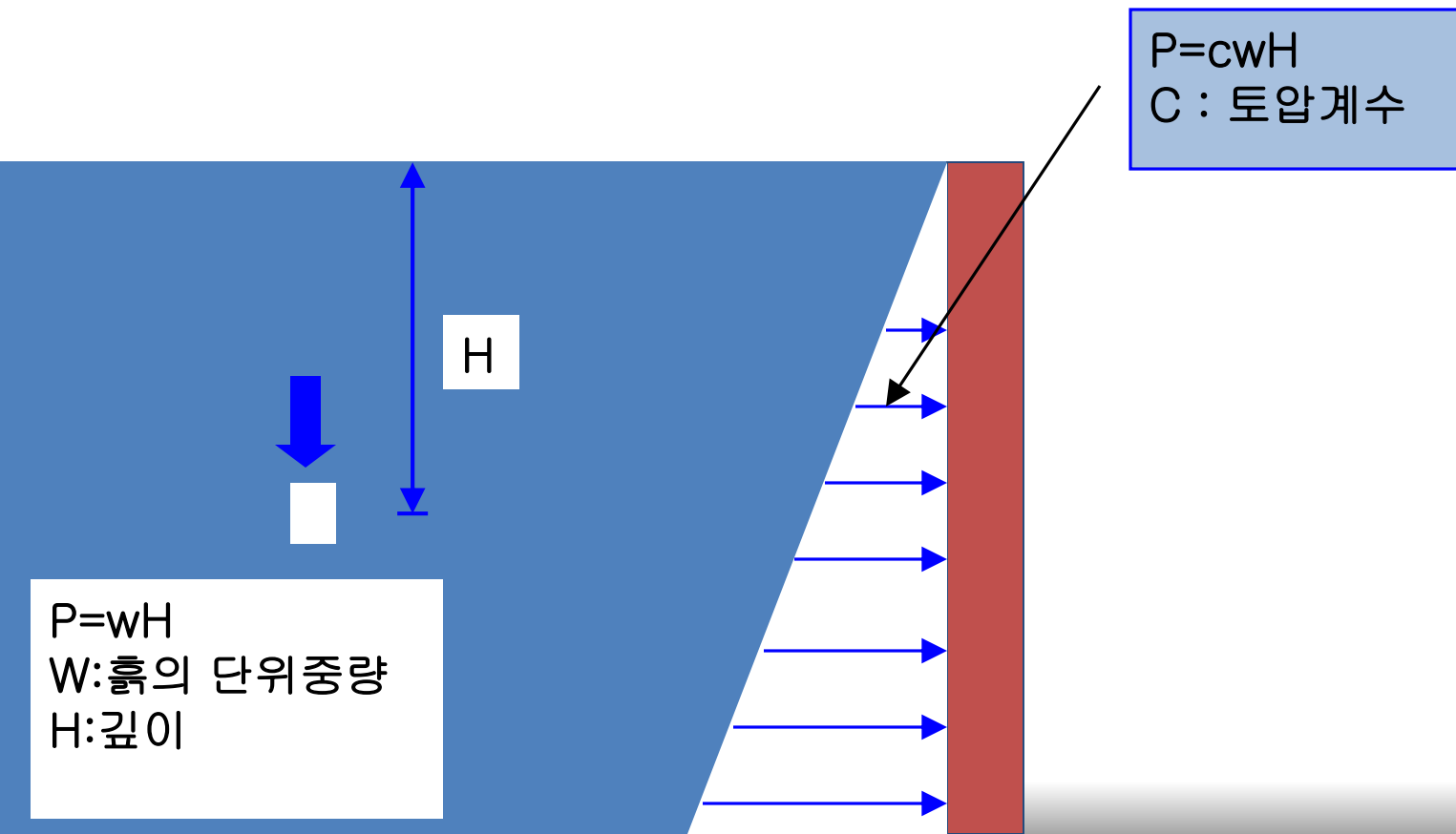
7. 옹벽설계

- 옹벽에 작용하는 하중
 - ✓ 사하중, 토압, 상재하중

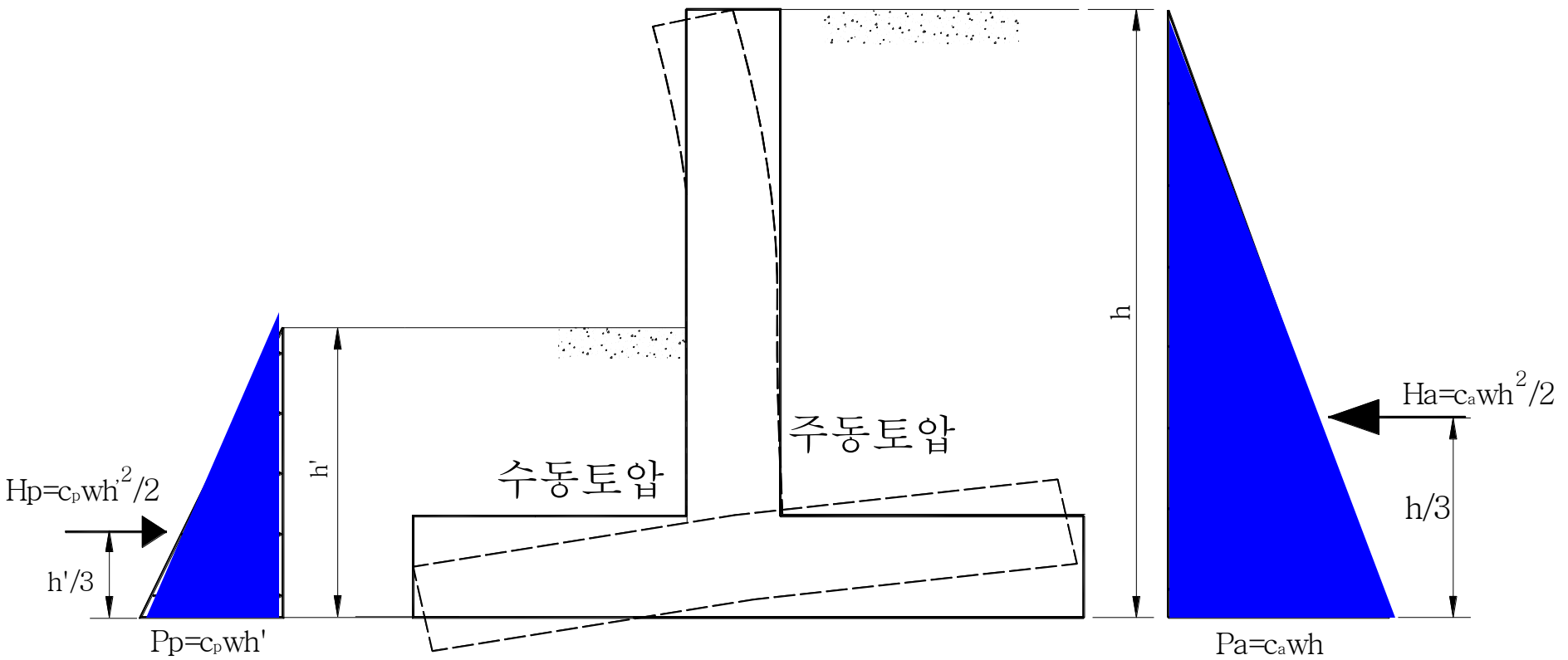
- ✓ 토압,
 - 주동토압 (Active), 수동토압 (Passive)



7. 옹벽설계



7. 옹벽설계



➤ 토압계수

- 주동 및 수동 토압계수가 있음
- 주동 및 수동 토압계수 구하는 이론
(**Rankine** 토압론, **Coulomb** 토압론)

7. 옹벽설계

- 토압계수
 - Rankine 토압론(주동토압)

$$P_a = C_a w h = w h \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

여기서, $C_a : \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$
 ϕ : 흙의 내부 마찰각

$$H_a = \frac{w h^2}{2} \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

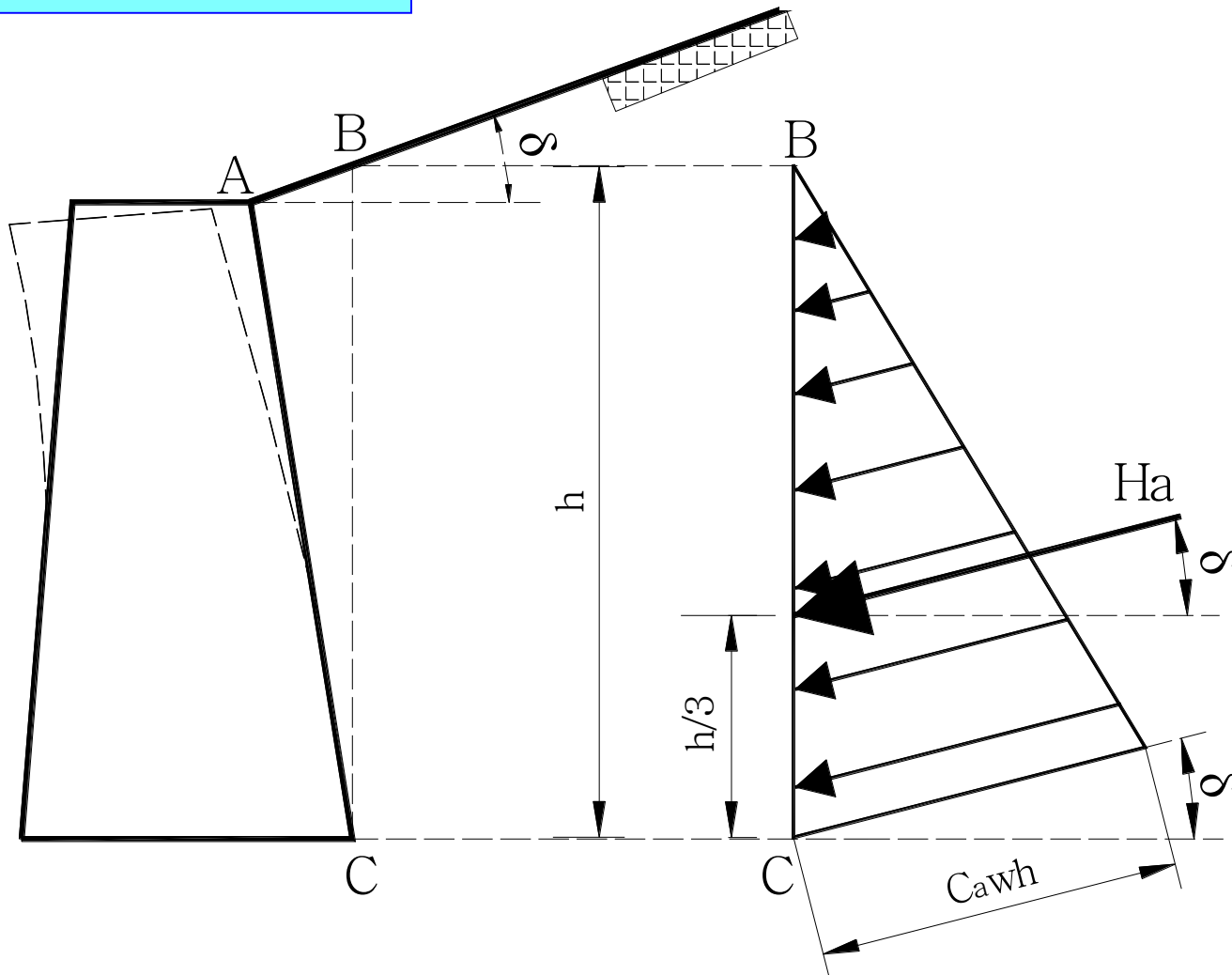
7. 옹벽설계

➤ 토압계수

- Rankine 토압론 (주동토압)

$$C_a = \cos \delta \left(\frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \right)$$

$$P_a = C_a w h, \quad H_a = C_a w \frac{h^2}{2}$$



7. 옹벽설계

➤ 토압계수

- Rankine 토압론 (주동토압)

표 4.1 δ 와 ϕ 에 따른 주동토압계수(C_a) 값

δ	ϕ (내부마찰각)						
	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
0°	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
10°	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
20°	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25°	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275
30°	0	0.866	0.574	0.478	0.411	0.358	0.315

7. 옹벽설계

➤ 토압계수

- Rankine 토압론 (주동토압)

표 4.1 δ 와 ϕ 에 따른 주동토압계수(C_a) 값

δ	ϕ (내부마찰각)						
	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
0°	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
10°	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
20°	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25°	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275
30°	0	0.866	0.574	0.478	0.411	0.358	0.315

7. 옹벽설계

➤ 토압계수

- Rankine 토압론 (수동토압)

$$P_p = C_p wh' = wh' \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad (4.8)$$

여기서, $C_p = \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)$

$$H_p = \frac{wh'^2}{2} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad (4.9)$$

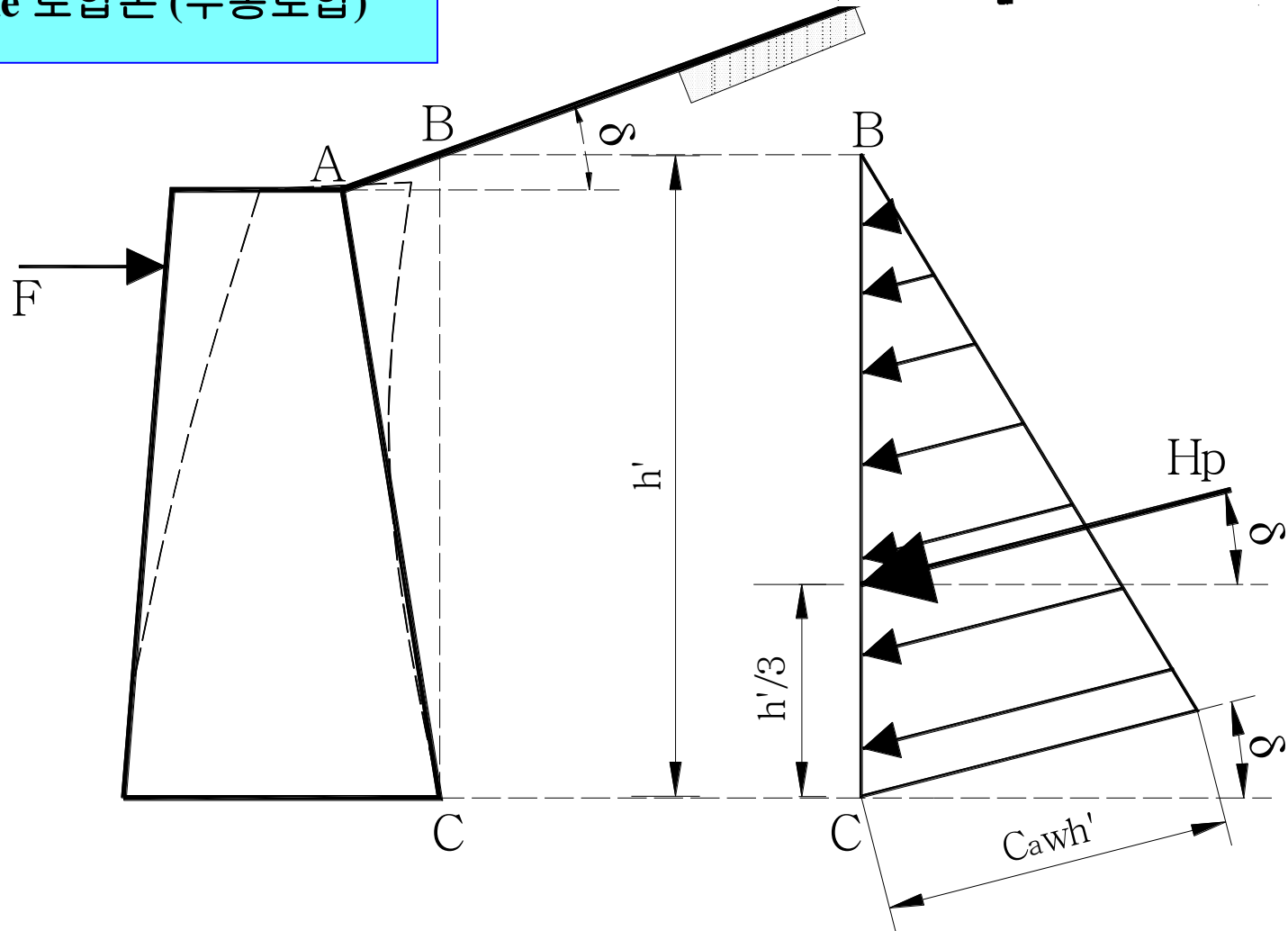
7. 옹벽설계

➤ 토압계수

- Rankine 토압론 (수동토압)

$$C_p = \cos \delta \left(\frac{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta + \cos^2 \phi}}{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta + \cos^2 \phi}} \right) \quad (4.10)$$

$$P_p = C_p w h' \quad , \quad H_p = C_p \frac{w h'^2}{2} \quad (4.11)$$



7. 옹벽설계

- 토압계수
 - Rankine 토압론 (수동토압)

표 4.2 δ 와 ϕ 에 따른 수동토압계수(C_p) 값

δ	ϕ (내부마찰각)						
	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
0°	2.77	3.00	3.25	3.54	3.85	4.20	4.60
10°	2.55	2.78	3.02	3.30	3.60	3.94	4.32
20°	1.92	2.13	2.36	2.61	2.89	3.19	3.53
25°	1.43	1.66	1.90	2.14	2.40	2.68	3.00
30°	0	0.87	1.31	1.57	1.83	2.10	2.38

7. 옹벽설계

➤ 토압계수

- Coulomb 토압론 (주동토압)

• 주동토압

$$P_a = C_a wh \quad (4.12)$$

여기서, $C_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \beta) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \beta) \sin(\phi - \delta)}}{\sqrt{\cos(\theta + \beta) \cos(\theta - \delta)}} \right]^2}$

ϕ : 흙의 내부 마찰각

θ : 수직에 대한 토압면의 각

β : 벽면에 따른 마찰각(흙과 콘크리트 사이의 각)

δ : 수평에 대한 상재하중의 각

따라서 총 주동토압은

$$H_a = C_a \frac{wh^2}{2} = P_a \frac{h}{2} \quad (4.13)$$

7. 옹벽설계

➤ 토압계수

- Coulomb 토압론 (주동토압)

표 4.3 흙의 종류 및 상태에 따른 단위중량(w)과 내부마찰각(ϕ)의 값

뒷채움재의 종류	단위중량 w	
	kgf/m^3	내부마찰각
연약한 점토	1440-1920	$0^\circ - 15^\circ$
중간 점토	1600-1920	$15^\circ - 30^\circ$
건조하고 느슨한 실트	1600-1920	$27^\circ - 30^\circ$
건조하고 조밀한 실트	1760-1920	$30^\circ - 35^\circ$
느슨한 모래와 자갈	1600-2100	$30^\circ - 40^\circ$
조밀한 모래와 자갈	1920-2100	$25^\circ - 35^\circ$
건조하고 느슨한 모래	1840-2100	$33^\circ - 35^\circ$
건조하고 조밀한 모래	1920-2100	$42^\circ - 46^\circ$

7. 옹벽설계

➤ 토압계수

- Coulomb 토압론 (주동토압)

• 수동토압

$$P_p = C_p wh, \quad H_p = \left(\frac{wh'^2}{2} \right) C_p = P_a \frac{h'}{2} \quad (4.14)$$

여기서, $C_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \beta) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \beta) \sin(\phi + \delta)}}{\sqrt{\cos(\theta - \beta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2}$

ϕ : 흙의 내부 마찰각

θ : 수직에 대한 토압면의 각

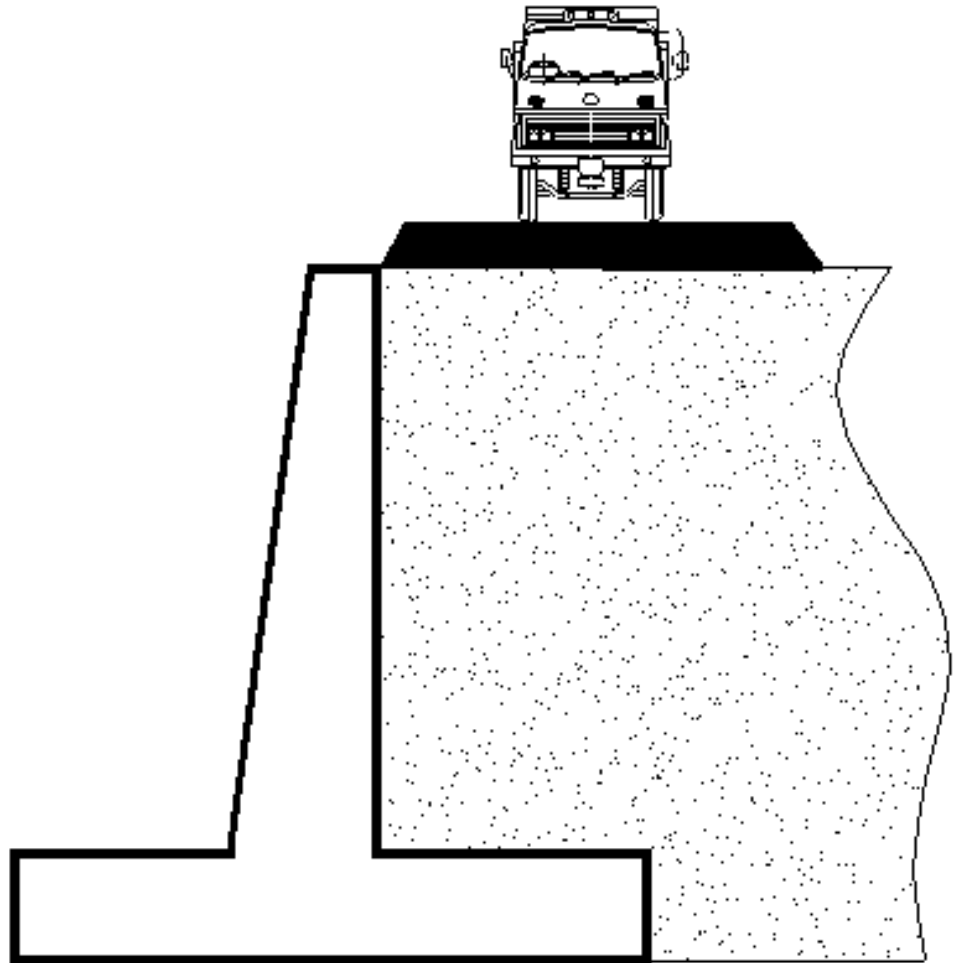
β : 벽면에 따른 마찰각(흙과 콘크리트 사이의 각)

δ : 수평에 대한 상재하중의 각

7. 옹벽설계

➤ 상재하중

DB-24,DB-13.5 : 1tonf/m^2
DB-13.5 : 0.7tonf/m^2



7. 옹벽설계

➤ 상재하중

$$h_s = \frac{\omega_s}{\omega} \quad (4.15)$$

여기서, h_s : 흙의 등가높이(m)

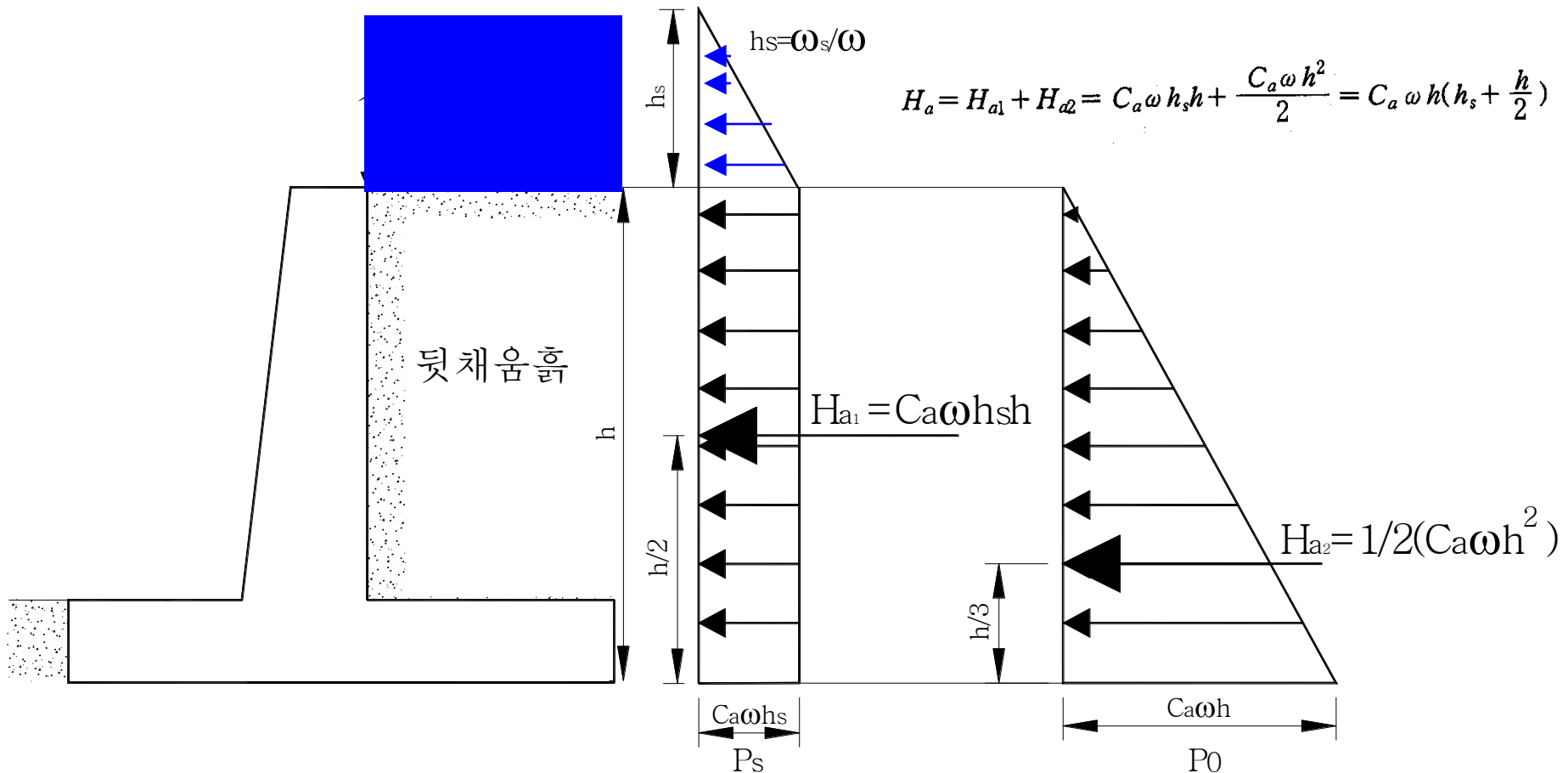
ω_s : 상재하중의 압력(tonf/m^2)

ω : 흙의 단위중량(tonf/m^3)

$$P_s = C_a \omega h_s$$

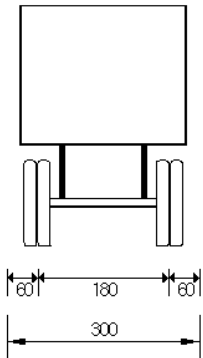
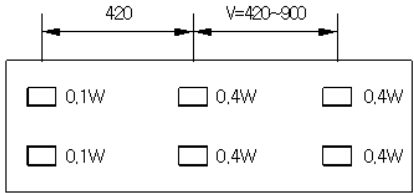
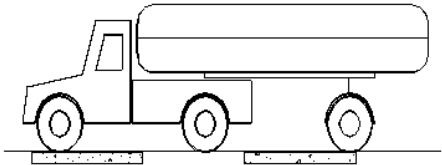
$$H_{a1} = C_a \omega h_s h$$

$$H_a = H_{a1} + H_{a2} = C_a \omega h_s h + \frac{C_a \omega h^2}{2} = C_a \omega h \left(h_s + \frac{h}{2} \right)$$



7. 옹벽설계

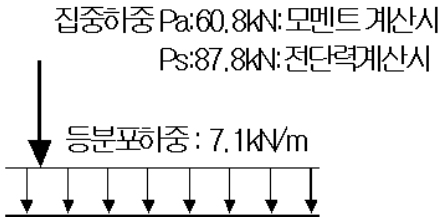
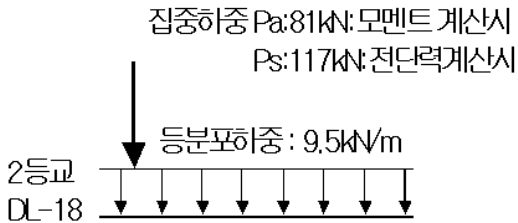
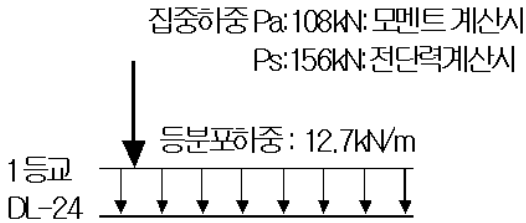
➤ 상재하중



(a) DB-하중

표 4.4 DB-하중의 제원

교량등급	하중 W	총중량 1.8W(kN)	전륜하중 0.1W(kN)	후륜하중 0.4W(kN)
1등급	DB-24	432	24	96
2등급	DB-18	324	18	72
3등급	DB-13.5	243	13.5	54



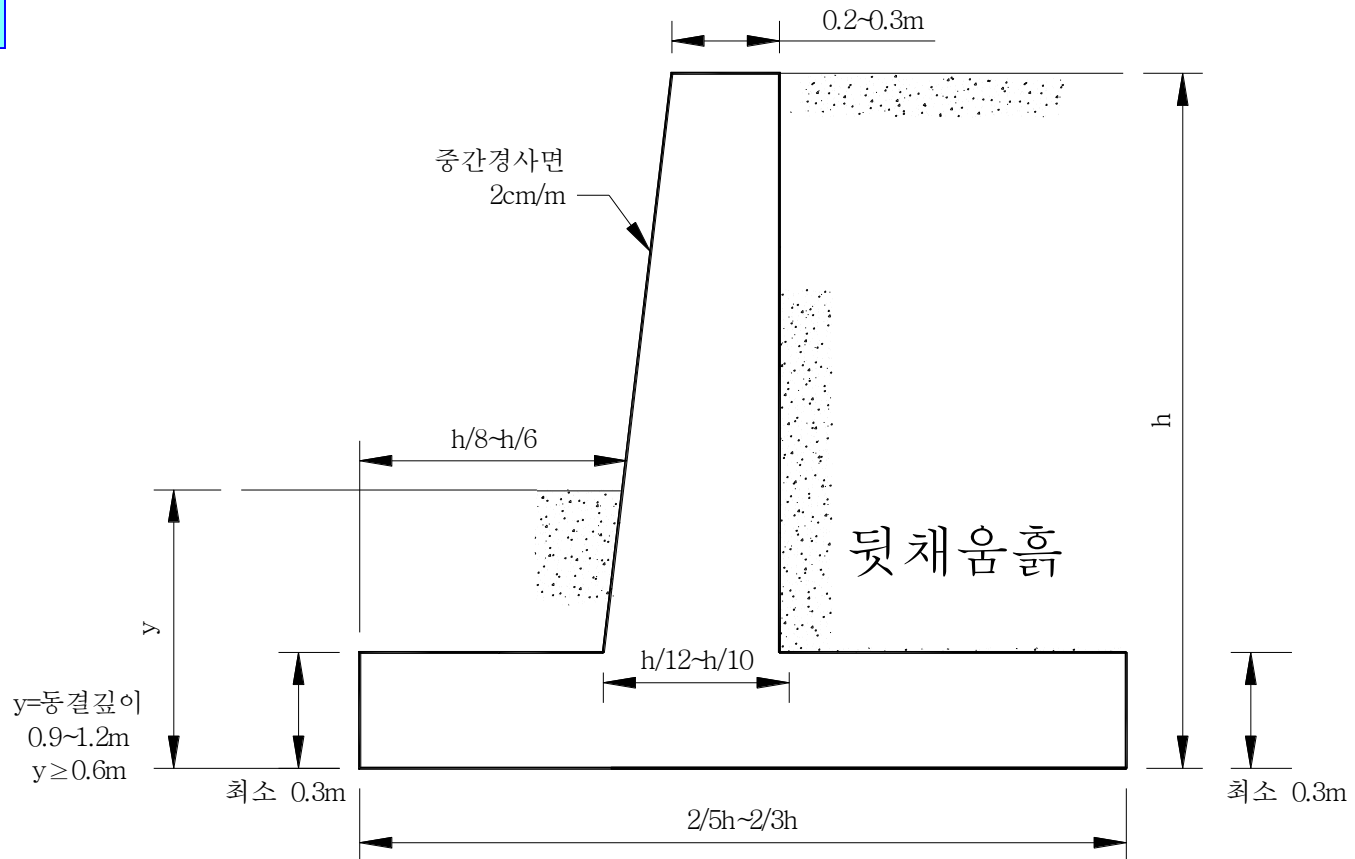
(b) DL-하중

7. 옹벽설계

➤ 설계방법

단면가정 > 옹벽의 안전성 판단(전도, 침하, 활동) > 철근량 산정

✓ 단면가정



7. 옹벽설계

➤ 설계방법

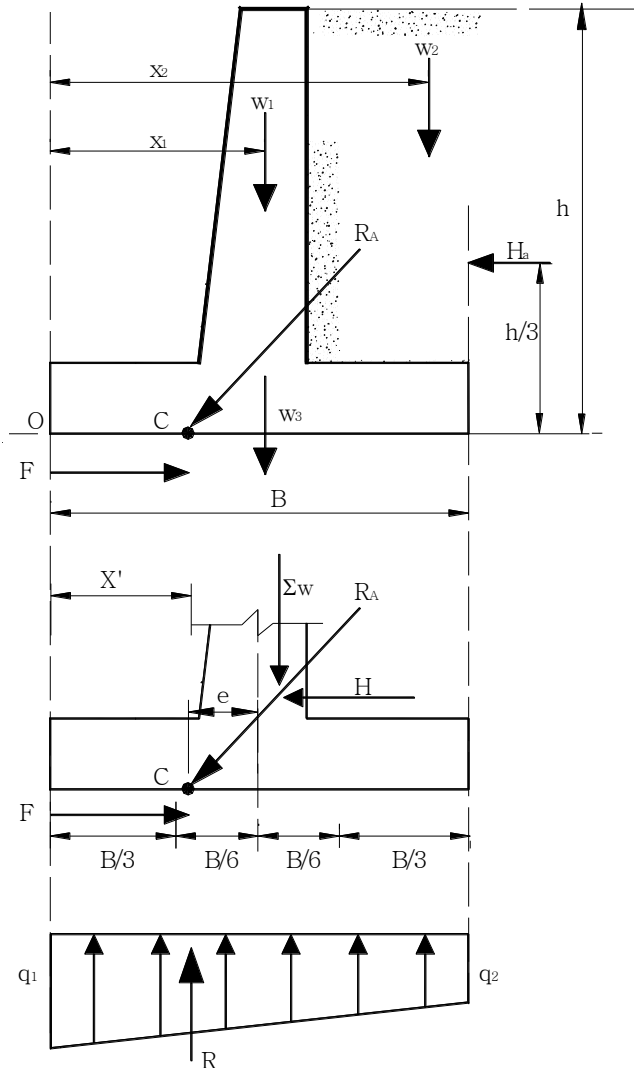
단면가정 > 옹벽의 안전성 판단(전도, 침하, 활동)>철근량 산정

✓ 옹벽의 안전성 판단(전도)

$$\text{전도모멘트} = M_o = H_a \frac{h}{3}$$

$$\text{안전계수} = \frac{M_b}{M_o} = \frac{\sum wx}{Hh/3} \geq 2.0$$

(4.20)



7. 옹벽설계

➤ 설계방법

단면가정 > 옹벽의 안전성 판단(전도, 침하, 활동) > 철근량 산정

✓ 옹벽의 안전성 판단(침하)

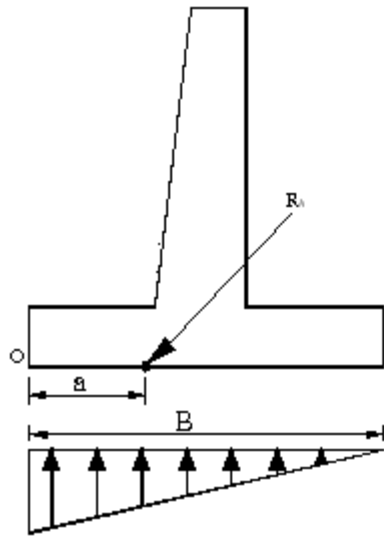
$$p = 2 \frac{\Sigma W}{B}$$

$$P \times 3a \times \frac{1}{2} = \Sigma W$$

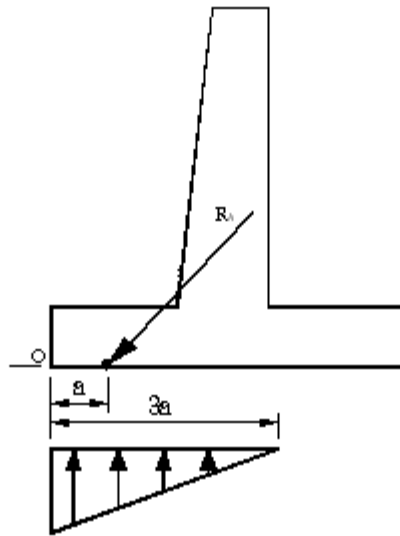
$$\therefore P = \frac{2(\Sigma W)}{3a}$$

$$q_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{\Sigma W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

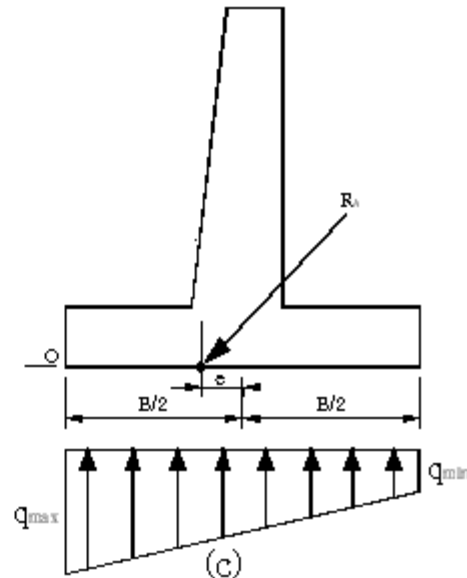
$$q_{\min} = \frac{P}{A} - \frac{M}{I} y = \frac{\Sigma W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$



(a)



(b)



(c)

7. 옹벽설계

➤ 설계방법

단면가정 > 옹벽의 안전성 판단(전도, 침하, 활동)>철근량 산정

✓ 옹벽의 안전성 판단(침하)

표 4.5 기초지반의 허용지지력 (kN/m^2)

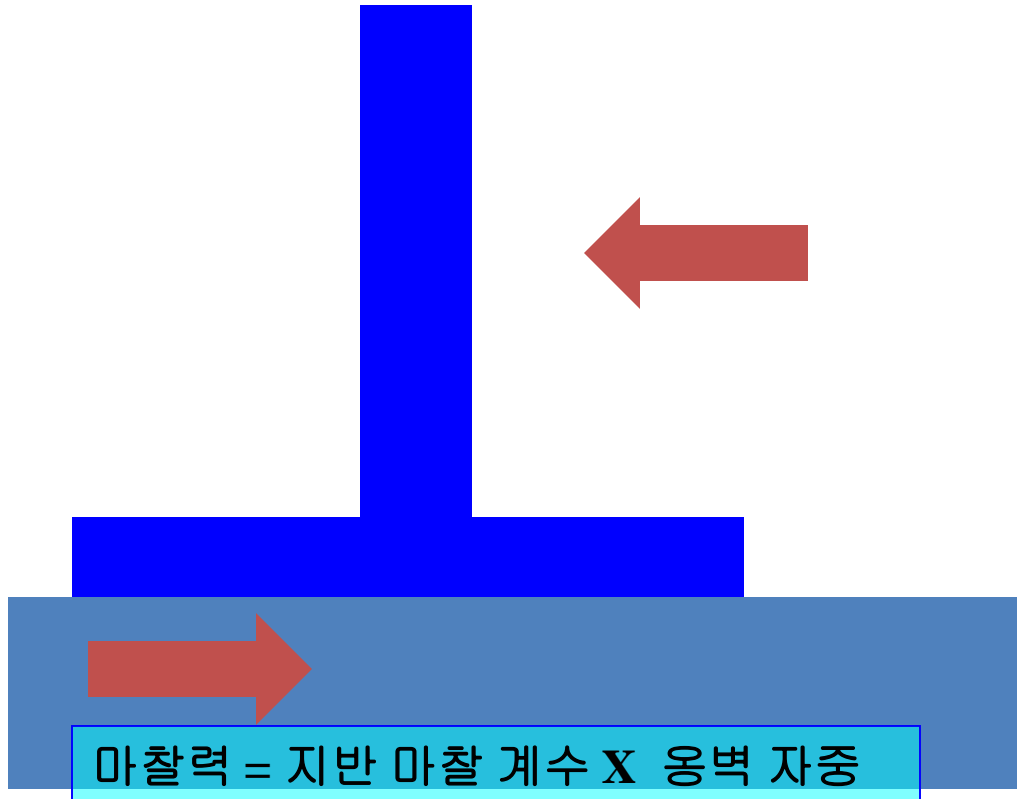
기초지반	허용지지력	기초지반	허용지지력
경암반(화강암 등)	5000	자갈 또는 암석과 모래의 혼합물	200~400
연암반(사암 등)	2500		
연암반(연사암 등)	800	모 래	200~400
조밀한 자갈	500	사 질 토	150~300
조밀하지 않는 자갈	300	점 성 토	100~200
자갈과 모래의 혼합물	300~500	실트 및 점토	50~100

7. 옹벽설계

➤ 설계방법

단면가정 > 옹벽의 안전성 판단(전도, 침하, 활동)>철근량 산정

✓ 옹벽의 안전성 판단(활동)

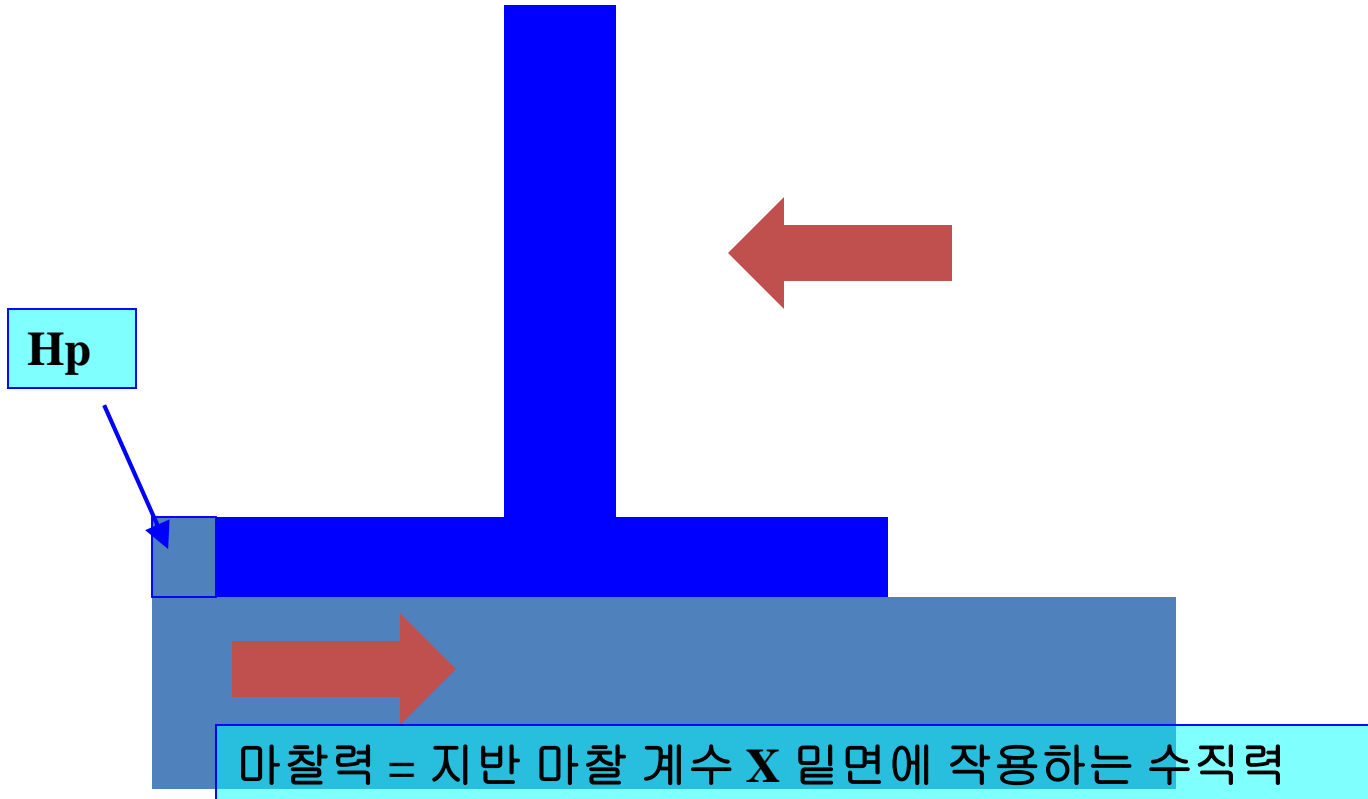


7. 옹벽설계

➤ 설계방법

단면가정 > 옹벽의 안전성 판단(전도, 침하, 활동)>철근량 산정

✓ 옹벽의 안전성 판단(활동)



7. 옹벽설계

➤ 설계방법

단면가정 > 옹벽의 안전성 판단(전도, 침하, 활동)>철근량 산정

✓ 옹벽의 안전성 판단(활동)

- 실트가 없는 조립성의 흙 $\mu=0.55$
- 실트가 있는 조립성의 흙 $\mu=0.45$
- 실트질의 흙 $\mu=0.35$
- 경암 $\mu=0.60$

활동을 억제하기 위한 저판에 작용하는 총마찰력은

$$F = \mu R + H_p \quad (4.24)$$

여기서, μ : 마찰계수

R : 밑면에 작용하는 수직력

H_p : 수동 저항력

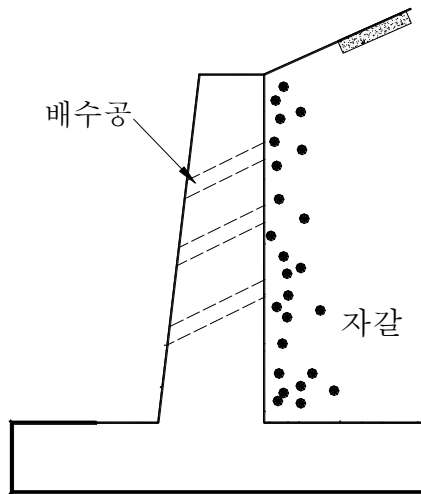
활동에 대한 안전 계수는

$$\text{안전계수} = \frac{F}{H_a h} = \frac{\mu R + H_p}{H_a h} \geq 1.5 \quad (4.25)$$

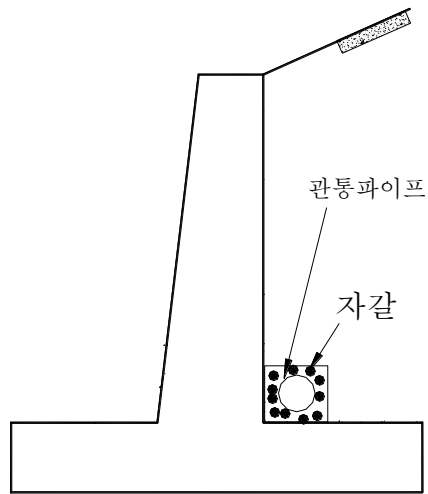
여기서, $H_a h$: 주동토압(H_a)의수평분력

7. 옹벽설계

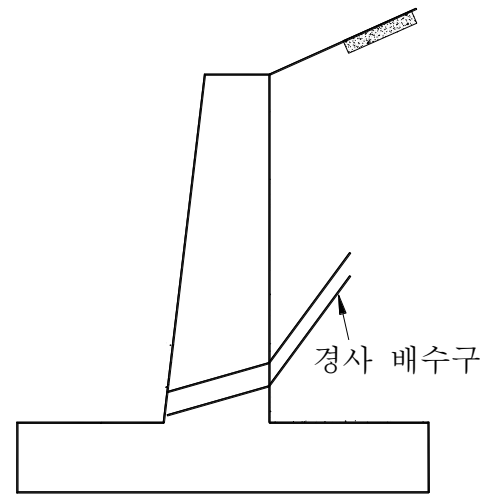
✓ 배수장치



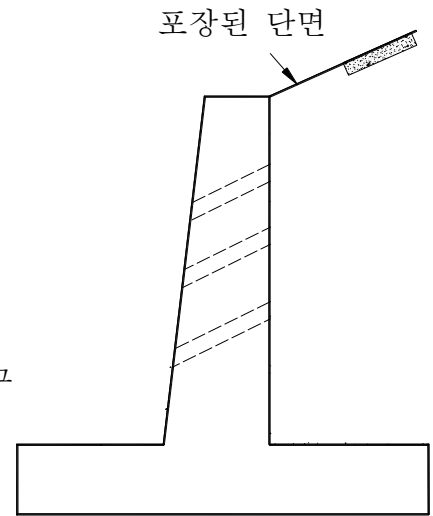
(a)



(b)



(c)



(d)

7. 옹벽설계

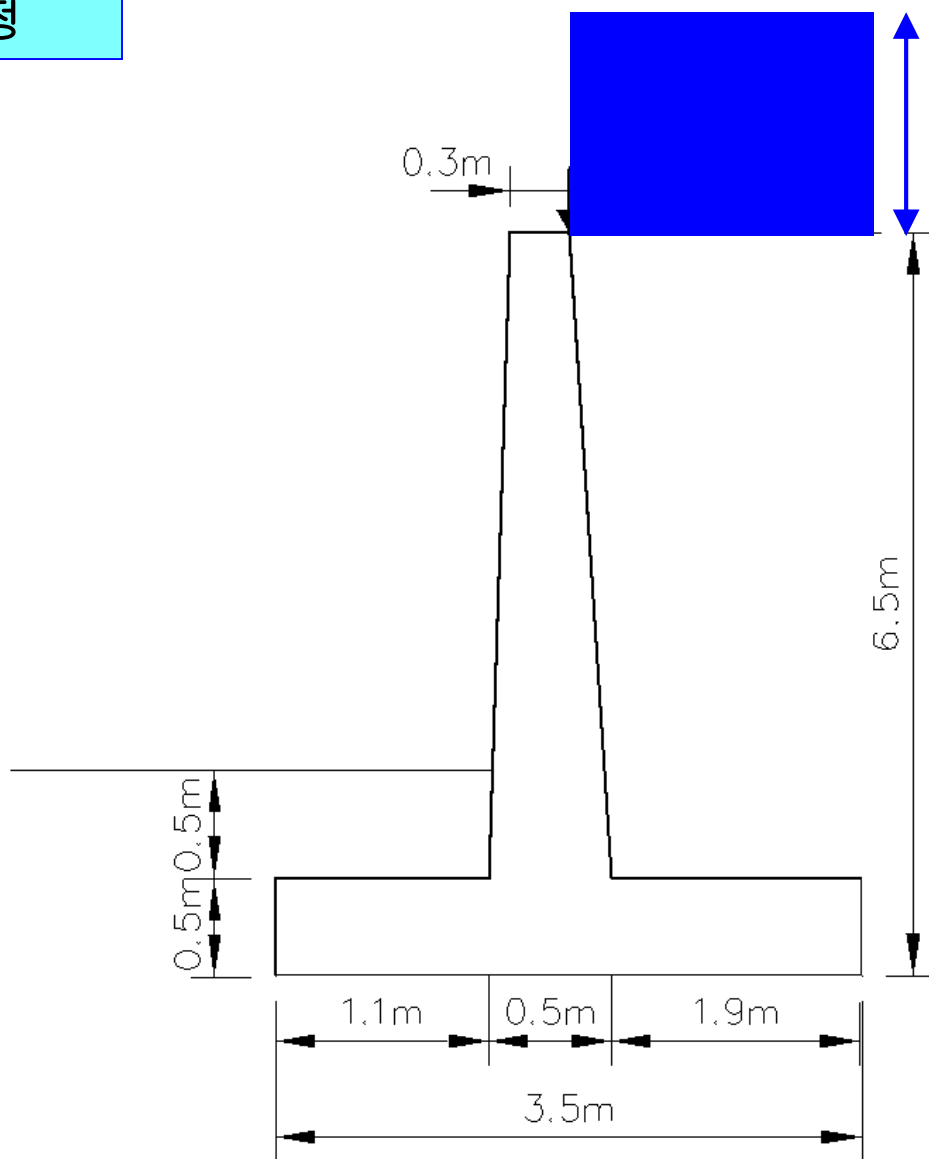
✓ 설계조건

그림 4.13과 같이 뒷채움 흙의 위에 작용하는 16kN/m^2 의 상재하중과 높이 5.5m 의 흙 제방을 지지하는 캔틸레버 옹벽의 설계를 한다. 구체적인 설계 조건은 다음과 같다.

- 뒷채움의 단위중량 $= 18\text{kN/m}^3$
- 콘크리트와 흙의 마찰계수 $\mu = 0.5$
- 허용지지력 $= 250\text{kN/m}^2$
- 콘크리트 설계기준강도 $f_{ck} = 27\text{MPa}$
- 철근 항복강도 $f_y = 300\text{MPa}$
- 내부마찰각 $\phi = 35^\circ$
- 토층간의 마찰계수 $\mu = 0.7$

7. 옹벽설계

✓ 단면의 가정



상재 하중

$$h_s = W_s / W = \frac{16}{18} = 0.9m$$

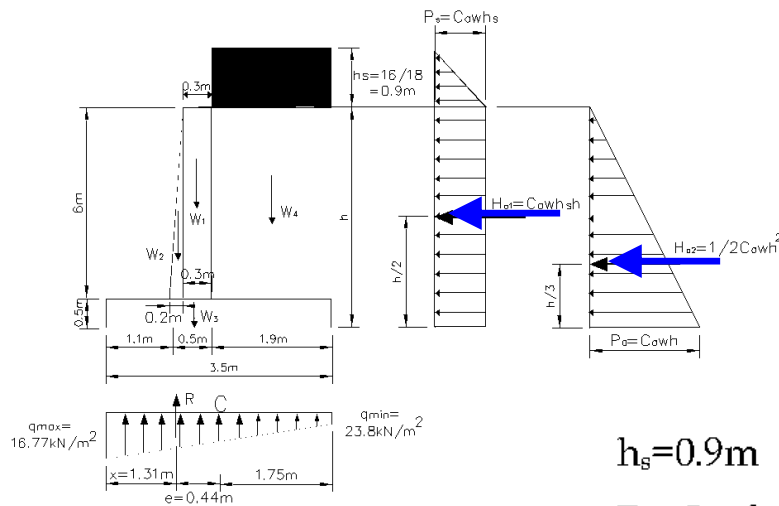
흙단위중량

✓ 옹벽의 안전성 평가 (전도)



7. 옹벽설계

✓ 옹벽의 안전성 평가(전도)



$$h_s = 0.9m$$

$$P_s = C_a w h_s = 0.271 \times 18 \times 0.9 = 4.39 kN/m^2$$

$$P_0 = C_a w h = 0.271 \times 18 \times 6.5 = 31.7 kN/m^2$$

$$\text{여기서, } \phi = 35^\circ \text{ 이므로, } C_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - 0.574}{1 + 0.574} = 0.271$$

$$\therefore H_{a1} = 4.39 \times 6.5 = 28.5 kN, \text{ 팔길이} = 6.5/2 = 3.25m$$

$$H_{a2} = 1/2 \times 31.7 \times 6.5 = 103.0 kN, \text{ 팔길이} = 6.5/3 = 2.16m$$

$$\text{전도모멘트} = 3.25 \times 28.5 + 103.0 \times 2.16 = 315.1 kN \cdot m$$

✓ 옹벽의 안전성 평가(전도)

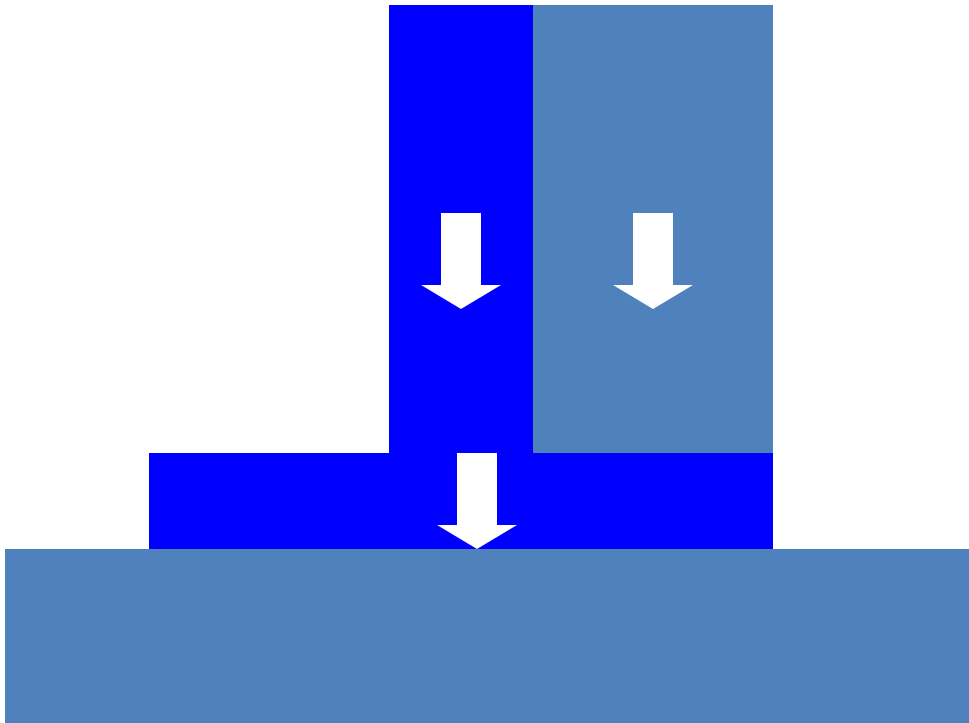
Figure 4.6 illustrates the diagrams for the resistance moment of a pile. The figure includes a plan view of a pile cap with dimensions (6m x 3.5m), pile locations, and loads (W1, W2, W3, W4). It also shows a cross-section of the pile with soil pressure distribution (Ps = Cawhs) and a triangular lateral pressure distribution (H01, H02, P0). A separate diagram shows the soil pressure distribution (qmax = 16.77 kN/m², qm = 23.8 kN/m²) and the resulting resistance moment (R, C) with dimensions (x = 1.31m, 1.75m, e = 0.44m).

연직력(kN)	팔길이(m)	모멘트(kN · m)
$w_1=0.3 \times 6 \times 25=45$	1.45	65.2
$w_2=1/2 \times 6 \times 0.2 \times 25=15$	1.23	18.4
$w_3=3.5 \times 0.5 \times 25=43.7$	1.75	76.4
$w_4=1.9 \times 6.9 \times 18=235.9$	2.55	601.5
$\Sigma w=R=339.6\text{kN}$		$\Sigma M=761.5\text{kN} \cdot \text{m}$

7. 옹벽설계

✓ 옹벽의 안전성 평가(침하)

- 옹벽 자중 및 옹벽 뒷판 상재 흙의 자중에 대한 침하 안전성 평가



7. 옹벽설계

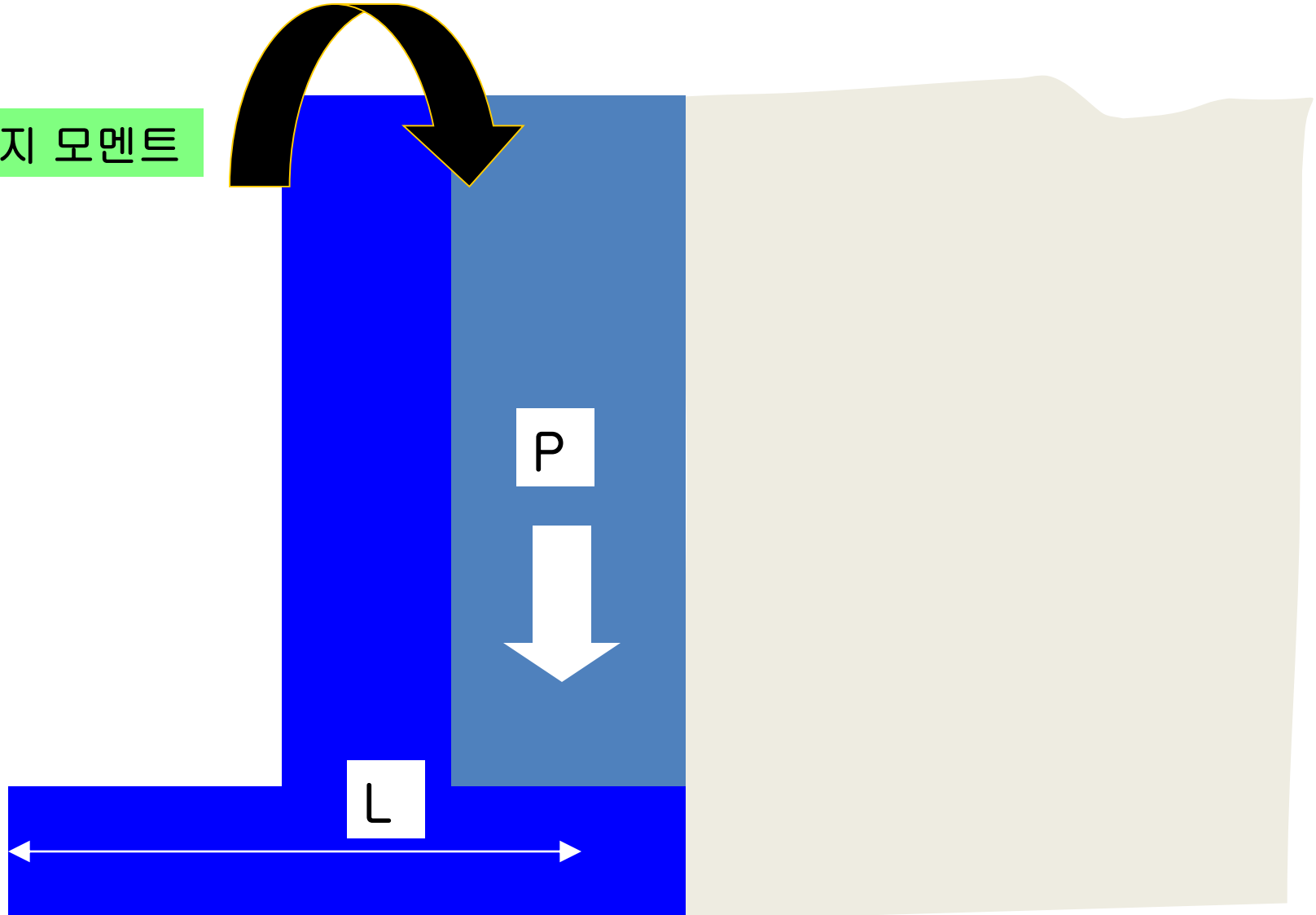
✓ 옹벽의 안전성 평가(참하)

- 전도에 대한 평가 결과 전도 모멘트 보다 저항 모멘트가 높은 것으로 분석 되었음.
- 저항 모멘트의 작용위치 계산

7. 옹벽설계

✓ 옹벽의 안전성 평가(침하)

전도방지 모멘트



7. 옹벽설계

✓ 옹벽의 안전성 평가(침하)

$$\begin{aligned}a &= \frac{\Sigma M - \Sigma Hy}{R} = \frac{\text{전도 저항 모멘트} - \text{전도 모멘트}}{R} \\&= \frac{761.5 - 315.1}{339.6} \\&= 1.31m \\ \text{편심 } e &= \frac{3.5}{2} - 1.31 = 0.44m < \left(\frac{3.5}{6} = 0.58m\right)\end{aligned}$$

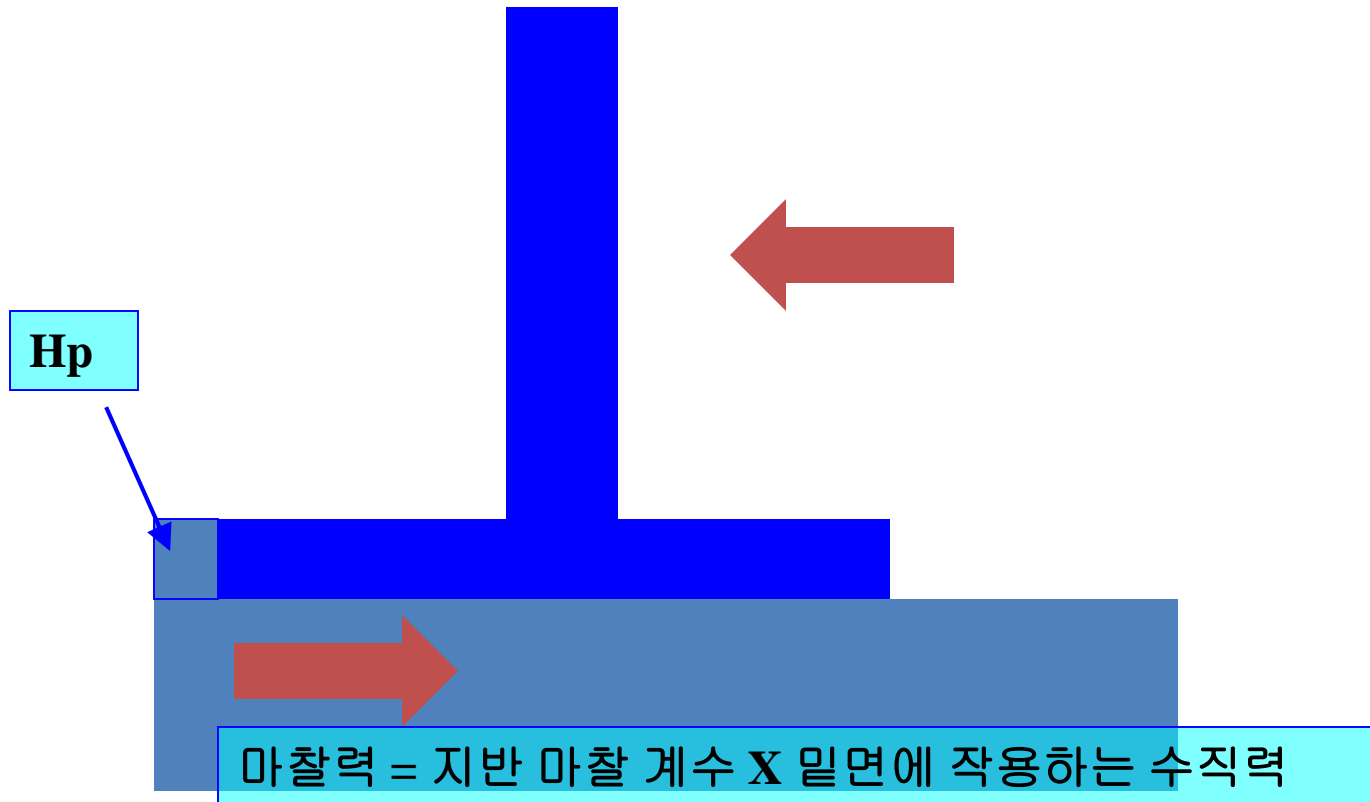
합력 R이 저판 중심에서 B/6 안쪽에 작용하는 것으로 나타나 옹벽 저판부의 지반 반력은 그림 4.11(c)와 같이 발생한다. 이에.

$$\begin{aligned}q_{\max} &= \frac{\Sigma W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{339.6}{3.5} \left(1 + \frac{6(0.44)}{3.5}\right) = 170.2kN/m^2 \\ q_{\min} &= \frac{\Sigma W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{339.6}{3.5} \left(1 - \frac{6(0.44)}{3.5}\right) = 23.8kN/m^2\end{aligned}$$

허용 지지력 250kN/m²

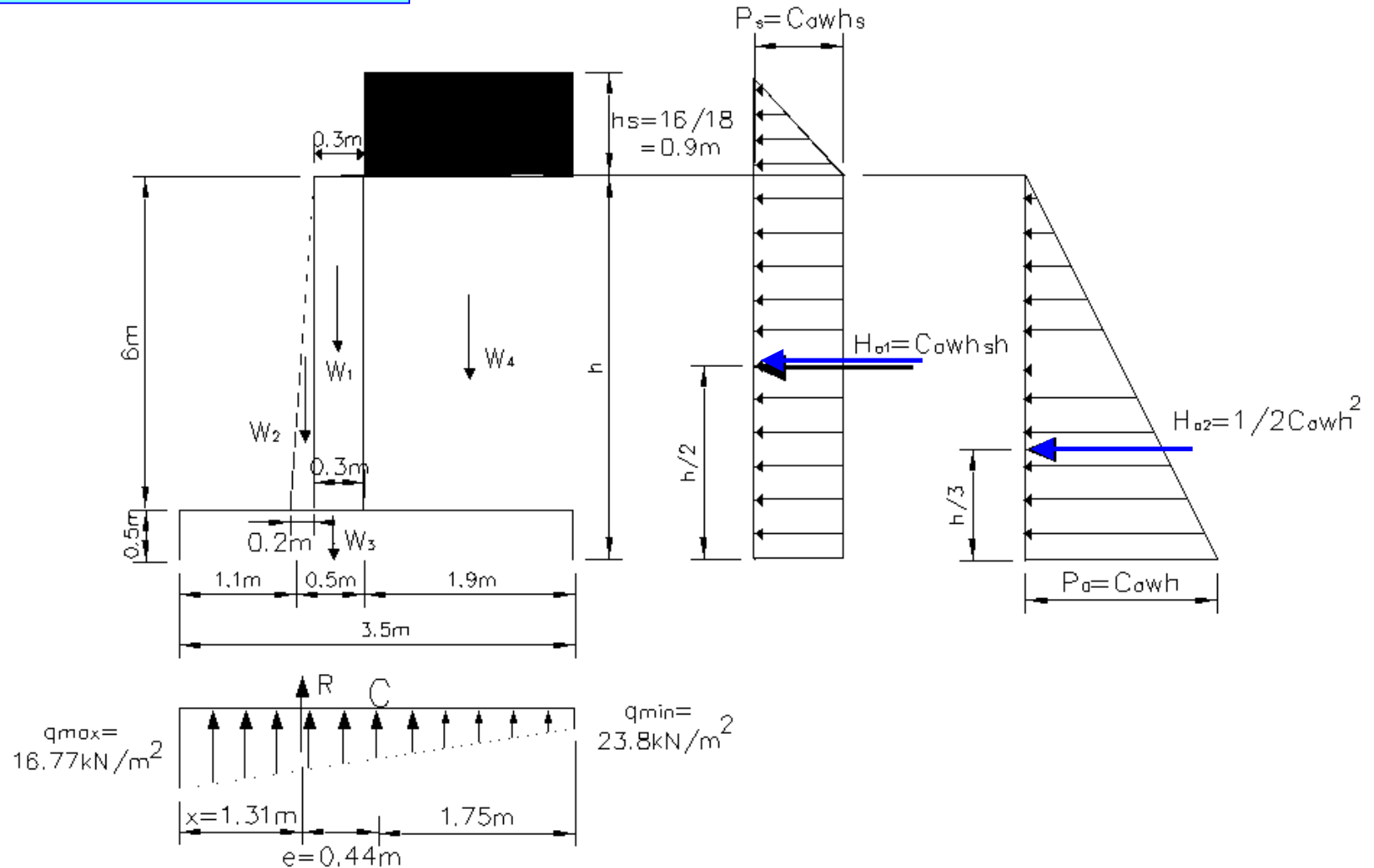
7. 옹벽설계

✓ 옹벽의 안전성 평가(활동)



7. 옹벽설계

- ✓ 옹벽의 안전성 평가(활동)
- 활동을 일으키는 힘



7. 옹벽설계

✓ 옹벽의 안전성 평가(활동)

활동을 일으키는 힘 $= H_a = H_{a1} + H_{a2} = 28.5 + 103.0 = 131.5 \text{ kN}$

저항력 $= 0.5 \times 339.6 = 169.8 \text{ kN}$

활동에 대한 안전계수 $= \frac{169.8}{131.5} = 1.29 < 1.5$

계산결과 옹벽의 활동에 대한 저항력이 안전계수 1.5를 만족시키지 못하고 있다. 이 경우 활동을 일으키는 과잉력에 충분히 저항할 만큼 큰 수동토압을 일으키기 위한 활동 방지벽이 설치되어야 한다. 그러므로 활동 방지벽의 면이 벽체의 뒷면에서 약 0.1m가 되도록 한다. (그림 4.16 참조) 수동토압의 계산에 있어서 앞판 위에 있는 흙은 옹벽 공사시에 흠어지므로 보통 무시하는 것이 보통이다. 활동 방지벽의 깊이는 $t=0.5\text{m}$, 폭 $b=0.5\text{m}$ 라 가정할 때,

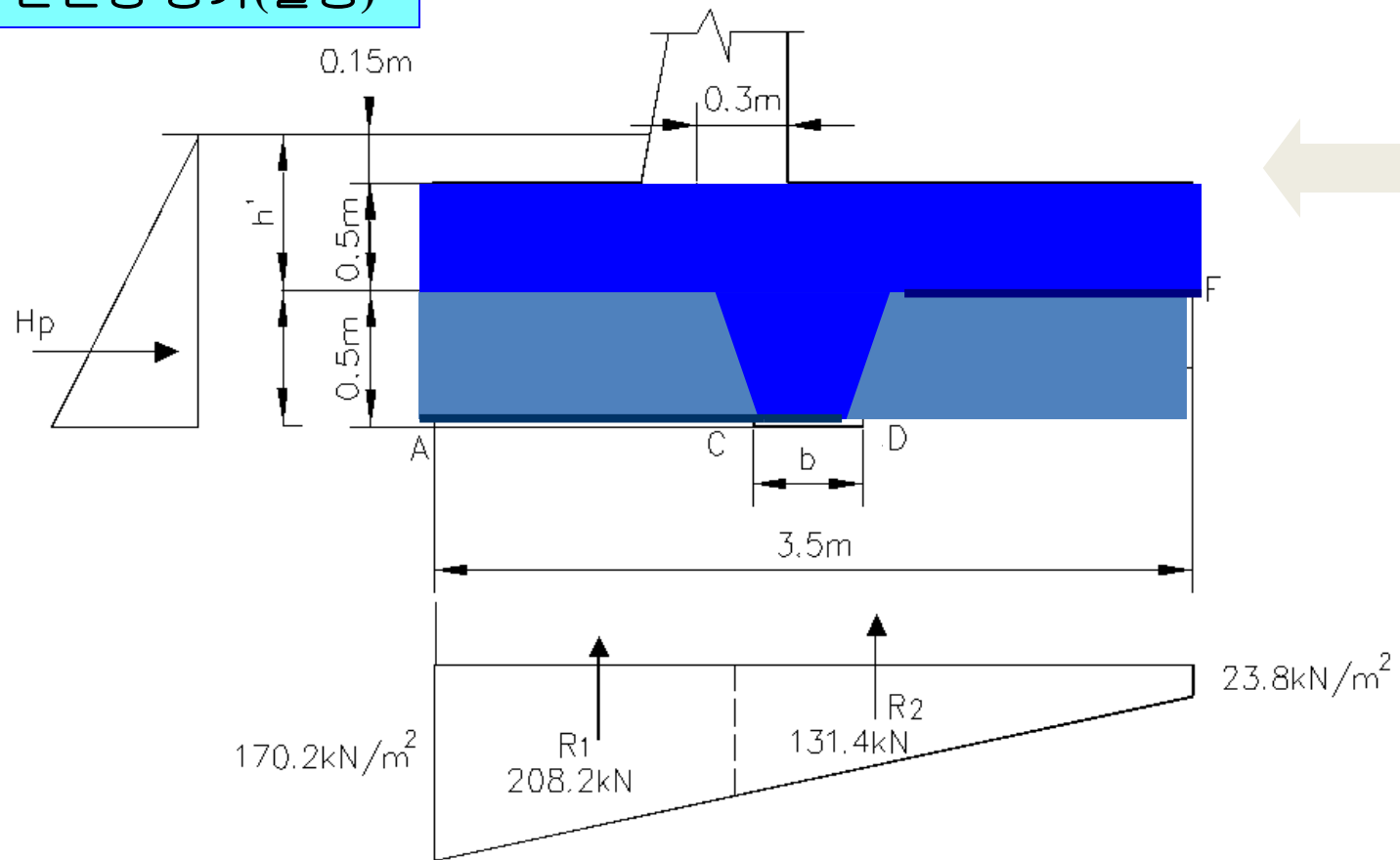
$$C_p = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1}{C_a} = \frac{1}{0.271} = 3.69$$

$$H_p = \frac{1}{2} H_a w(h' + t)^2 = \frac{1}{2} \times 3.69 \times 18 \times (0.5 + 0.5)^2 = 33.2 \text{ kN}$$

마찰력 = 지반 마찰 계수 X 밑면에 작용하는 수직력

7. 옹벽설계

✓ 옹벽의 안전성 평가(활동)



7. 옹벽설계

✓ 옹벽의 안전성 평가(활동)

$$\text{마찰저항 } F = \mu_1 R_1 + \mu_2 R_2$$

$$R_1 = A\text{면에서의 반력} = \frac{(170.2 + 107.4)}{2} \times 1.5 = 208.2 \text{ kN}$$

$$R_2 = R - R_1 = 339.6 - 208.2 = 131.4 \text{ kN}$$

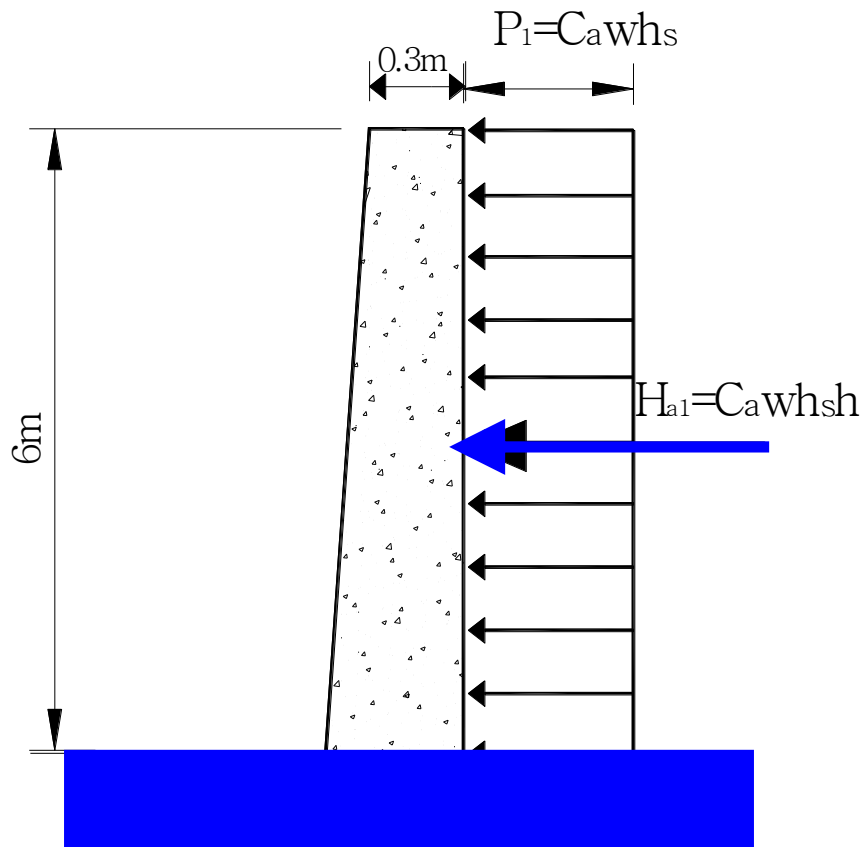
$$F = 0.7 \times 208.2 + 0.5 \times 131.4 = 211.4 \text{ kN}$$

$$\text{총저항력} = F + H_p = 211.4 + 33.2 = 244.6 \text{ kN}$$

$$\text{활동에 대한 안전계수} = \frac{244.6}{131.5} = 1.86 \text{ 혹은 } \frac{211.4}{131.5} = 1.60$$

7. 옹벽설계

✓ 벽체설계



$$P_1 = 1.8 C_a w h_s = 1.8 \times 0.271 \times 18 \times 0.9 = 7.9 \text{ kN/m}^2$$

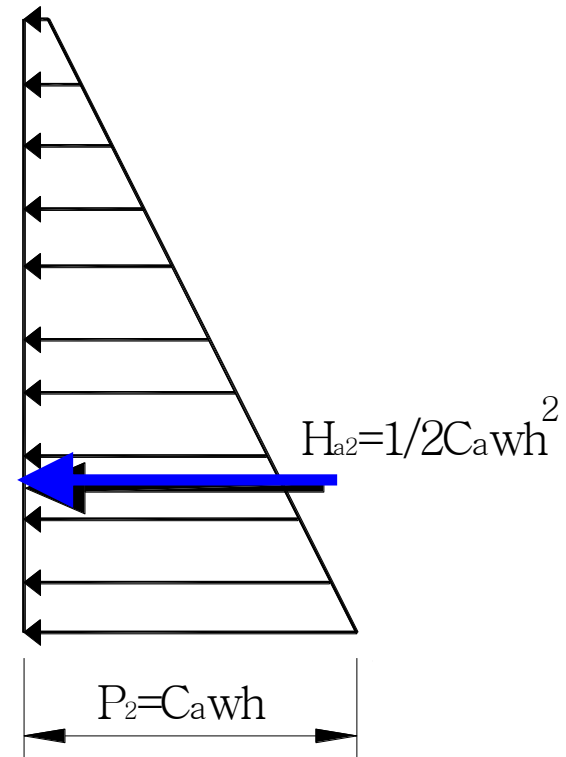
$$P_2 = 1.8 C_a w h = 1.8 \times 0.271 \times 18 \times 6 = 52.7 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{a1} = 7.9 \times 6 = 47.4 \text{ kN}, \quad \text{팔길이} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

$$H_{a2} = \frac{1}{2} \times 52.7 \times 6 = 158.1 \text{ kN}, \quad \text{팔길이} = \frac{6}{3} = 2 \text{ m}$$

$$\therefore M_u(\text{벽의 바닥에서}) = 47.4 \times 3 + 158.1 \times 2 = 458.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

+



7. 옹벽설계

✓ 벽체설계

- 사용된 총 깊이 = 50cm, b=100cm, 사용 철근 = D25

$$d = 500 - 50(\text{콘크리트 덮개}) - \frac{25.4}{2}(\text{철근의 반경}) = 437.3\text{mm}$$

인장 철근량을 계산하기 위해서는 a를 가정한다.

a=75mm로 가정하면

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{458.4 \times 10^3 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times \left(437.3 - \frac{75}{2}\right)} = 4496\text{mm}^2$$

7. 옹벽설계

✓ 벽체설계

- 사용된 총 깊이 = 50cm, b=100cm, 사용 철근 = D25

$C(0.85\sigma_{ck}ab)=T(A_s\sigma_y)$ 에 의하여 가정된 a를 검사하면,

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{4496 \times 300}{0.85 \times 27 \times 1000} = 58.7 \text{ mm}$$

가정한 a(75mm)에 의한 철근량(4496 mm^2)으로 다시 a를 검사한 결과, a값이 58.7mm로 처음 가정한 a와 일치하지 않고 있다. 이에 a를 58.7mm로 재 가정하여 필요 철근량을 재 산정하면,

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{458.4 \times 10^3 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times (437.3 - \frac{58.7}{2})} = 4406 \text{ mm}^2$$

$C(0.85\sigma_{ck}ab)=T(A_s\sigma_y)$ 에 의하여 가정된 a를 검사하면,

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{4406 \times 300}{0.85 \times 27 \times 1000} = 57.6 \text{ mm}$$

7. 옹벽설계

✓ 벽체설계

- 사용된 총 깊이 = 50cm, b=100cm, 사용 철근 = D25

$$\text{철근비} = \frac{A_s}{bd} = \frac{4560.3}{1000 \times 437.3} = 0.01$$

최소 · 최대 철근비는

$$\rho_{\min}(\text{최소철근비}) = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{300} = 0.0046$$

$$\rho_{\max}(\text{최대철근비}) = 0.75(0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y})$$

$$= 0.75 \times (0.85 \times 0.85 \times \frac{27}{300} \times \frac{600}{600 + 300}) = 0.032$$

$$\therefore 0.0046 < 0.01 < 0.032$$

계산된 철근량에 의한 철근비는 다음과 같이 최소 철근비와 최대 철근비 사이에 있다.

7. 옹벽설계

✓ 벽체설계

- 사용된 총 깊이 = 50cm, $b=100\text{cm}$, 사용 철근 = D25

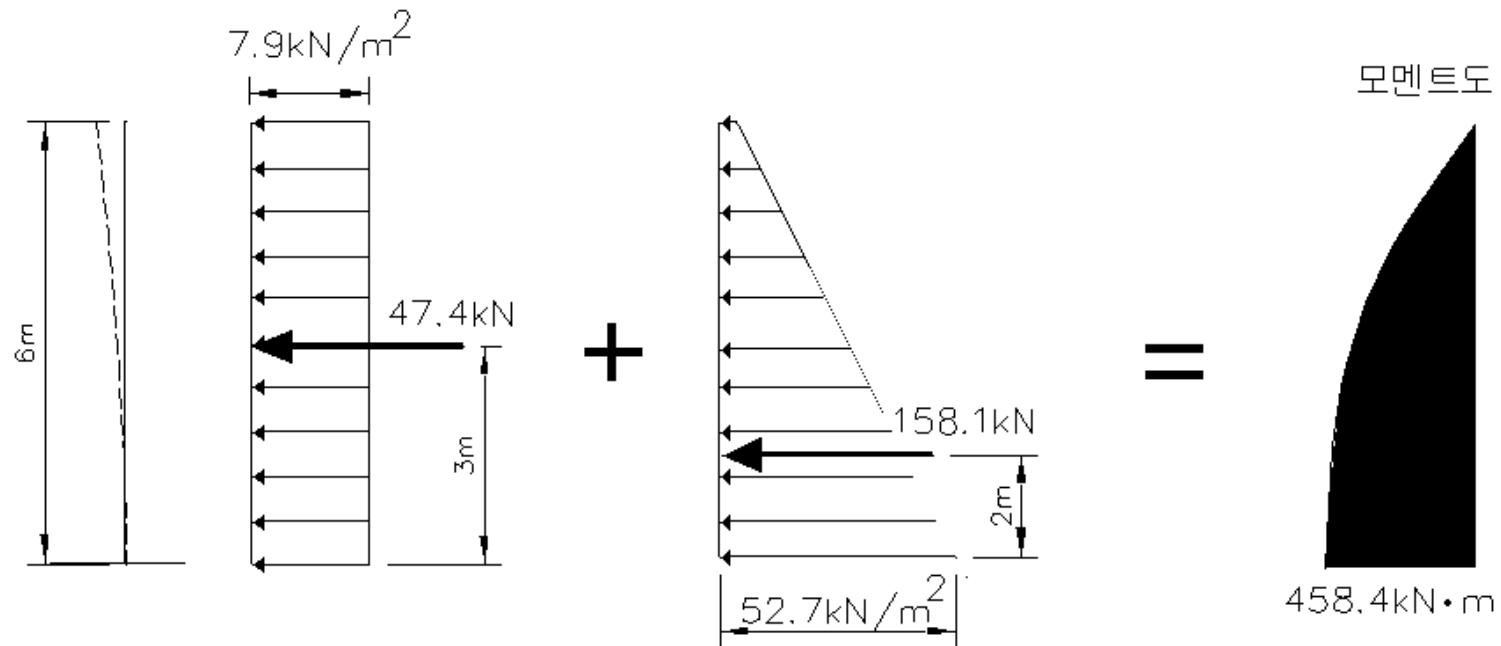


그림 4.18 벽체의 모멘트도

7. 옹벽설계

✓ 벽체설계

- 사용된 총 깊이 = 50cm, b=100cm, 사용 철근 = D25

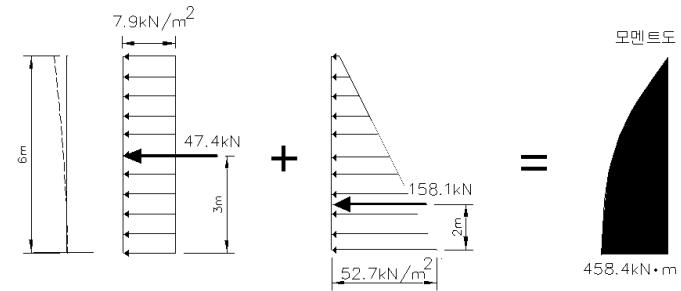


그림 4.18 벽체의 모멘트도

$$P_1 = 1.8 \times (0.271 \times 18 \times 0.9) = 7.9 \text{ kN/m}^2: \text{상재하중의 영향}$$

$$P_2 = 1.8 \times (0.271 \times 18 \times 3) = 26.3 \text{ kN/m}^2: \text{작용 주동토압}$$

$$H_{a1} = 7.9 \times 3 = 23.7 \text{ kN}, \quad \text{팔길이} = \frac{h}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ m}$$

$$H_{a2} = \frac{1}{2} \times 26.3 \times 3 = 39.4 \text{ kN}, \quad \text{팔길이} = \frac{h}{3} = \frac{3}{3} = 1 \text{ m}$$

$$\therefore M_u = 23.7 \times 1.5 + 39.4 \times 1 = 74.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

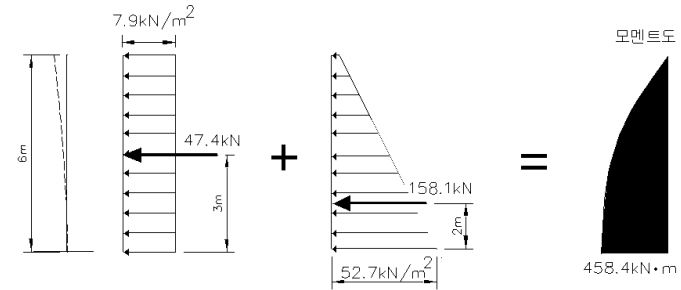
$$\text{벽의 중앙점에서의 총 깊이} = \frac{500 + 300}{2} = 400 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 50 - \frac{25.4}{2} = 337.3 \text{ mm}$$

7. 옹벽설계

✓ 벽체설계

- 사용된 총 깊이 = 50cm, b=100cm, 사용 철근 = D25



3 벽체의 모멘트도

a=16mm로 가정하면

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{74.9 \times 10^3 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times (337.3 - \frac{16}{2})} = 891.9 mm^2$$

C(0.85f_{ck}ab)=T(A_sf_y)에 의하여 가정된 a를 검사하면,

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{891.9 \times 300}{0.85 \times 27 \times 1000} = 11.6 mm$$

상기 계산에서 가정한 a(16mm)와 재 계산된 a(11.6mm)와는 높은 차이가 있으므로 a를 11.6mm로 재 가정하여 철근량을 산정한다.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{74.9 \times 10^3 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times (337.3 - \frac{11.6}{2})} = 886 mm^2$$

7. 옹벽설계

✓ 벽체설계

- 사용된 총 깊이 = 50cm, b=100cm, 사용 철근 = D25

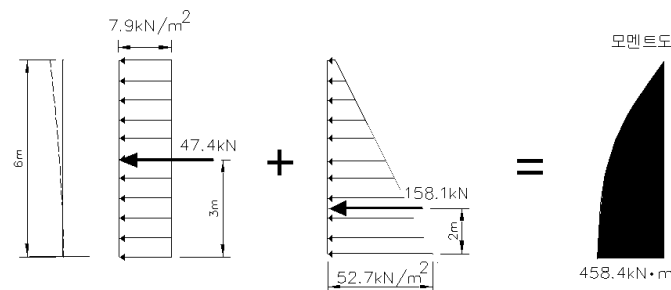


그림 4.18 벽체의 모멘트도

$C(0.85f_{ck}ab)=T(A_s f_y)$ 에 의하여 가정된 a 를 검사하면,

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{886 \times 300}{0.85 \times 27 \times 1000} = 11.5 \text{ mm}$$

재 가정한 $a(11.6\text{mm})$ 에 의한 필요 철근량 886mm^2 에 있어서 압축력(C)과 인장력(T)이 등가가 되기 위한 a 값이 11.5mm 로 산출 되었다. 이에, 재 가정한 $a(11.6\text{mm})$ 와 거의 동일함으로 최종 필요 철근량은 886mm^2 로서 1000mm 간격에 D25(506.7mm^2)를 2개 배근하면 된다. D25 2개 배근에 따른 철근량 1013.4mm^2 에 대한 철근비 검토를 하면,

$$\text{철근비} = \frac{A_s}{bd} = \frac{1013.4}{1000 \times 337.3} = 0.003$$

7. 옹벽설계

✓ 벽체설계

- 사용된 총 깊이 = 50cm, b=100cm, 사용 철근 = D25

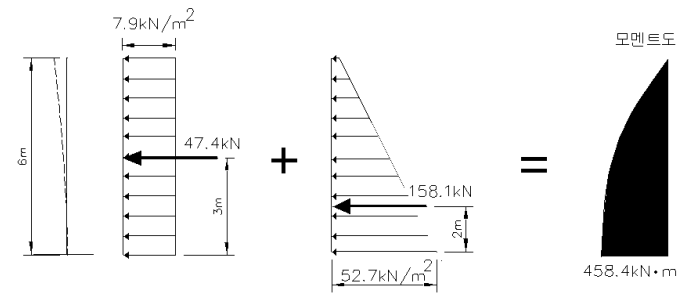


그림 4.18 벽체의 모멘트도

최소 철근비는

$$\rho_{\min}(\text{최소철근비}) = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{300} = 0.0046$$

철근비가 최소 철근비 보다 낮음으로 최소 철근비를 이용하여 필요 철근량을 재 산정하면

$$\text{필요 철근량} = \rho_{\min} \times b \times d = 0.0046 \times 1000 \times 337.3 = 1551.5 \text{ mm}^2$$

필요 철근량이 1551.5mm²로 D25(507.7mm²)를 4개 배근한다.

7. 옹벽설계

(2) 온도와 수축철근

주철근 또는 부철근에 직각 또는 직각에 가까운 방향으로 배치한 보조 철근을 배력철근(distribution bar)이라고 한다. 배력철근을 배치하는 이유는 응력을 분포시키기 위해서이다. 그 밖에 배력철근은 주철근의 간격을 유지시켜 주고 콘크리트의 건조수축이나 온도변화에 의한 수축을 감소시키며 균열을 분포시키는데 유효하다. 특히 이러한 목적으로 배치하는 철근을 수축 및 온도철근 이라고 한다. 시방서에 따른 벽의 밑면에서 최소 수평철근은,

$$A_{s(\min)} = 0.0025bt = 0.0025 \times 1000 \times 500 = 1250 \text{ mm}^2 \text{ (바닥의 } \frac{1}{3} \text{ 에서)}$$

$$A_{s(\min)} = 0.0025bt = 0.0025 \times 1000 \times 400 = 1000 \text{ mm}^2 \text{ (상부의 } \frac{2}{3} \text{ 에서)}$$

옹벽 벽체의 바깥면은 높은 온도변화를 받으므로, 벽의 외부면에서 수평철근의 2/3까지 반을 사용하고 내부면에 반을 설치한다.

$$0.5A_s = 0.5 \times 1250 = 625 \text{ mm}^2$$

벽의 내부와 외부 양면에 20mm의 간격을 두고 D13 수평철근을 사용한다($A_s = 634 \text{ mm}^2$). 수평온도와 수축철근을 지지하기 위해 벽의 정면에 300mm의 간격을 두고 D13 수직철근을 사용한다.

(3) 벽체의 수직철근에 대한 장부철근

기초의 내부까지의 D25 철근의 정착 길이는 최소한 500m 이어야 한다. 기초와 벽체 아래 활동 방지벽까지 매설길이는 600m를 사용한다.

7. 옹벽설계

(4) 전단에 대한 설계

전단에 대한 위험단면은 벽체의 바닥에서 거리 $d=437.3\text{mm}$ 에 위치하고 이 단면에서 벽체 끝까지의 거리는 $6000 - 437.3=5562.7\text{mm}(5.56\text{m})$ 이다.

$$P_1 = 1.8 \times (0.271 \times 18 \times 0.9) = 7.9 \text{ kN/m}^2: \text{상재하중의 영향}$$

$$P_2 = 1.8 \times (0.271 \times 18 \times 5.56) = 48.8 \text{ kN/m}^2: \text{작용 주동토압}$$

$$H_{a1} = 7.9 \times 5.56 = 43.9 \text{ kN}$$

$$H_{a2} = \frac{1}{2} \times 48.8 \times 5.56 = 135.6 \text{ kN}$$

$$\therefore H = 43.9 + 135.6 = 179.5 \text{ kN}$$

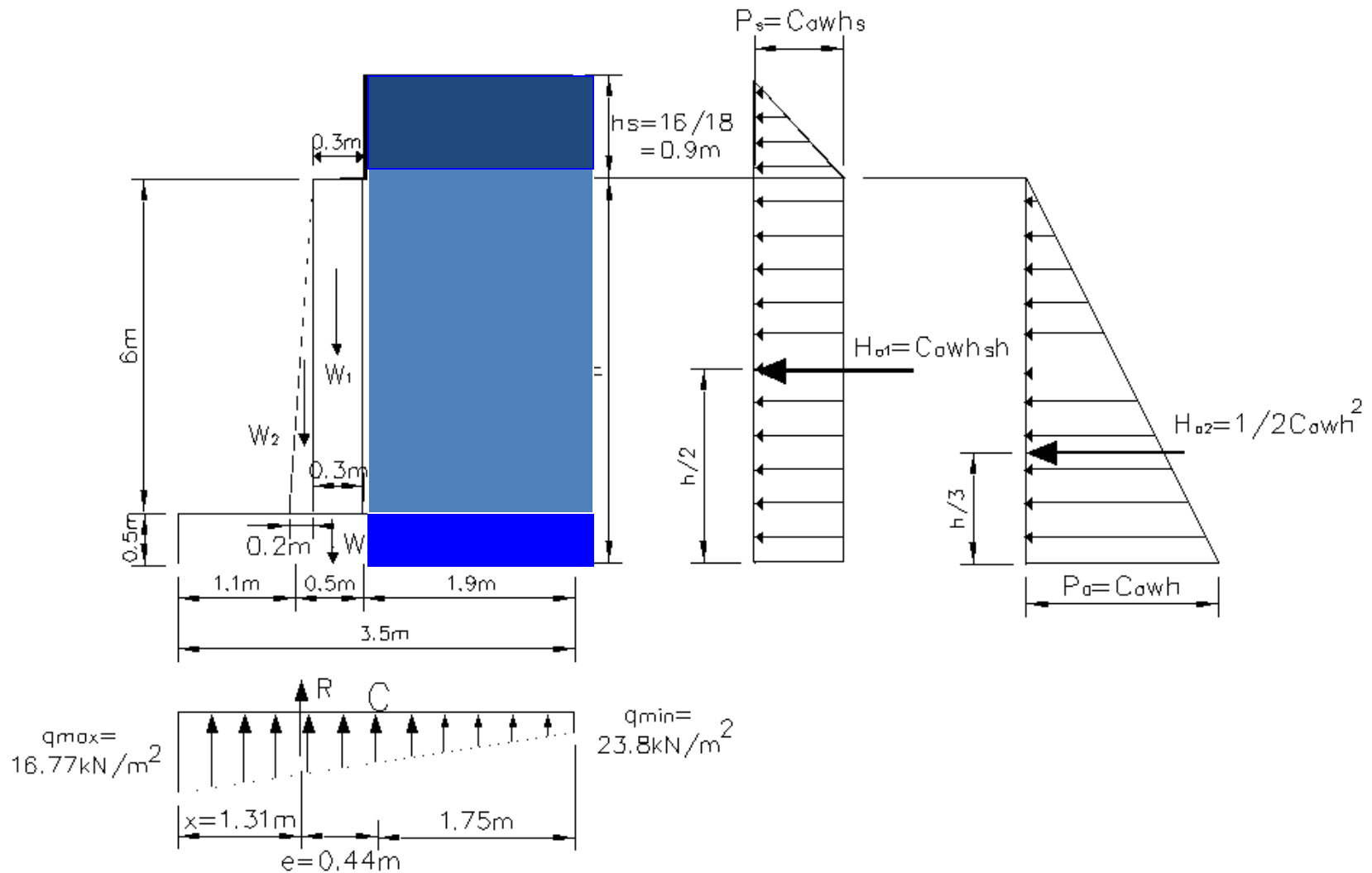
전단 철근이 없이 무근 콘크리트가 견딜 수 있는 전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} \right) b d = 0.8 \times \frac{1}{6} \sqrt{27} \times 1000 \times 437.3 \\ &= 302970 \text{ N} = 302.9 \text{ kN}\end{aligned}$$

윗 식에서 무근 콘크리트의 전단강도(302.9kN)가 발생 전단력(179.5kN) 보다 크므로 별도의 전단철근이 필요치 않다.

7. 옹벽설계

✓ 뒷굴치의 설계



7. 옹벽설계

✓ 뒷굴치의 설계

$$V_u = 1.54((6 \times 1.9 \times 18) + (0.5 \times 1.9 \times 25)) \\ + 1.7(0.9 \times 1.9 \times 18) = 404.9 kN$$

$$M_u(\text{벽의 면에서}) = V_u \times \frac{1.9}{2} = 404.9 \times 0.95 = 384.6 kN \cdot m$$

반력이 구조물의 끝까지 압축을 일으킨다면, 전단에 대한 임계단면은 일반적으로 벽면에서부터 거리 d 점에 위치한다. 이 경우 콘크리트에는 압축이 아니라 인장이 발생하므로 임계단면은 벽면에 위치할 것이다. 콘크리트 덮개를 80mm로 하고 D25를 사용하면 d 는 다음과 같다.

$$d = 500 - 80 - \frac{25.4}{2} = 407.3 mm$$

$$\phi V_c = \phi \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} \right) bd = 0.8 \times \frac{1}{6} \sqrt{27} \times 1000 \times 407.3 \\ = 282185 N = 282.1 kN$$

ϕV_c 가 $V_u=404.9 kN$ 보다 작다. 그러므로 단면은 $404.9/282.1$ 만큼 커야 하거나 전단철근이 보강되어야 한다.

7. 옹벽설계

✓ 뒷굼치의 설계

$$\text{필요한 } d = \frac{404.9}{282.1} \times 407.3 = 584.6 \text{ mm}$$

$$\text{필요한 총두께} = 584.6 + 80 + \frac{25.4}{2} = 677.3 \text{ mm}$$

이에, 뒷판의 두께를 70cm로 하고 D25 철근을 사용하면,

$$d = 700 - 80 - \frac{25.4}{2} = 607.3 \text{ mm}$$

인장철근량을 계산하기 위해서는 a 를 가정한다. 한편, 저판의 두께가 증가 하였으므로 사하중의 변화가 발생하였다. 따라서 벽의 면에서의 발생 모멘트를 다시 계산하면,

$$V_u = 1.54(((6 - 0.2) \times 1.9 \times 18) + (0.7 \times 1.9 \times 25)) + 1.7(0.9 \times 1.9 \times 18) = 409 \text{ kN}$$

$$M_u(\text{벽의 면에서}) = V_u \times \frac{1.9}{2} = 409 \times 0.95 = 388.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

7. 옹벽설계

✓ 뒷굴치의 설계

$a=35\text{mm}$ 로 가정하면

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{388.5 \times 10^3 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times (607.3 - \frac{35}{2})} = 2583.1 \text{ mm}^2$$

$C(0.85 f_{ck} ab) = T(A_s f_y)$ 에 의하여 가정된 a 를 검사하면,

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{2583.1 \times 300}{0.85 \times 27 \times 1000} = 33.7 \text{ mm}$$

가정된 $a(35\text{mm})$ 와 재계산된 $a(33.7\text{mm})$ 가 거의 동일함으로 필요 철근량은 2583.1mm^2 이다. 이에, D25를 6개 배근하여 실제 배근 철근량은 3040.2mm^2 로 하고 철근량에 의한 철근비가 최소·최대 철근비 사이에 있는지를 검토하여야 한다.

$$\text{철근비} = \frac{A_s}{bd} = \frac{3040.2}{1000 \times 607.3} = 0.005$$

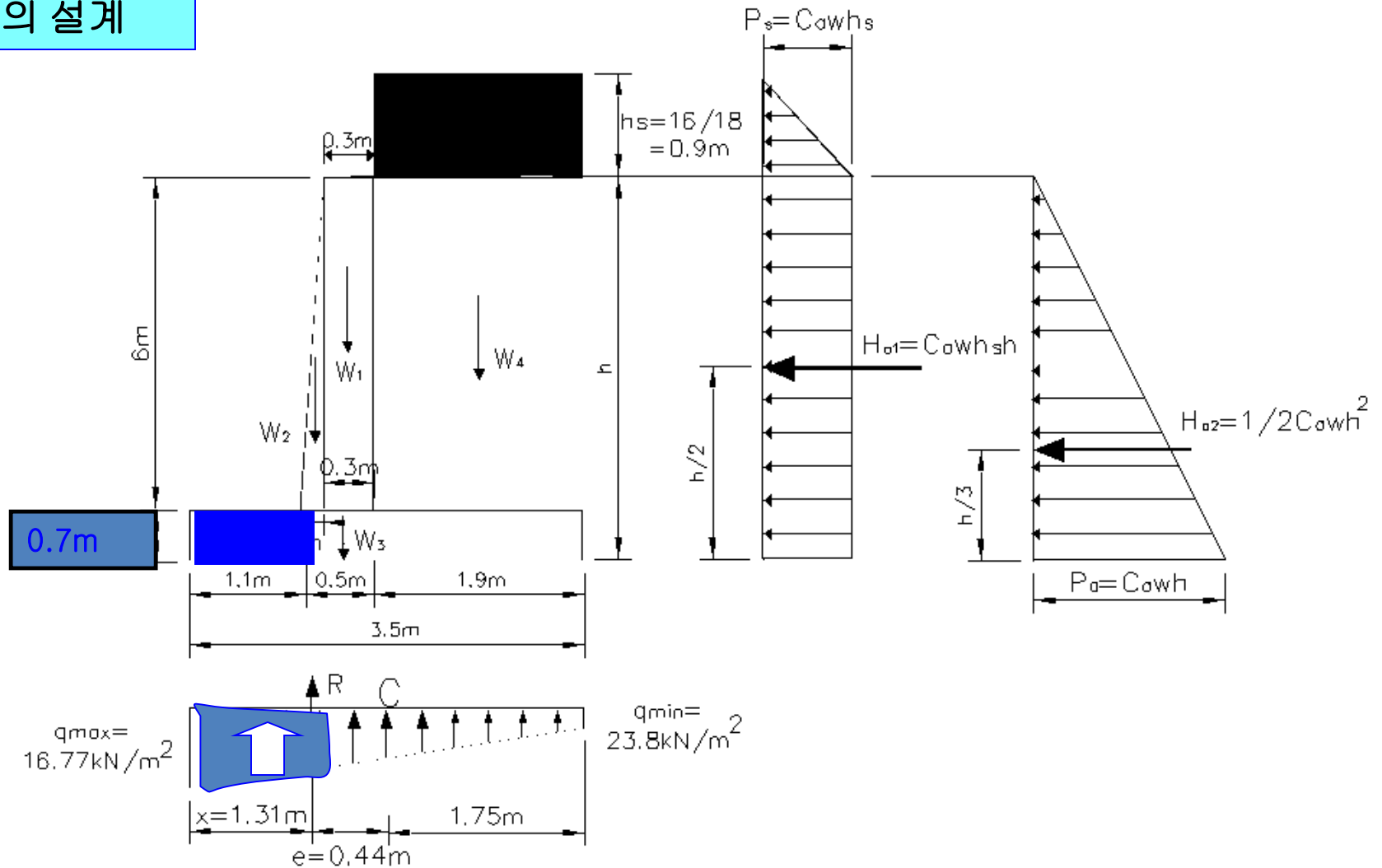
최소·최대 철근비는

$$\rho_{\min}(\text{최소철근비}) = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{300} = 0.0046$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max}(\text{최대철근비}) &= 0.75(0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}) \\ &= 0.75 \times (0.85 \times 0.85 \times \frac{27}{300} \times \frac{600}{600 + 300}) = 0.032 \end{aligned}$$

7. 옹벽설계

✓ 앞판의 설계



7. 옹벽설계

✓ 앞판의 설계

앞판 또한 상향압력을 받는 켄틸레버 보로 가정한다. 하중계수를 곱한 토압은 사용하중 토압에 하중계수 1.8을 곱함으로써 얻어지는데 1.8은 횡방향 힘에 의한 것이다. 뿔 철근에 대한 위험단면은 벽체의 정면에 위치하고 전단에 대한 위험단면은 벽체의 정면에서 거리 d 점에 위치한다. 왜냐하면 전단방향의 반력은 압판에 압축을 일으키기 때문이다. 그림 4.16을 참고로 하여, 앞판은 흙으로부터 상향압력을 받고, 또한 앞판 슬래브의 자중으로 인한 하향 압력을 받는다.

따라서, 앞판과 벽체의 경계면에서 d 만큼 떨어진 위치의 전단력은

$$\begin{aligned} V_u &= 1.8 \times \left(\left(\frac{170.2 + 107.4}{2} \right) \times (1.1 - 0.6073) \right) \\ &\quad - 1.4 \times (0.7 \times 25 \times (1.1 - 0.6073)) = 111 \text{ kN} \end{aligned}$$

이 값은 뒷판의 설계에 대해 계산된 $\phi V_c = 282.1 \text{ kN}$ 보다 적으므로 추가적인 전단 철근 배근 또는 단면 증가의 필요성이 없다.

$$\begin{aligned} M_u &= 1.8 \left[\frac{107.4}{2} \times 1.1^2 + ((170.2 - 107.4) \times 1.1 \times 0.5 \times \left(\frac{2}{3} \times 1.1 \right)) \right] \\ &\quad - 1.4 \left[(0.7 \times 25 \times 1.1) \times \frac{1.1}{2} \right] = 147.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

7. 옹벽설계

✓ 앞판의 설계

시공성 등을 고려하여 뒷판과 같이 두께를 700mm로 하고 사용 철근은 D25로 한다.

$$d = 700 - 80 - \frac{25.4}{2} = 607.3mm$$

인장철근량을 계산하기 위해서는 a를 가정한다.

a=14mm로 가정하면

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{166.82 \times 10^3 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times (607.3 - \frac{14}{2})} = 1089mm^2$$

$C(0.85f_{ck}ab) = T(A_s f_y)$ 에 의하여 가정된 a를 검사하면,

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{1089 \times 300}{0.85 \times 27 \times 1000} = 14.2mm$$

7. 옹벽설계

✓ 앞판의 설계

$$\text{철근비} = \frac{A_s}{bd} = \frac{506.7 \times 3}{1000 \times 607.3} = 0.0025$$

최소 · 최대 철근비는

$$\rho_{\min}(\text{최소철근비}) = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{300} = 0.0046$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max}(\text{최대철근비}) &= 0.75(0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}) \\ &= 0.75 \times (0.85 \times 0.85 \times \frac{27}{300} \times \frac{600}{600 + 300}) = 0.032\end{aligned}$$

뒷판의 설계에서와 마찬가지로 최소 철근비 0.0046 보다 적은 철근비로
서 철근이 과소 철근량 보다 적게 배근 되면 철근콘크리트 구조가 거의
무근콘크리트 구조와 같은 거동을 하게 되어 휨인장 등에 있어서 갑작스
런 파괴가 발생한다. 따라서, 이러한 현상을 방지하기 위해서 철근은 최소
한 과소 철근량 이상을 배근하여야 한다.

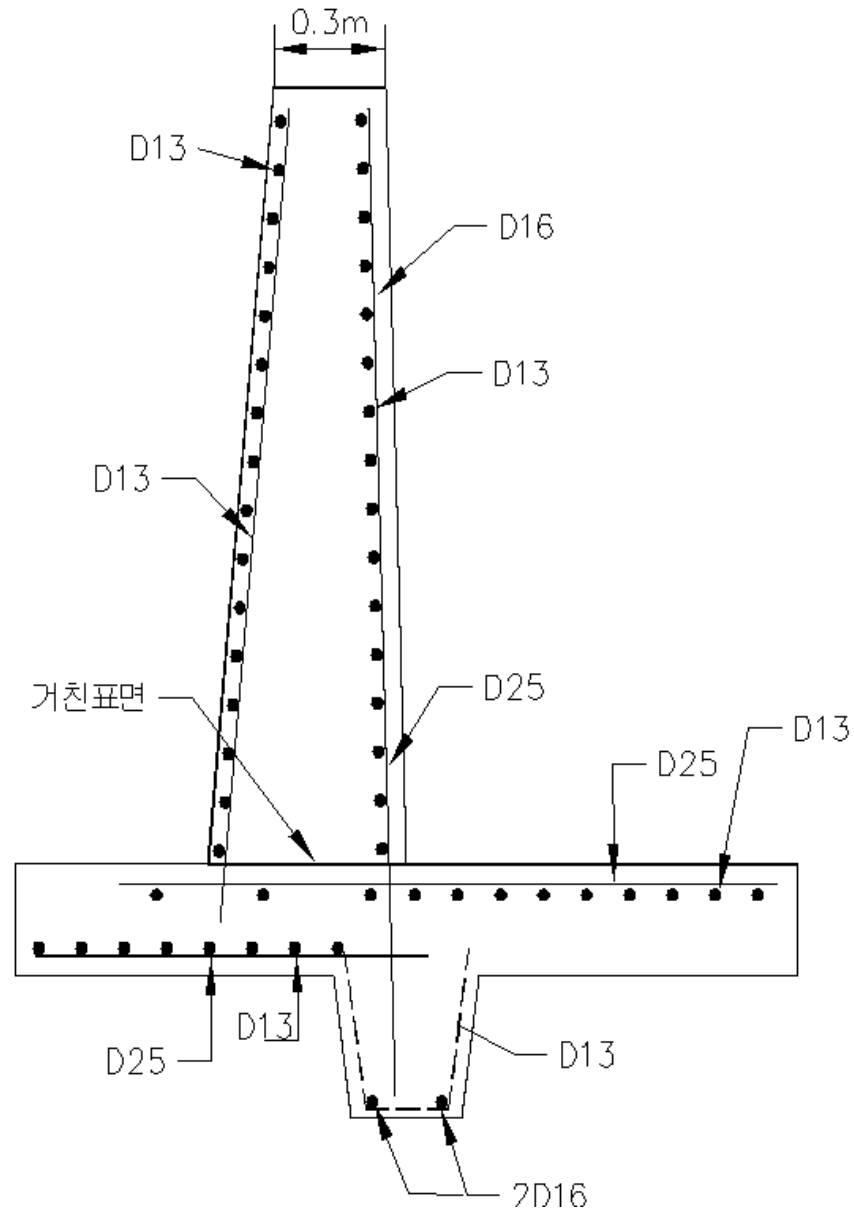
$$\text{필요 철근량} = \rho_{\min} \times b \times d = 0.0046 \times 1000 \times 607.3 = 2793 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Use } 6 - D25 \quad (506.7 \text{ mm}^2 \times 6 = 3040.2 \text{ mm}^2)$$

바닥철근으로서 D25 철근에 필요한 정착길이는 600mm 이다. 철근을
벽면에서 거리 600mm인 뒷판 내까지 확장시킨다. 마지막 철근의 배치도
는 그림 4.19에 나타나 있다.

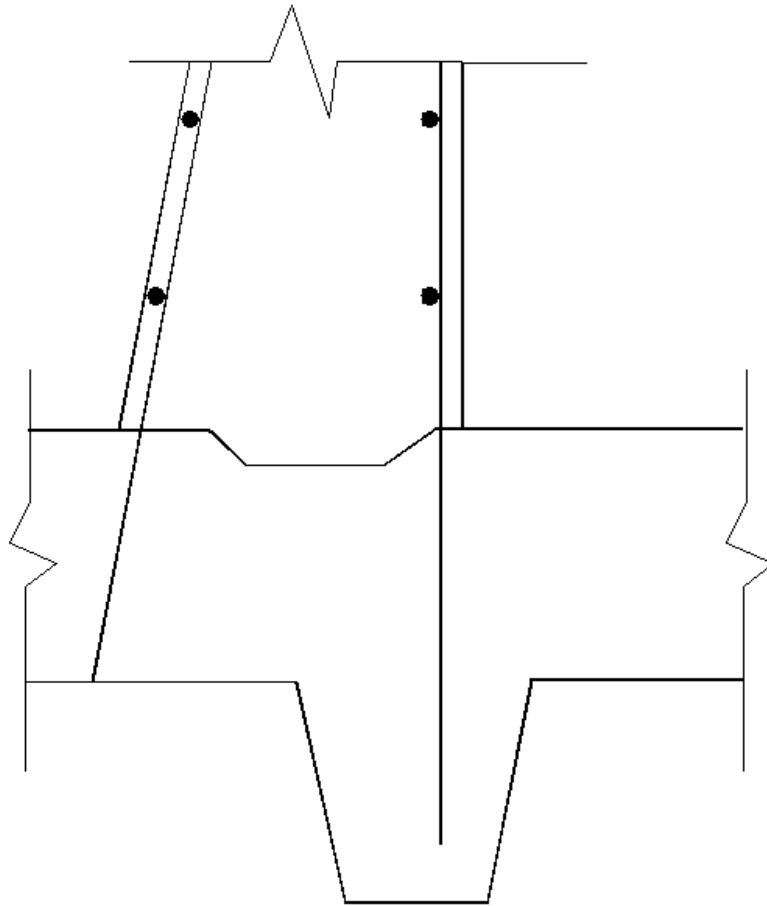
7. 옹벽설계

✓ 철근배치도



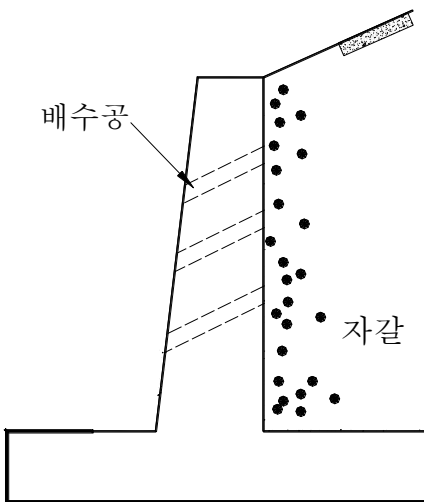
7. 옹벽설계

✓ 전단키

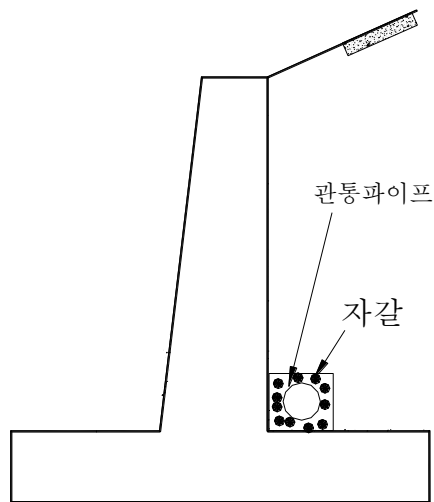


7. 옹벽설계

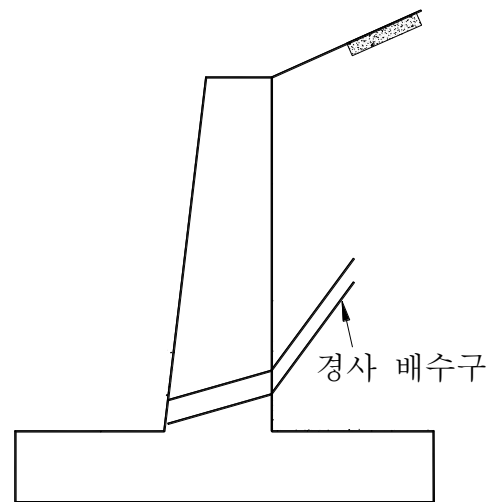
✓ 배수



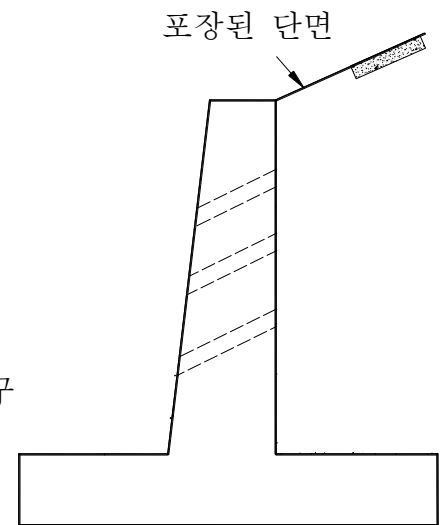
(a)



(b)

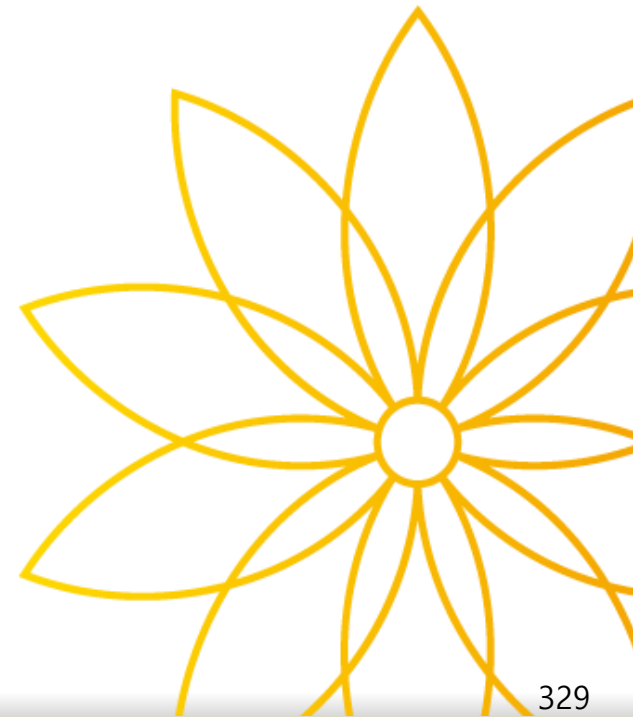


(c)

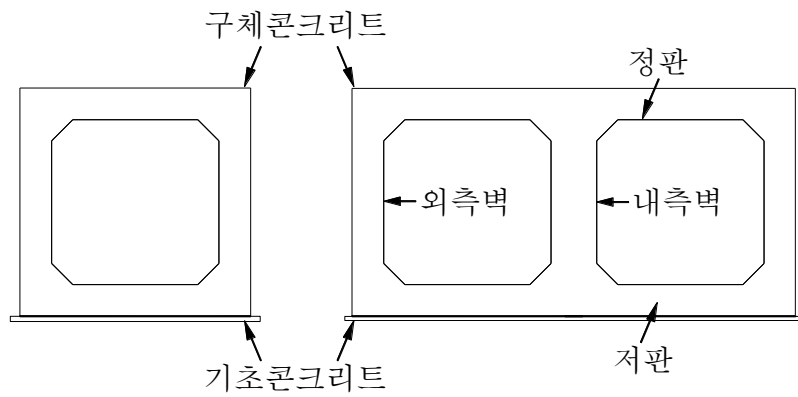


(d)

8. 암거설계

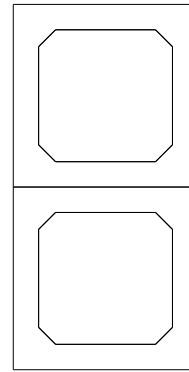


8. 암거설계

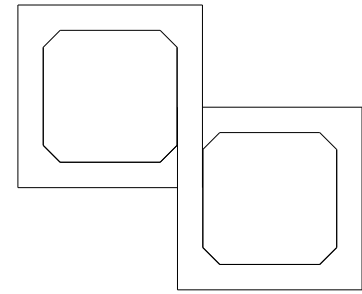


(a)

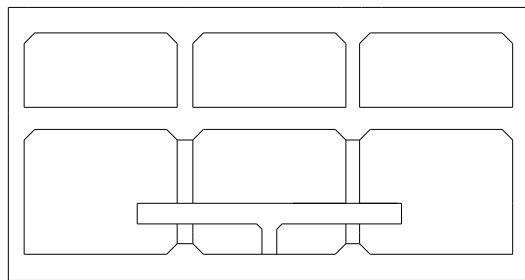
(b)



(c)



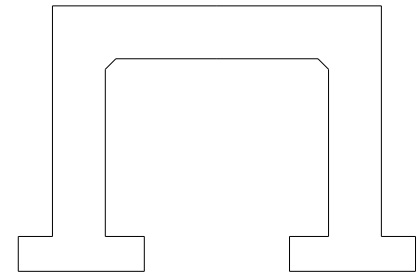
(d)



(e)



(f)



(g)

8. 암거설계 (설계일반)

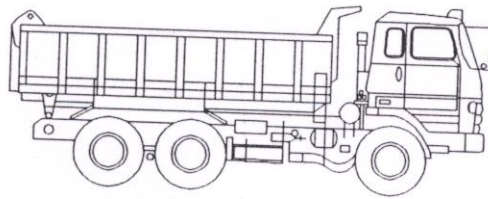
- ① 설계하중은 고정하중, 활하중, 토압, 충격, 수압 건조수축, 양압력, 종·횡하중, 원심하중, 장대레일 하중 등에 견디도록 설계 하여야 한다.
- ② 측벽에서 작용하는 수평토압은 coulomb 이나 rankine의 공식에 의한 주동토압으로 한다.
- ③ 박스구조해석은 라멘으로 해석한다.
- ④ 구조물의 축선은 헌치를 무시한 부재단면의 도심축으로 한다.
- ⑤ 박스구조설계시 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 포함한 콘크리트 부피변화에 대한 별도의 구조해석이 없을 경우에는 반드시 신축이음을 두고, 이 경우에는 종방향 철근을 끊을 수 있다. (신축이음 간격은 15m 이하)

8. 암거설계

❖ 암거설계 고려 하중

- 사하중
- 연직토압
- 수평토압
- 활하중

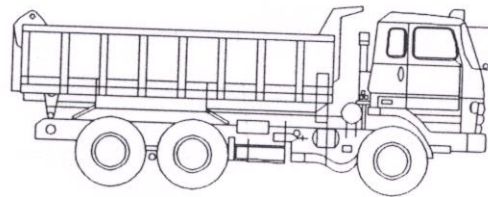
8. 암거설계



8. 암거설계

DB-24

포장두께=0.5m



18kN/m^3



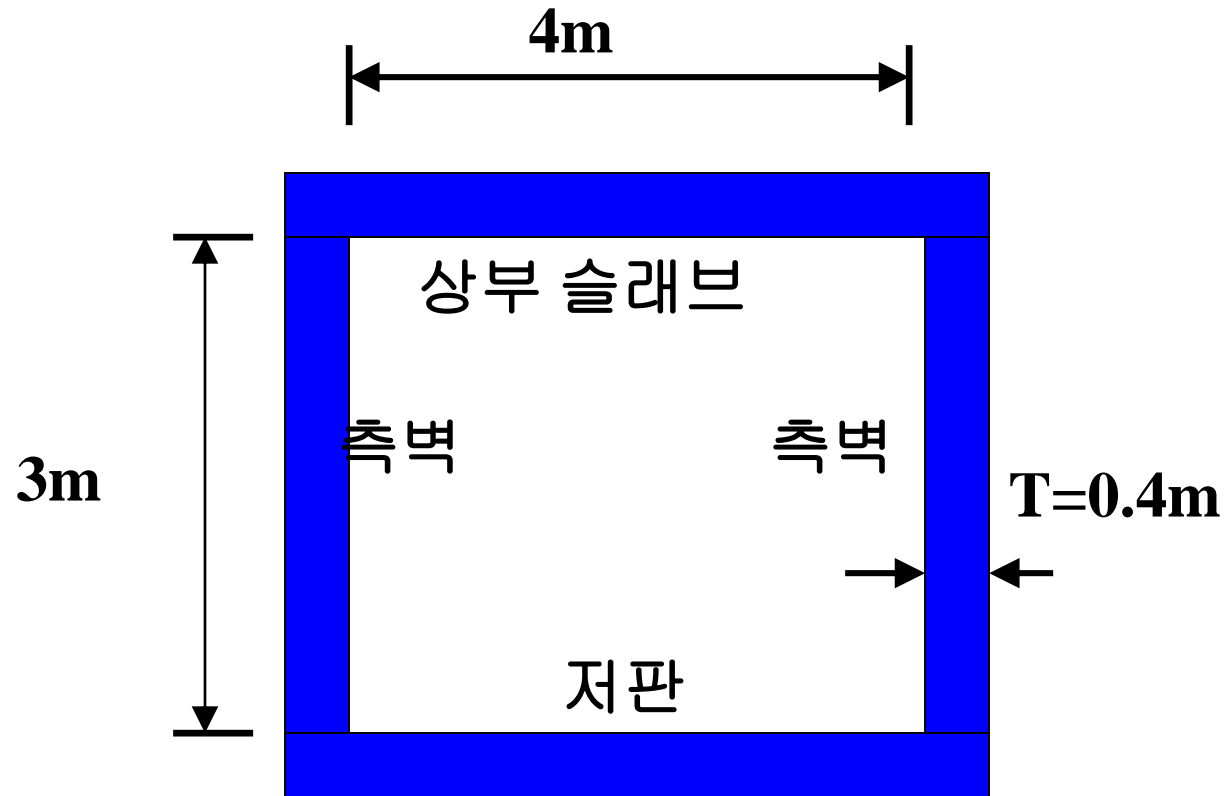
3m

흙의 내부마찰각= 30°

콘크리트
설계기준강도
(27Mpa)

철근 항복 강도
(300Mpa)

8. 암거설계



8. 암거설계

1. 설계 활하중(DB-24)
2. 포장중량
3. 연직토압(상재 토압)
4. 상부슬래브 자중

1. 수평토압
2. 측벽자중

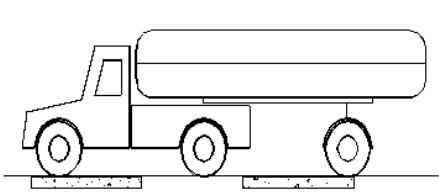


1. 수평토압
2. 측벽자중

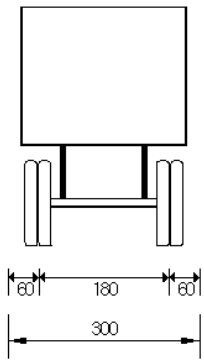
8. 암거설계

- 상부 슬래브 작용하중

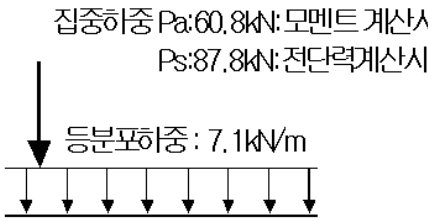
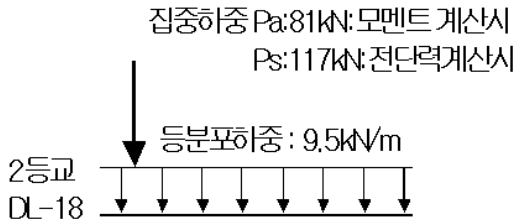
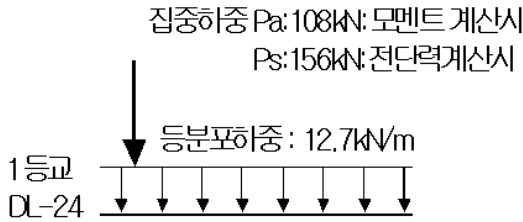
1. 설계 활하중



<input type="checkbox"/> 0.1W	<input type="checkbox"/> 0.4W	<input type="checkbox"/> 0.4W
<input type="checkbox"/> 0.1W	<input type="checkbox"/> 0.4W	<input type="checkbox"/> 0.4W



(a) DB-하중



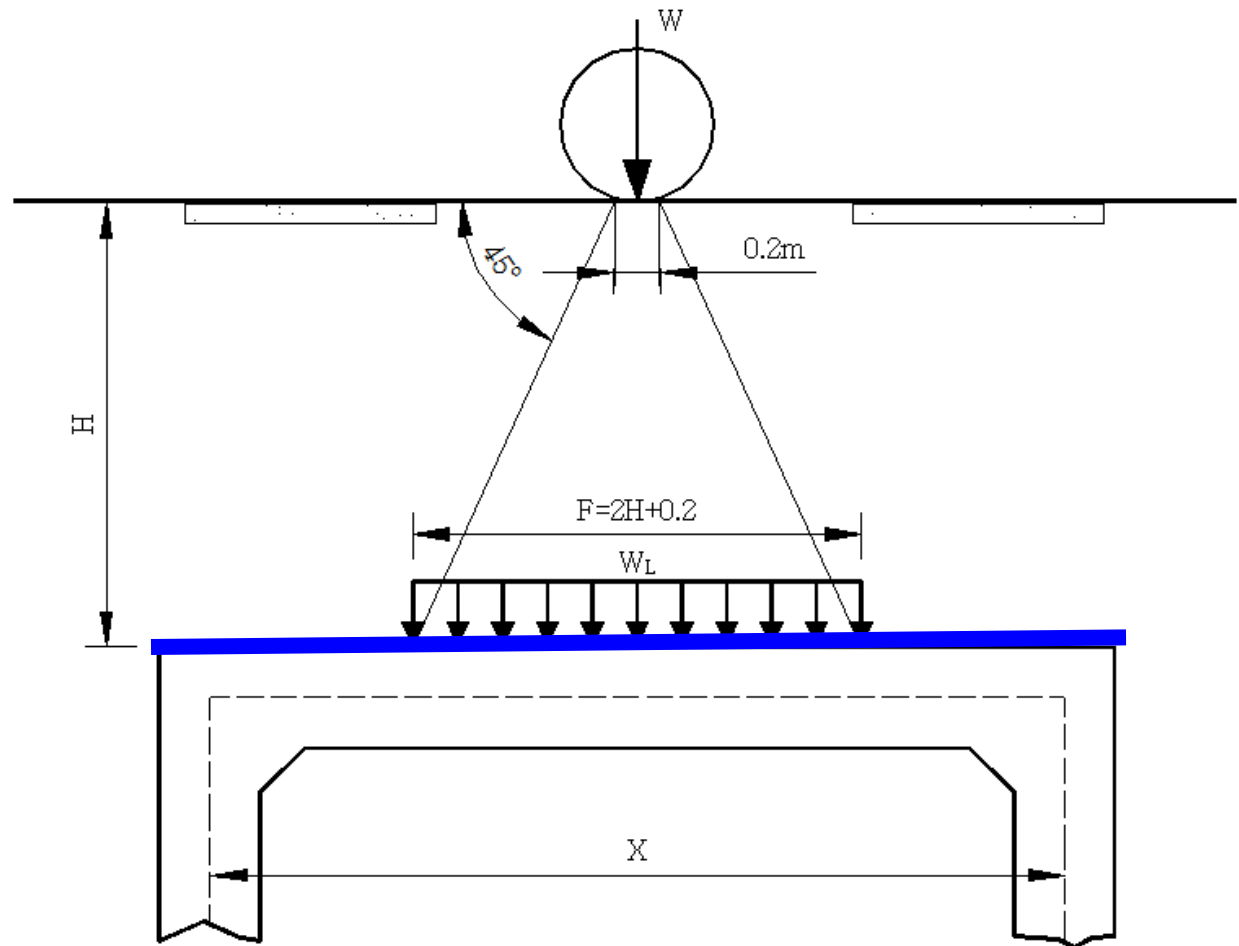
(b) DL-하중

그림 4.8 표준트럭하중과 차선하중

8. 암거설계

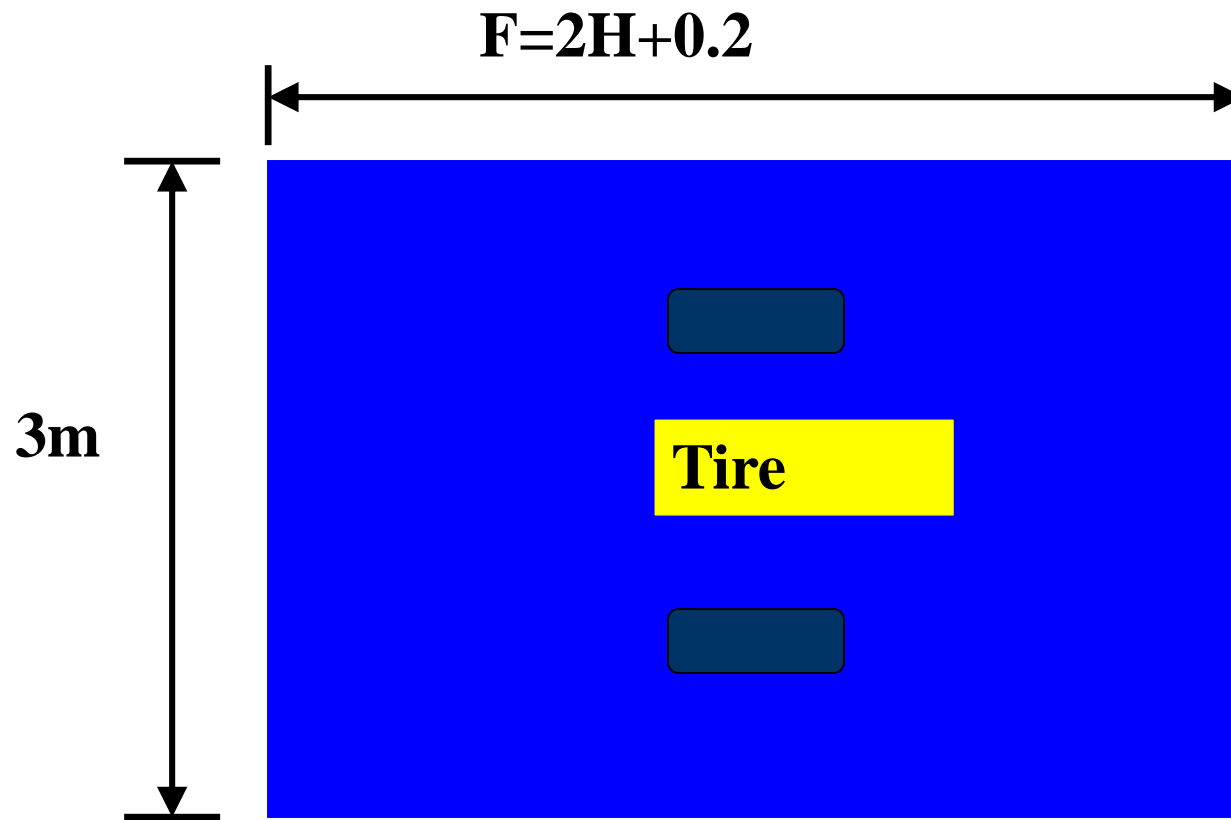
- 상부 슬래브 작용하중

1. 설계 활하중



8. 암거설계

- 상부 슬래브 작용하중
 - 1. 설계 활하중



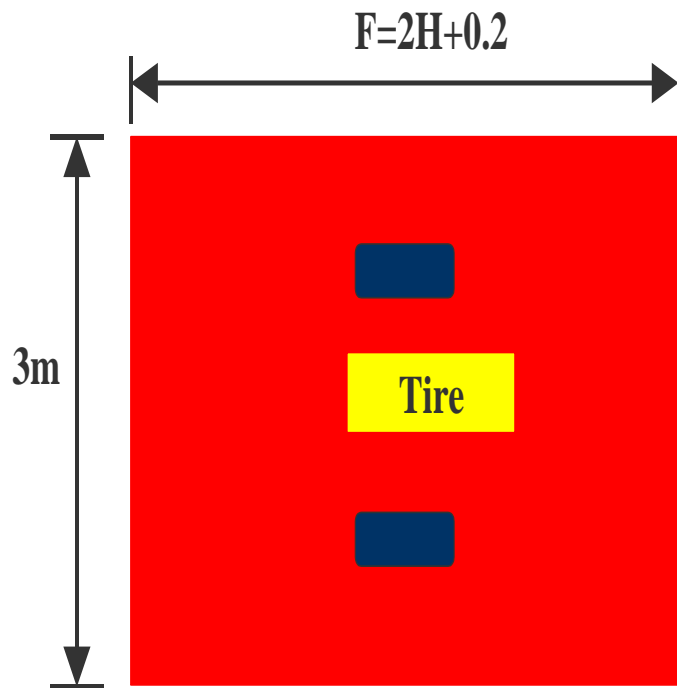
- 깊이 H 에서의 2 개의 차량하중 분포면적= $3(2H+0.2)$

8. 암거설계

- 상부 슬래브 작용하중

1. 설계 활하중

$$W_L = \frac{2W}{3(2H+0.2)}(1+I)$$



W_L =상부 슬래브에 작용하는 차량하중

$W=9.6t$

H =되메움 흙높이

I =충격계수

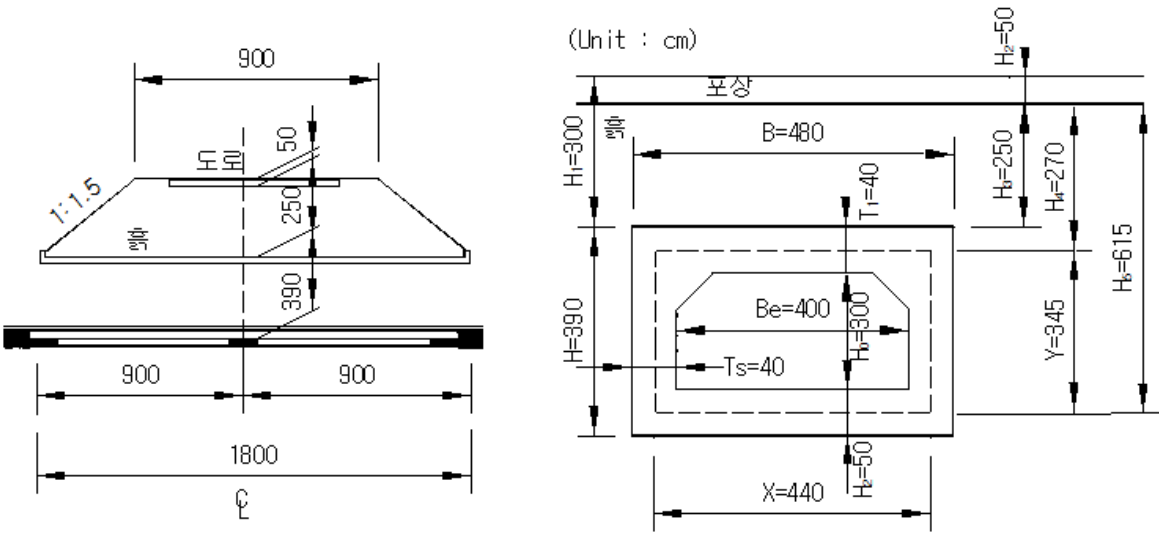
$(I=0.3(H<3.5m))$

$$W_L = \frac{2 \times 96}{3(2 \times 3 + 0.2)}(1 + 0.3)$$
$$= 13.42 \text{Mpa}$$

8. 암거설계

도로 밑을 횡단하는 박스암거를 다음 조건으로 설계 한다.

구조형식	박스라멘
암거 내면치수	폭 4.0m ×높이 3.0m
되메움 흙 높이	3.0m
흙의 내부마찰각	$\alpha=30^{\circ}$
되메움 흙의 중량	18kN/m^3
활하중	DB-24
콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 27\text{MPa}$
철근	$f_y = 300\text{MPa}$



8. 암거설계

5.5.1 상부 슬래브(정판)에 작용하는 하중

(1) 활하중

암거 위의 도로를 통행하는 트럭하중(DB-24)의 영향은 5.4절의에 따라 계산한다. 복토(되메운 흙)의 깊이가 3m 이므로 충격계수를 $i=0.3$ 으로 보고 DB-24의 후륜하중에 대하여 식 5.4로 그 영향을 계산한다.

$$W_L = \frac{2W}{3(2H+0.2)}(1+i) = \frac{2 \times 96}{3(2 \times 3 + 0.2)}(1+0.3) = 13.4 \text{ kN/m}^2$$

(2) 포장중량

$$W_P = 23 \times 0.5 = 11.5 \text{ kN/m}^2$$

(3) 연직하중(슬래브 상면의 흙의 중량)

$$W_S = 18 \times 2.5 = 45 \text{ kN/m}^2$$

(4) 상부슬래브 자중

$$W_t = 25 \times 0.4 = 10 \text{ kN/m}^2$$

5.5.2 측벽에 작용하는 하중

(1) 수평토압

Coulomb의 주동토압을 생각한다. 내부마찰각이 30°인 흙의 주동토압 계수는 식 4.12에 의하여 $C_a = \frac{1}{3}$ 이므로, 상부슬래브 축선 위치에서의 수평토압강도는 식 4.12로부터

$$P_1 = 0.3 \times 23 \times 0.50 + 0.3 \times 18 \times 2.7 = 18.0 \text{ kN/m}^2$$

바닥슬래브의 축선 위치에서의 토압강도는

$$P_2 = 0.3 \times 23 \times 0.5 + 0.3 \times 18 \times 6.15 = 36.6 \text{ kN/m}^2$$

상재 하중을 10kN/m²로 보면 옹벽의 설계에서와 같이 환산 흙 높이는

$$\frac{10}{18} = 0.55 \text{ m}$$

따라서, 상재하중에 의한 상부슬래브 축선 위치의 수평강도는

$$P_s = 0.3 \times 18 \times 0.55 = 2.97 \text{ kN/m}^2$$

(2) 측벽하중

$$W_w = 25 \times 0.40 \times 3.45 = 34.5 \text{ kN/m}$$

5.5.3 하중의 조합

동시에 작용할 가능성이 많은 하중의 조합 가운데, 가장 불리한 영향을 주는 조합에 대하여 구조물을 설계해야 한다. 본 설계에에서는 그림 5.4와 같은 두 종류의 하중조합을 생각한다. 즉, 두 가지 하중 상태에 대하여 각각 라멘을 해석하여 단면력을 구하고, 그 가운데 큰 값으로 단면응력을 검사한다.

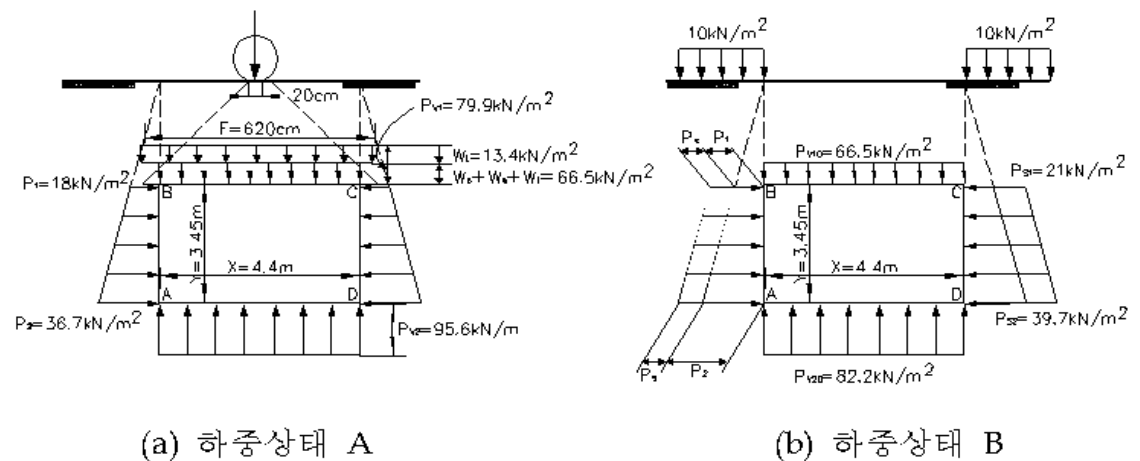


그림 5.4 하중조합

그림 5.4(a)의 하중상태는 트럭하중(DB-24)이 재하된 상태에서 상재하중의 영향은 생각하지 않는 경우이다. 그러므로 상부 슬래브에 작용하는 하중 P_{V1} 는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} P_{V1} &= \text{슬래브자중}(W_s) + \text{연직하중}(W_v) + \text{포장중량}(W_p) + \text{활하중}(W_L) \\ &= 10 + 45 + 11.5 + 13.4 = 79.9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

8. 암거설계

따라서, 바닥슬래브에 작용하는 반력, 즉, 상향하중 P_{V2} 는 다음과 같이 된다. 이때 측벽의 자중은 바닥슬래브에 등분포 한다고 생각한다.

$$P_{V2} = P_{V1} + \frac{2W_w}{X} = 79.9 + \frac{2 \times 34.5}{4.4} = 95.5 \text{ kN/m}^2$$

그림 5.4(b)의 하중상태는 DB하중이 재하 되지 않는 상태에서 상재하중의 영향을 고려한 경우이다. 따라서 상부슬래브에 작용하는 하중 P_{V10} 은

$$P_{V10} = 10 + 45 + 11.5 = 66.5 \text{ kN/m}^2$$

그러므로 저판의 반력 P_{V20} 는

$$P_{V20} = P_{V10} + \frac{2W_w}{X} = 66.5 + \frac{2 \times 34.5}{4.4} = 82.1 \text{ kN/m}^2$$

측벽 상하에 작용하는 수평토크는 상재하중의 영향을 가산함으로써 각각 다음과 같다.

암거의 폭 1m 대하여 설계하므로 측벽과 상부 슬래브의 단면 2차 모멘트는

$$I_{AB} = I_{CD} = I_{BC} = I = \frac{1 \times 0.4^2}{12} \text{ m}^4$$

8. 암거설계

저판슬래브의 단면 2차 모멘트는

$$I_{AD} = \frac{1 \times 0.5^2}{12} m^4$$

따라서 각 부재의 강도는

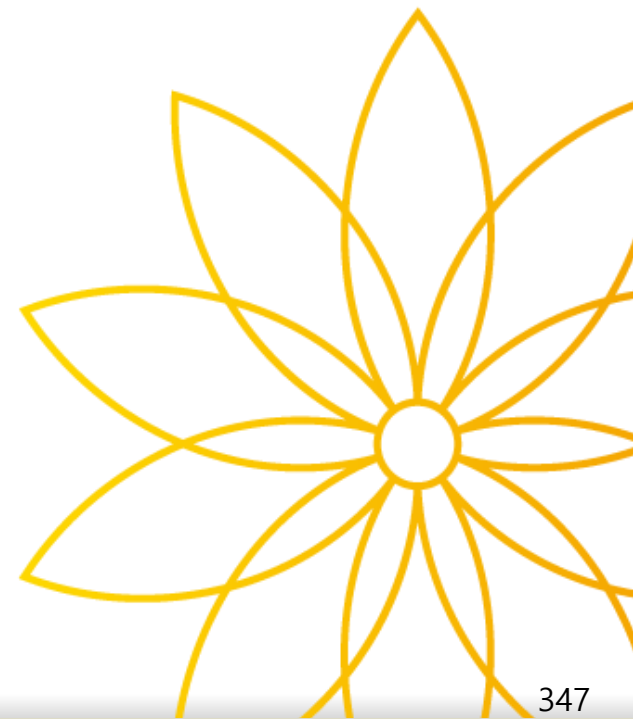
$$\begin{aligned} K_{AB} &= K_{CD} = \frac{I}{3.45} \\ K_{BC} &= \frac{I}{4.4} \\ K_{AD} &= \frac{I_{AD}}{4.4} \end{aligned}$$

K_{AB} 를 표준강도로 하면 강비는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} K_{AB} &= K_{CD} = 1 \\ K_{BC} &= \frac{K_{BC}}{K_{AB}} = \frac{I}{4.4} \times \frac{3.45}{I} = 0.784 \\ K_{AD} &= \frac{K_{AD}}{K_{AB}} = \frac{I_{AD}}{4.4} \times \frac{3.45}{I} = \frac{3.45}{4.4} \times \frac{0.5^2}{0.4^2} = 1.531 \end{aligned}$$

위의 강비를 사용하여 그림 5.4의 두 종류의 하중상태에 대하여 라멘을 풀어서 단면력을 구하고 절대값이 큰 쪽을 설계 단면력으로 한다. 설계에 있어서 상부슬래브와 저판 슬래브는 휨만 받는다고 보고 설계하고, 측벽은 휨과 압축을 받는 부재로 설계한다. 계산된 단면이 가정한 단면과 큰 차이가 나거나, 또는 용력이 허용용력을 초과할 경우에는 단면을 수정하여 다시 계산해야 한다.

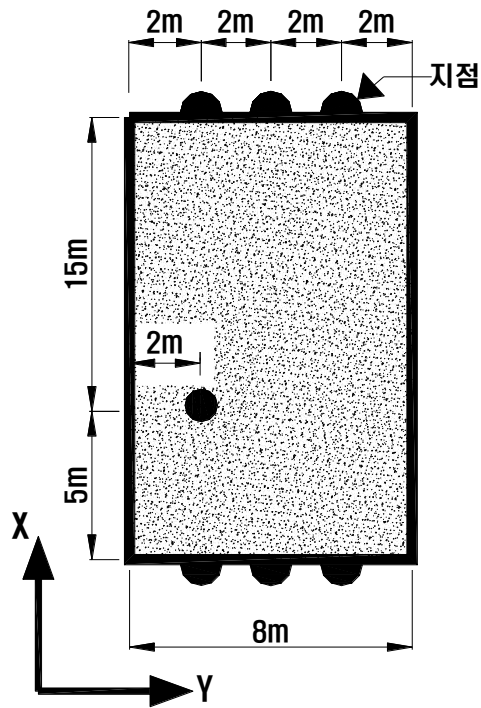
9. 교량설계



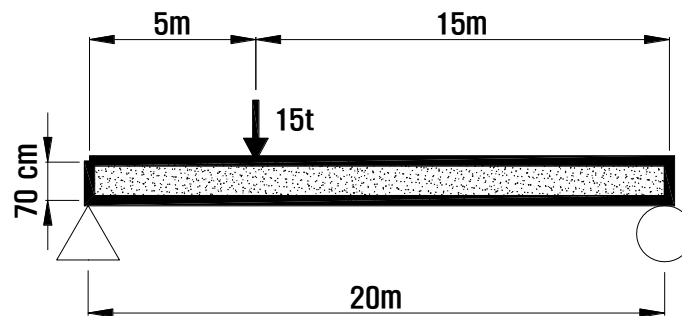
9 . 교량설계 (슬래브교 설계)

● 설계 일반사항

- 2변이 자유스런 직사각형 판을 주구조로 함.



(a) 평면도



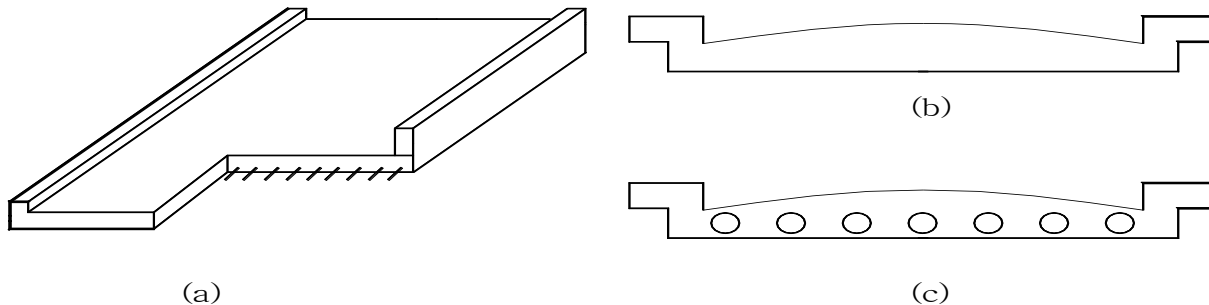
$$f_{ck}=270\text{kgf/cm}^2$$

(b) 측면도

9 . 교량설계 (슬래브교 설계)

● 설계 일반사항

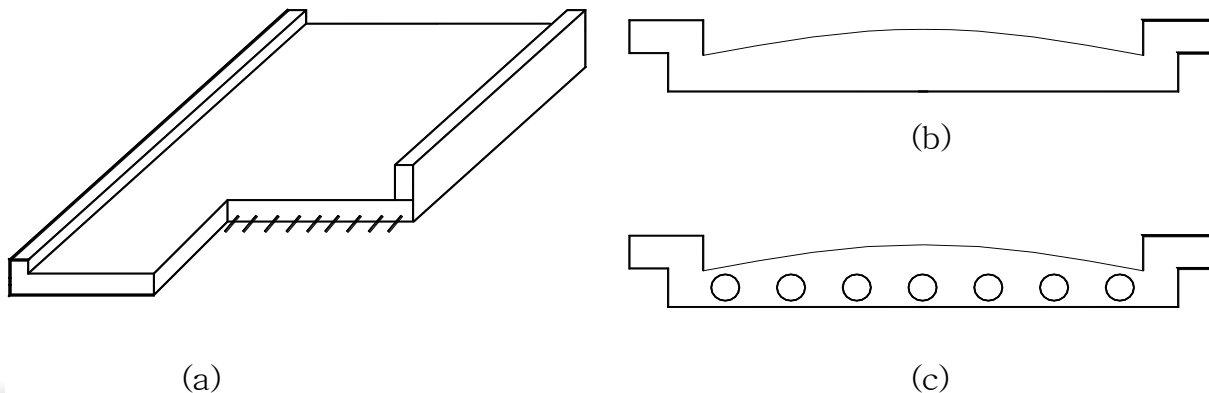
- 단순슬래브교, 연속 슬래브교
- 단면특성상 균열안전율이 비교적 크다.
- 장경간에는 사하중의 증가로 불리하여 단순경간의 경간 15m 이하 에서 널리 쓰인다.
- 거푸집이 간단하고 콘크리트 타설시 수평이음을 두지 않고 마무리 할 수 있으므로 시공이 비교적 용이하고 확실하다.



9 . 교량설계 (슬래브교 설계)

● 설계 일반사항

- 지간 증가에 따른 사하중의 증가 정도가 다른 형태의 교량보다 훨씬 높음.
- 15m 이하에서 많이 사용되고 있음.
- 단순슬래브교의 3~7.5m의 지간장에서는 그림 b와 같이 횡단면의 형상이 속이 찬 R.C 슬래브가 경제적이나, 슬래브교로서는 비교적 장지간인 10~15m 정도의 지간장에서는 그림 c와 같이 속빈 슬래브가 사용되어짐.
- 연속 슬래브교는 그 지간길이를 20~30m 정도까지 가설할 수 있다.



9 . 교량설계 (슬래브교 설계)

설계조건

순경간 : 4.5m

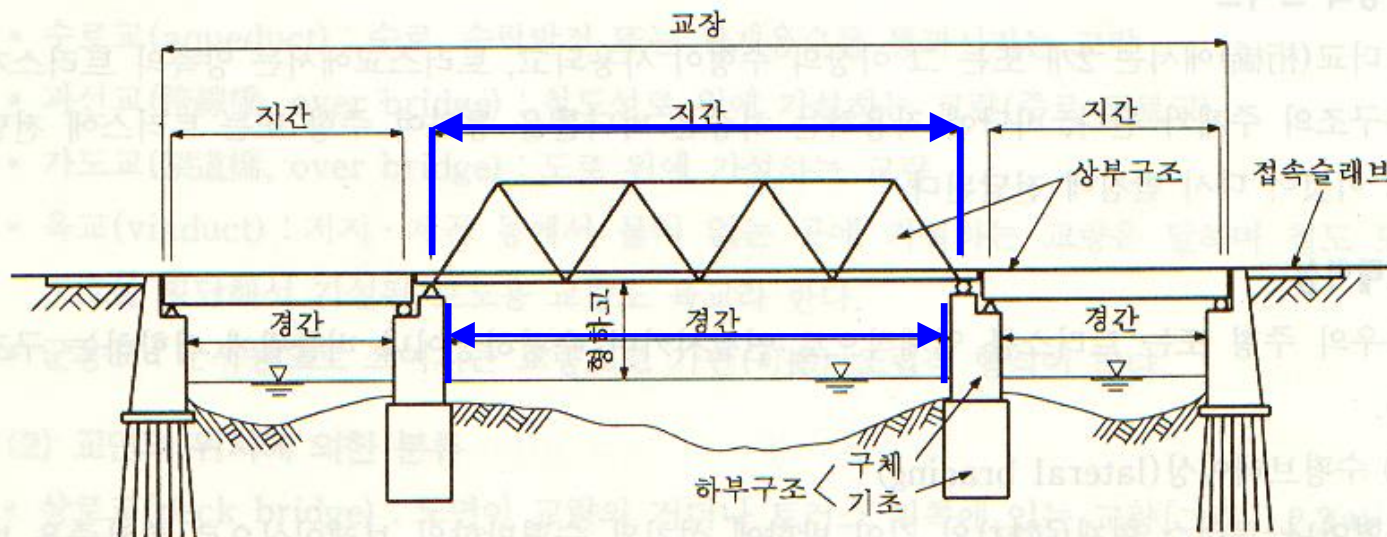
유효폭원 : 7.9m

활하중 : DB-24

표층의 무게 : 1.5kN/m^2

콘크리트 설계기준 강도 : $f_{ck}=28\text{Mpa}$

철근(SD 30) : $f_y=300\text{Mpa}$



9 . 교량설계 (슬래브교 설계)

슬래브의 지간

$$L = \text{순경간} + \text{슬래브 두께} = 4,500 + 330 = 4,830\text{mm}$$

처짐계산을 하지 않을 경우 슬래브의 최소 두께는 [콘설 4.3.1]

$$t = \frac{l}{20} \left(0.43 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{4,830}{20} \left(0.43 + \frac{300}{700} \right) = 207\text{mm} < 330\text{mm}$$

사하중 모멘트

시방서에 따라 하중조합과 하중계수는 $1.3D + 2.15(L+I)$ 이다.

$$\text{자중 } 25 \times 0.33 = 8.25\text{kN/m}^2$$

$$\text{총사하중 } \omega = 8.25 + 1.5 = 9.75\text{kN/m}^2$$

$$\text{설계사하중 (factored dead load)} = 1.3D = 1.3 \times 9.75 = 12.7\text{kN/m}^2$$

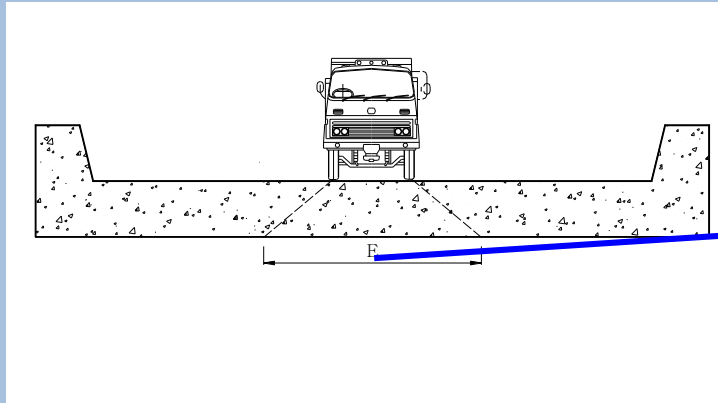
따라서 사하중에 의해 발생하는 최대 사하중 모멘트는

$$M_D = \frac{1}{8} \omega L^2 = \frac{1}{8} \times 12.7 \times 4.83^2 = 37\text{kN} \cdot \text{m}$$

9 . 교량설계 (슬래브교 설계)

활하중 모멘트

$$E = 1.2 + 0.06L = 1.2 + 0.06 \times 4.83 = 1.49m < 2.1m$$



$$E = \frac{M_{\max, beam}}{M_{\min, bridge}}$$

$$\frac{96}{1.49} = 64.4kN$$

그러므로 최대 활하중 모멘트는

$$M_L = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 64.4 \times 4.83 = 77.7kN \cdot m$$

$$\text{설계활하중(factored live load)} = 2.15L = 2.15 \times 77.7 = 167kN \cdot m$$

9 . 교량설계 (슬래브교 설계)

충격

$$\text{동적하중} = \text{활하중(정적하중)} + \text{충격하중}$$

$$Imp.S = i \times L.L.S$$

- ① 활하중 용력이 같아도 하중이 넓게 분포하여 작용하는 경우는 집중하여 작용하는 경우보다 작다.
- ② 하중이 동일하여도 사하중이 클수록, 또 지간이 클수록 충격의 영향은 작아진다. 따라서 하중의 재하길이가 짧을수록, 또 지간이 길수록 충격계수 I 가 적어지도록 정한다. 도로교 설계기준 공통편에서 충격계수는 식 6.21으로 산출하며 0.3을 초과할 수 없다고 규정하고 있다.

$$i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3$$

9 . 교량설계 (슬래브교 설계)

충격

$$i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3$$

$$i = \frac{15}{40 + 4.83} = 0.334$$

그런데, $i \leq 0.3$ 이라야 하므로 $i=0.3$ 으로 본다.

활하중의 충격으로 인한 모멘트는

$$M_L = iM_L = 0.3 \times 167 = 50.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

따라서, 총모멘트는

$$M_u = M_D + M_L + M_i = 37 + 167 + 50.1 = 254.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

철근량 계산

주철근으로 D29(공칭지름 2.86cm)를 사용하기로 하고 덮개는 30mm 이상이어야 하므로 슬래브의 유효높이는

$$d = 330 - 30 - \frac{1}{2} \times 28.6 = 285.7 \text{ mm}$$

콘크리트의 응력분포 사각형의 깊이를 $a=60\text{mm}$ 로 가정하면, 철근량은

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{254.1 \times 10^3 \times 10^3}{0.85 \times 300 \left(285.7 - \frac{60}{2}\right)} = 3897 \text{ mm}^2$$

이에 대하여 D29(공칭 단면적 642.4mm^2)를 150mm 간격으로 배치한다.

$$A_s = \frac{642.4}{150} \times 1000 = 4282.7 \text{ mm}^2 > 3897 \text{ mm}^2$$

철근량 계산

가정된 a 에 의해 구해진 철근량을 이용하여 다시 a 를 산출하면,

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f_{ck} \cdot b} = \frac{4282.7 \times 300}{0.85 \times 28 \times 1000} = 54 \text{ mm}$$

위에서 구해진 $a(=54\text{mm})$ 와 처음 가정한 $a(=60\text{mm})$ 는 거의 일치하므로 다시 철근량을 계산할 필요는 없다. 한편 계산된 철근량을 이용하여 철근비를 검사해 보면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} P_{\max} &= 0.75 P_b = 0.75 \left[0.85 k_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{6000}{600 + f_y} \right] \\ &= 0.75 \left[0.85 \times 0.85 \frac{28}{300} \cdot \frac{600}{600 + 300} \right] = 0.0337 \\ P &= \frac{A_s}{bd} = \frac{4282.7}{1000 \times 285.7} = 0.015 < P_{\max} \end{aligned}$$

위의 철근량은 최대 모멘트 단면 즉 지간중앙에서 필요로 하는 철근량이다. 따라서 그 양의 1/3 이상은 지점을 넘어 130mm 이상 받침 부속으로 연장하고 나머지 철근량은 지간 내에서 끝내도록 한다.

배력철근

주철근이 차량 진행방향에 평행이므로

$$\frac{55}{\sqrt{L}} = \frac{55}{\sqrt{4.83}} = 25\% < 50\%$$

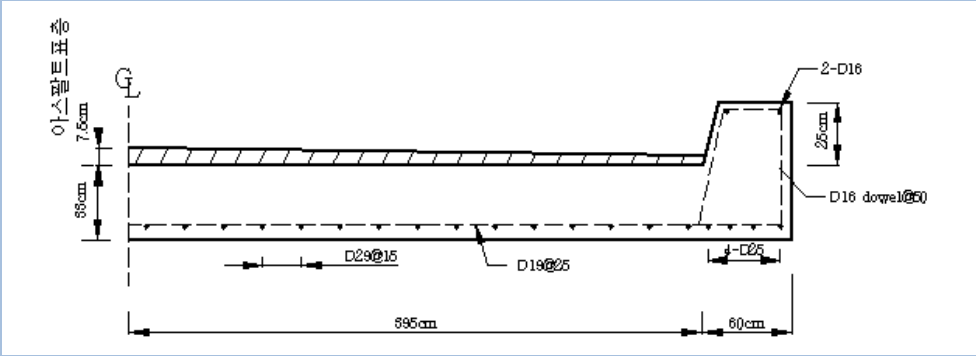
따라서 필요한 배력 철근량은

$$4282.7 \times 0.25 = 1070.6 \text{ mm}^2$$

이에 대하여 D19를 2,500mm 간격으로 주철근에 직각 방향으로 주철근 위에 배치한다.

9 . 교량설계 (슬래브교 설계)

단부보



교축방향으로 단부보를 두어야 하는데 이것은 단부 슬래브 단면에 철근을 더 보강함으로서 얻어진다. 단부보를 그림 6.16(b)와 같이 가정하면 그 자중은

$$25 \times 0.6 \times 0.58 = 8.7 \text{ kN/m}$$

따라서 사하중모멘트는

$$M_D = \frac{1}{8} \times (1.3 \times 8.7) \times 4.83^2 = 33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

활하중모멘트는

$$M_L = (0.1PL) \times 2.15 = 0.10 \times 96 \times 4.83 \times 2.15 = 99.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

따라서 총설계모멘트는

$$M_u = M_D + M_L = 33 + 99.7 = 132.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

그런데 이 단부보는

$$P = \frac{A_s}{bd} = \frac{642.4 \times 4}{600 \times 285.7} = 0.015$$

$$P_{\max} = 0.75 P_b = 0.0337$$

$$P_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{300} = 0.0047$$

즉, $P_{\max} > P > P_{\min}$ 이므로 이 단부보는 저보강보이다.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} \cdot b} = \frac{(642.4 \times 4) \times 300}{0.85 \times 28 \times 600} = 54 \text{ mm}$$

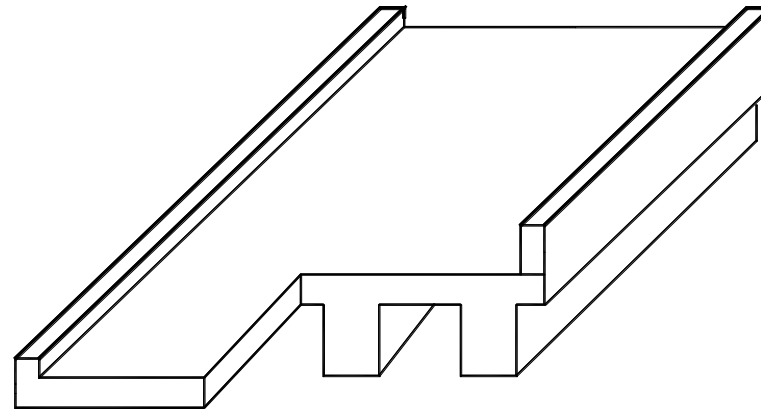
따라서, 이 단면의 설계휨강도는

$$\begin{aligned} \phi M_u &= \phi A_s f_y (d - \frac{a}{2}) = 0.85 \times (642.4 \times 4) \times 300 (285.7 - \frac{54}{2}) \\ &= 169,512,657 \text{ N} \cdot \text{mm} = 169.5 \text{ kN} \cdot \text{m} > 132.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

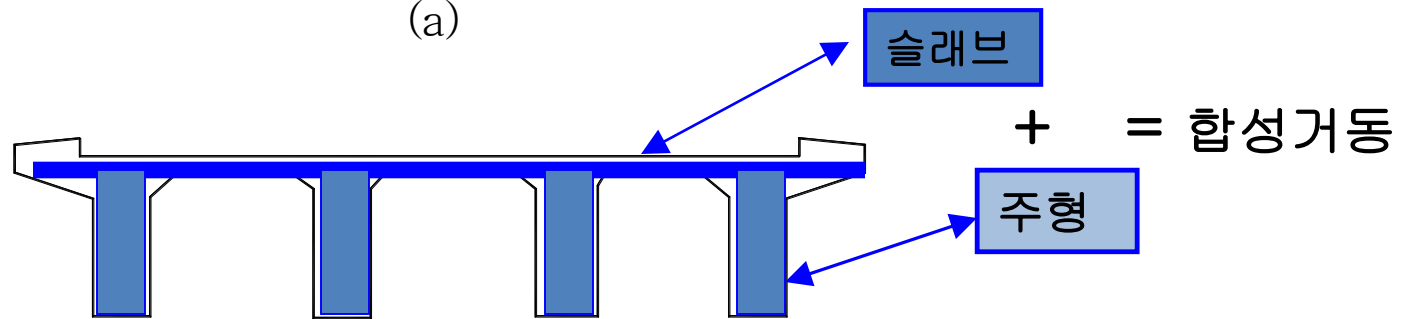
즉, $\phi M_u > M_u$ 이므로 이 단면으로 충분하다.

9 . 교량설계 (T형교 설계)

● 설계 일반사항



(a)



(b)

9 . 교량설계 (T형교 설계)

설계조건

순경간 : 14.6m

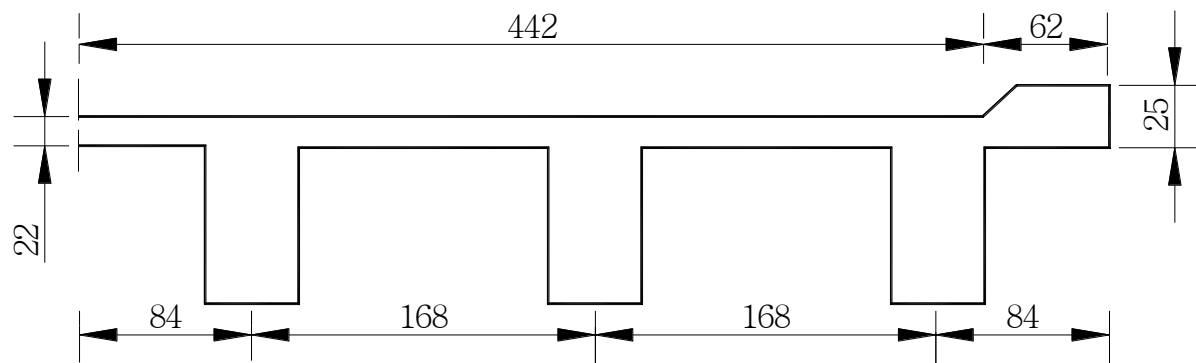
유효폭원 : 8.84m

활하중 : DB-24

표층 : 1.5kN/m²

콘크리트 설계기준강도 : $f_{ck} = 24\text{Mpa}$

철근(SD30)의 항복강도 : $f_y = 300\text{Mpa}$



단위:cm

바닥판의 설계

바닥판은 주형과 일체로 콘크리트를 치기 때문에 연속 슬래브로 되어 그 계산 지간은 주형과 주형 사이의 순경간을 사용한다.

주형의 복부 폭을 450mm 가정하면 순경간은 1,230mm로 된다. 바닥판의 총 두께를 220mm(=0.22m)로 가정하면(도설 III 7.4.1) 자중은

$$W = 25 \times 0.22 = 5.5 \text{ kN/m}$$

사하중에 대한 정·부의 모멘트 계수로 1/10을 사용하면 정·부의 극한 사하중 모멘트는

$$M_D = \frac{1}{10} \times (1.3 \times (5.5 + 1.5)) \times 1.23^2 = 1.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

바닥판의 설계

슬래브의 주철근이 차량 진행 방향에 직각이고 3개 이상의 지점을 가지는 슬래브이므로 설계 활하중 모멘트는

$$\begin{aligned} M_L &= 0.8 \times \frac{L + 0.6}{9.6} P_{24} = 0.8 \times \frac{1.23 + 0.6}{9.6} \times 96 \times 2.15 \\ &= 31.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

충격계수는

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 1.23} = 0.364 > 0.3$$

따라서 $I=0.3$ 이다.

충격에 의한 모멘트는

$$M_i = 0.3 \times 31.5 = 9.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

바닥판의 설계

총모멘트는

$$M_u = 1.4 + 31.5 + 9.5 = 42.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

D19(공칭지름 19.1mm)를 사용하기로 하고 덮개를 30mm로 하면 유효 높이는

$$h = 220 - 30 - \frac{1}{2} \times 19.1 = 180.5 \text{ mm}$$

따라서, 소요철근량은 ($a=18\text{mm}$ 로 가정)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} = \frac{42.4 \times 10^3 \times 10^3}{0.85 \times 300 (180.5 - \frac{18}{2})} = 969.5 \text{ mm}^2$$

이에 대하여 D19를 250mm 간격으로 배치한다면 단위 폭당 철근량은

$$A_s = 4 \times 286.5 = 1,146 \text{ mm}^2$$

바닥판의 설계

a를 검사하면

$$a = \frac{1,146 \times 300}{0.85 \times 24 \times 1000} = 16.9 \text{ mm} \doteq 18 \text{ mm}$$

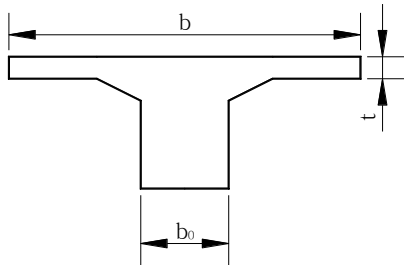
철근비를 검사하면

$$0.75P_b = 0.75 \left[0.85 \times 0.85 \times \frac{24}{300} \times \frac{600}{600 + 300} \right] = 0.0289$$

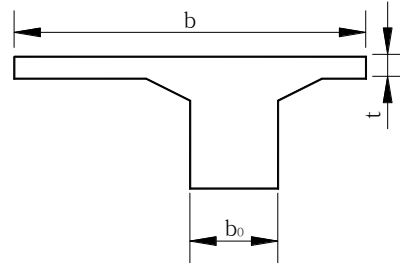
$$P = \frac{A_s}{bd} = \frac{1146}{1,000 \times 180.5} = 0.0063 < 0.75b$$

지간이 짧은데다 여러 곳에 절곡해야 하는 번거로움이 있으므로 이것을 피하여 5D19를 슬래브의 상부와 하부에 각각 직선 배치한다. 이렇게 하면 철근이 필요 이상 들어 가지만 철근의 조립 및 가공비용이 절약되어 추가된 철근값이 상쇄될 수 있을 것이다. 배력철근(온도철근)으로서 D16을 주철근의 직각 방향에 200mm 간격으로 상하 주철근위에 배치한다.

내측주형



(a) 대칭 T형



(b) 비대칭 T형

• 대칭 T형보

- ① $L/4$ ② $16t+b_0$
- ③ $b \leq b_0$ (여기서, b 는 인접 슬래브의 중심선간의 길이)

• 비대칭 T형보

- ① $6t+b_0$ ② $L/12+b_0$ ③ $l_0/2+b_0$ (l_0 는 인접보와의 내측거리)

내측주형

- 대칭 T형보

① $L/4$ ② $16t+b_0$

③ $b \leq b$ (여기서, b 는 인접 슬래브의 중심선간의 길이)

① $L/4 = 1460/3 = 486.7\text{cm}$ ② $16t+b_0 = 16 \cdot 22 + 45 = 397\text{cm}$

③ $b \leq b = 168\text{cm}$ 이므로 유효플랜지폭은 168cm 이다.

내측주형

① 휨 모멘트

• 사하중 모멘트

주형의 단위 길이(1m)에 걸리는 바닥판의 중량은

$$(5.5 + 1.5) \times 1.68 = 11.8 \text{ kN/m}$$

주형의 복부단면을 450mm(=0.45m) × 850mm(=0.85m)로 가정하면 단위길이의 중량은

$$25 \times 0.45 \times 0.85 = 9.6 \text{ kN/m}$$

따라서, 주형의 극한 사하중은

$$W = 1.3 \times (11.8 + 9.6) = 27.8 \text{ kN/m}$$

주형의 지간중앙에서의 사하중 모멘트는

$$M_{D(\max)} = \frac{1}{8} \times 27.8 \times 15.2^2 = 802.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

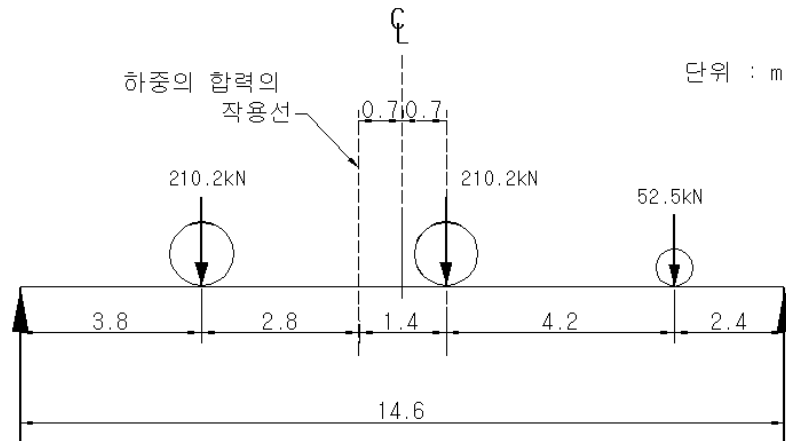
내측주형

• 활하중 모멘트

내측주형의 휨 모멘트
적용하면

$$\text{후륜하중} = \frac{L}{1.65}$$

$$\text{전륜하중} = \frac{1.68}{1.65}$$



따라서, 표준트럭하중(DB-24)이 그림 6.21과 같이 주형에 실렸을 때 가운데 하중점에서 절대 최대 휨 모멘트가 일어난다. 이 경우의 반력과 휨 모멘트는 다음과 같다.

$$R_L = \frac{1}{15.2} (210.2 \times 11.1 + 210.2 \times 6.9 + 52.5 \times 2.7) = 258.2 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 258.2 \times 8.3 - 210.2 \times 4.2 = 1,260.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

내측주형

- 충격모멘트

$$\text{충격계수} = i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 15.2} = 0.272 < 0.3$$

$$M_{i(\max)} = 1,260.2 \times 0.272 = 342.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 모멘트의 합계

$$M_{\max} = 802.9 + 1,260.2 + 342.8 = 2,405.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

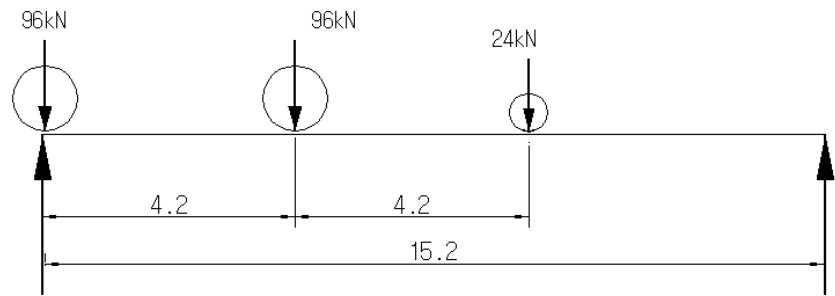
내측주형

단위 : m

② 전단력

- 사하중 전단력

지점단면에서



$$S_{D(max)} = 27.8 \times 15.2 \times \frac{1}{2} = 211.3kN$$

- 활하중 전단력

보의 절대 최대 전단력은 최대반력이고 그것은 DB-24 하중이 그림 6.22와 같이 재하될 때 지점반력 R_L 과 같다. 이 때 지점에 놓인 하중은 가로 방향 분포는 없다고 생각한다. 하중계수를 고려하면,

$$\begin{aligned} S_{L(max)} = R_L &= 2.15 \times 96 + \frac{1}{15.2} (2.15 \times 96 \times 11 + 2.15 \times 24 \times 6.8) \\ &= 378.9kN \end{aligned}$$

내측주형

- 충격 전단력

$$\text{지점 } S_{\max} = 378.9 \times 0.272 = 103.1 \text{ kN}$$

- 전단력의 합계

$$\text{지점 } S_{\max} = 211.3 + 378.9 + 103.1 = 693.3 \text{ kN}$$

9 . 교량설계 (T형교 설계)

내측주형

③ 단면과 철근량의 결정

- 단면결정

보에서 콘크리트가 부담 할 수 있는 전단력은

$$S_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_0 \cdot d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 450 \times d = 367.4d$$

전단철근(스트립)의 간격을 최대간격인 0.5d로 하려면 스트립이 부담하는 전단력은

$$S_s = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_0 \cdot d = \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 450 \times d = 734.8d$$

$S_u < \phi(S_c + S_s)$ 이라야 하므로

$$57,500 < 0.8 (367.4d + 734.8d)$$

즉, 주형의 높이는 652mm 이상이 되어야 한다. 주철근으로서 D32를 2단으로 배치하기로 하고 그 연직 순 간격을 40mm, 덮개를 40mm, D16을 스트립으로 사용하기로 한다면 인장철근의 도심은 바닥으로부터 다음 거리에 있게 된다.

$$40 + 15.9 + 31.8 + 40 \times \frac{1}{2} = 107.7mm$$

그러면 보의 높이는 다음 값 이상이어야 한다.

$$652 + 107.7 = 759.7mm$$

그런데 슬래브 두께가 20mm이고 복부 높이를 850mm로 가정하였으며, 보의 총 높이는

$$220 + 850 = 1070mm$$

이것을 그대로 사용한다면 보의 유효높이는

$$d = 1070 - 50(\text{표층두께}) - 107.7 = 912.3mm$$

이렇게 하면 콘크리트가 많이 소요되는 대신 인장철근과 전단철근의 양이 적게 될 것이다.

9 . 교량설계 (T형교 설계)

내측주형

• 철근량 결정

T형 단면이므로 중립축의 위치를 알아야 하고 그러자면 철근량을 알아야 한다. 그러기 위해서는 우력 C와(압축력의 합)와 T(인장력의 합) 사이의 거리를 추정한다.

$$0.9d = 0.9 \times 912.3 = 821.1mm$$

$$d - \frac{tf}{2} = 912.3 - \frac{220}{2} = 802.3mm$$

이 중에서 큰 값을 취하여 시험적 A_s 를 계산해 본다.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2,405.9}{0.85} = 2,830.5kN \cdot m$$

$$A_s = \frac{2,830.5 \times 10^3 \times 10^3}{300 \times 821.1} = 11,490.7mm^2$$

그러면

$$T = A_s \cdot f_y = 11,490.7 \times 300 = 3,447,210N = 3,447.2kN$$

$$C = 0.85f_{ck} \times t \times b = 0.85 \times 24 \times 220 \times 1,680 = 7,539,840N = 7,539.8kN > T$$

즉, 중립축은 플랜지 안에 있다. 따라서 플랜지 폭 1,680mm를 폭으로 하는 직사각형 단면으로 계산한다.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{11,490.7 \times 300}{0.85 \times 24 \times 1,680} = 100.6mm$$

필요한 철근량은

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} = \frac{2,830.5 \times 10^3 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times (912.3 - \frac{100.6}{2})} = 12,877mm^2$$

a를 검사하면

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{12,877 \times 300}{0.85 \times 24 \times 1,680} = 112.7mm$$

철근량 산정에 적용된 $a(=100.5mm)$ 와 재계산된 $a(=112.7mm)$ 의 차이가 높음으로 a를 112.7mm로 재 가정하여 철근량을 재계산하면

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} = \frac{2,830.5 \times 10^3 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times (912.3 - \frac{112.7}{2})} = 12,968mm^2$$

9 . 교량설계 (T형교 설계)

내측주형

a를 검사하면

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{12,968 \times 300}{0.85 \times 24 \times 1,680} = 113.5 \text{ mm}$$

재 가정된 $a(=112.7\text{mm})$ 와 철근량에 따른 $a(=113.5\text{mm})$ 가 거의 일치함으로 필요 철근량은 $12,968\text{mm}^2$ 이다. 이에, 14D35($=13,392\text{mm}^2$)를 2단으로 배치하기로 하고, 계산된 철근량에 의한 단면의 철근비의 과소·과대 철근비를 분석하면

$$P = \frac{A_s}{bd} = \frac{13,392}{1,680 \times 912.3} = 0.0087$$

$$0.75P_b = 0.0289 > P \quad (\therefore O.K)$$

내측주형

- 휨철근의 절단과 정착

인장철근의 1/3 이상은 지점을 넘어 150mm 이상 연장해야 한다. 나머지 철근은 소정의 위치에서 끊어 내거나 구부려 올린다. 여기서는 하단에 배치된 철근 중 5개를 지점까지 연장하고 나머지 7개는 휨을 저항하는데 더 필요하지 않은 점을 지나 유효높이 이상 철근 지름의 12배 이상 되는 점에서 끊는다. 인장철근을 인장구역에서 끊는 경우이므로 도로교 설계기준의 해당규정에 따라야 한다.

내측주형

· 전단철근

지점에서 $d=912.3\text{mm}$ 만큼 떨어진 단면의 극한 전단력(factored shear force)은 사하중 · 활하중 및 충격에 대하여 각각 다음과 같다.

$$\text{사하중에 의한 전단력 } (S_D) = 211.3 - 27.8 \times 0.912 = 185.9\text{kN}$$

$$\text{활하중에 의한 전단력 } (S_L) =$$

$$[2.15 \times 96 \times (15.2 - 0.912) + 2.15 \times 96 \times (15.2 - 4.2 - 0.912) + 2.15 \times 24 \times (15.2 - 4.2 \times 2 - 0.912)] \times \frac{1}{15.2} = 351\text{kN}$$

$$\text{충격에 의한 전단력 } (S_I) = 351 \times 0.272 = 95.5\text{kN}$$

이들을 합하면

$$S_u = 185.9 + 351 + 95.5 = 632.4\text{kN}$$

콘크리트가 부담하는 전단력은

$$S_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d = \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 450 \times 912.3 = 335,200\text{N} = 335.2\text{kN}$$

$$\phi \cdot S_c = 0.8 \times 335.2 = 268.2\text{kN} < S_u$$

따라서 전단철근이 필요하다.

9 . 교량설계 (T형교 설계)

내측주형

$$S_s = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \times b_0 \times d = \frac{1}{3} \sqrt{24} \times 450 \times 912.3 = 670,400 N = 670.4 kN$$

$S_u = \phi(S_c + S_s)$ 로부터

$$S_s = \frac{S_u - \phi S_c}{\phi} = \frac{632.4 - 268.2}{0.80} = 455.2 kN < 670.4 kN$$

즉, $S_s < \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_0 \cdot d$ 이므로 스트립의 최대간격은

$$0.5d = 0.5 \times 912.3 = 456.2 mm < 600 mm$$

D19의 U형 스트립을 사용하기로 한다면,

$$A_v = 286.5 \times 2 = 573 mm^2$$

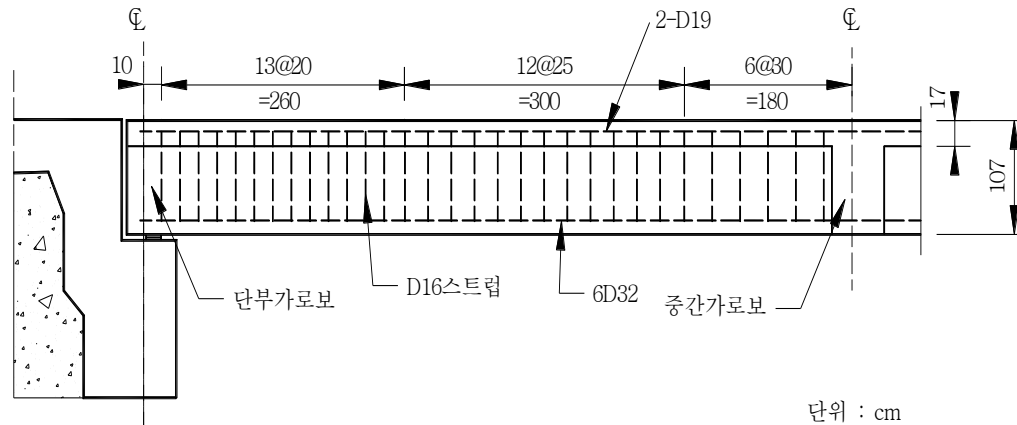
그 간격은

$$s = \frac{\phi A_v \cdot f_y \cdot d}{S_u - \phi S_c} = \frac{0.80 \times 573 \times 300 \times 912.3}{632.4 \times 10^3 - 0.80 \times 268.2 \times 10^3} = 300.3 mm$$

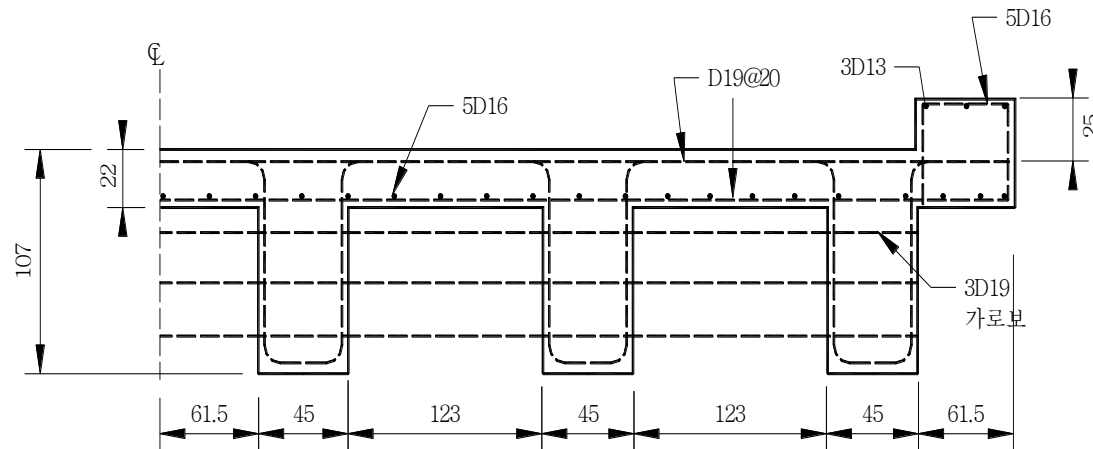
이것은 전단에 대한 위험 단면에서의 최대 간격이다. 따라서 스트립은 다음과 같이 배치한다. 즉, 지점의 중심으로부터 100mm 떨어진 단면에 첫 번째 스트립을 배치하고 그 점으로부터 200mm 간격으로 13개, 다음은 250mm 간격으로 12개, 나머지 중앙구간을 300mm 간격으로 배치한다.

9 . 교량설계 (T형교 설계)

내측주형



(a) 내측주형



(b) 횡단면

외측주형

(4) 외측 주형

연석부분은 슬래브와 별도로 콘크리트를 치는 것이 보통이므로 이 부분은 하중을 받는다고 볼 수 없다. 따라서 외측 주형의 단면은 내측 주형의 단면과 동일하게 한다.

① 휨 모멘트

외측주형의 중량은 내측주형의 중량과 같고 여기에 연석중량 3.7kN/m를 더하면 설계 사하중은

$$W = 27.8 + 1.3 \times 3.7 = 32.6 \text{ kN/m}$$

최대 사하중 모멘트는

$$M_D = \frac{1}{8} \times 32.6 \times 15.2^2 = 941.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

외측주형

외측 슬래브에 실리는 차륜 하중은 외측 주형이 받는다. 이 때 차륜 하중은 될 수 있는 대로 연석에 접근시켜 재하하고 외측 주형을 단순보로 보고 계산한다.

외측 주형의 윤하중의 분포는 $\frac{L}{1.65} P$ 이므로 분포 계수는

$$\frac{L}{1.65} = \frac{1.23}{1.65} = 0.745$$

여기서 L 은 외측 세로보와 인접한 내측 세로보 사이의 거리로서 $L \leq 1.8$ 이라야 한다.

외측 주형에서 절대 최대 모멘트를 일으키는 트럭하중의 세로방향 위치는 내측 주형의 경우와 같다. 그러므로 비례에 의하여 최대 활하중 모멘트는 다음과 같이 구해진다.

내측 주형에 대한 윤하중 분포계수는 $1.68/1.66=1.018$ 이므로(2차선의 경우 $L \leq 4.2$ 일 경우 $\frac{L}{1.65} P$)

$$M_L = 1,260.2 \times \frac{0.745}{1.018} = 922.2 kN \cdot m$$

외측주형

충격모멘트는

$$M_i = 922.2 \times 0.272 = 250.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

따라서 지간 중앙의 설계모멘트는

$$M = 941.5 + 922.2 + 250.8 = 2114.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9 . 교량설계 (T형교 설계)

외측주형

② 전단력

사하중 전단력

$$S_D = 32.6 \times 15.2 \times \frac{1}{2} = 247.8 kN$$

활하중 전단력

$$S_L = 378.9 \frac{0.745}{1.018} = 277.3 kN$$

충격 전단력

$$S_i = 277.3 \times 0.272 = 75.4 kN$$

따라서 지점에서의 설계 전단력의 합계는

$$S = 247.8 + 277.3 + 75.4 = 600.5 kN$$

기타 단면의 전단력도 같은 방법으로 구한다.

③ 단면과 철근량의 결정

이상과 같이 휨 모멘트와 전단력이 구해지면 그 설계는 내측 주형과 같은 방법에 따르면 된다. 외측 주형의 재하 용량이 내측 주형보다 작은 경우는 거의 없으므로 단면을 내측 주형의 단면과 같게 한다.

9 . 교량설계 (T형교 설계)

외측주형

(5) 기타세목

① 가로보

교량의 양단에서 주형 사이에 단부 가로보(end diaphragm)를 설치한다. 또 지간 중앙에도 중간 가로보를 설치한다. 지간이 12m 이상 되는 교량에는 중간 가로보를 두어야 한다.

② 고정받침

교량의 1단은 고정 받침으로 한다. 즉 교대의 흙벽 속에 수직철근(vertical dowel)을 묻고 이것을 구부려서 주형이나 슬래브 콘크리트 속으로 묻어 넣는다. 그리고 수평철근(horizontal dowel)을 슬래브 콘크리트와 어프로치 슬래브(approach slab) 속에 묻는다. 단부 가로보는 교좌 위에 직접 얹어 놓는다.

③ 이동받침

교량의 한쪽 단에는 엘라스트머 패드(elastomeric pad)를 설치하여 이동받침으로 한다. 이 패드는 주형 밑에만 놓는다. 그렇게 하면 단부 가로보의 바닥은 주형의 바닥과 같은 높이지만 교좌에는 직접 닿지 않는다.

④ 방수와 배수

이음부를 통하여 물이 스며드는 것을 방지하기 위하여 이음부는 매스틱(mastic compound)으로 채운다. 노면 배수를 위하여 노면의 중앙을 30mm 정도 높게 횡단 구배를 붙이고 또 지간 중앙을 60mm 정도 솟음(camber)을 주어 표면수를 배수홈통으로 유도한다. 이러한 솟음은 필요할 뿐 만 아니라 주형의 높이가 같을 때 일어날 수 있는 처짐에 대해서도 유용하다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

● 특징

콘크리트는 압축강도에 비해 극히 적은 인장강도를 가지기 때문에 철근콘크리트 부재에서 인장을 받는 부분의 콘크리트의 인장 강성을 무시하고 철근의 인장 강성만을 고려하게 된다.

따라서, 프리스트레스 콘크리트교에서는 이러한 인장부에 미리 압축력을 도입시켜 공용중(公用中)의 사하중 및 각종 하중 작용시 철근콘크리트 교에서는 인장부가 되는 부분이 압축 부분으로 거동하게 한다.

즉, 프리스트레스 콘크리트의 개념은 “외력에 의하여 일어나는 응력을 소정의 한도까지 상쇄할 수 있도록 미리 인공적으로 그 응력의 분포와 크기를 정하여 내력을 준 콘크리트”라고 정의할 수 있다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

(1) 프리스트레스 콘크리트(PSC)와 철근콘크리트(RC)의 비교

PSC 교량의 구조적 특징을 사용성 · 안전성 · 경제성 등과 관련하여 RC 교량과 비교하여 설명하면 다음과 같다.

- PSC는 균열이 발생하지 않도록 설계되기 때문에 내구성 및 수밀성이 좋으며 충격하중 및 반복하중에 대한 저항력도 RC보다 크다.
- PSC 구조에서는 전단면을 유효하게 이용할 수 있을 뿐 만 아니라 복부폭이 RC에 비해 얇으므로 자중이 가벼워 장대교량이나 큰 하중을 받는 교량에 적당하다. 또한 PSC 구조는 날씬(slender)하므로 외관이 아름답다.
- PSC부재의 처짐이 적고, 또 프리스트레싱에 의한 솟음 때문에 사하중을 받을 때의 처짐도 작다. 균열이 발생하지 않기 때문에 콘크리트교의 전단면을 이용할 수 있어서 단면 2차 모멘트는 균열이 발생한 단면에 비하여 2~3배로 되어 활하중에 의한 처짐도 작다.
- PSC 구조는 프리스트레싱 작업때 강재와 콘크리트가 최대응력을 받으며 공용중의 콘크리트의 응력은 그 보다 작으므로 안전성이 높다고 할 수 있다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

(1) 프리스트레스 콘크리트(PSC)와 철근콘크리트(RC)의 비교

- 포스트텐션 방식을 이용한다면 프리캐스트 부재의 연결 시공이 가능하고 현장치기 PSC의 경우, 이어대기 시공이나 분할시공이 가능하므로 캔틸레버식 시공 등이 교량에 많이 이용된다.
- PSC는 RC에 비해 강성이 작아서 변형이 크고 진동하기 쉽다.
- 고강도 강재는 고온에 접하면 갑자기 강도가 감소하므로 PSC는 RC 보다 내화성에 있어서는 불리하다.
- PSC는 RC에 비하여 용력이나 안전성을 검토할 단계가 많을 뿐 아니라 하중의 크기나 방향에 민감하므로 설계 · 제조 · 운반 · 가설에 있어서 세심한 주의가 필요하다.
- PSC는 고강도의 재료를 사용하므로 같은 설계 하중에 대해 RC 보다 재료는 절약되지만 단가가 비싸지고 정착장치 · 쉬스 등의 부속 재료 및 그라우팅 비용 등이 추가된다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

● 등가 균질보의 개념

등가 균질보의 개념은 콘크리트에 프리스트레스를 도입하면 콘크리트 보가 탄성 재료로 전환된다는 생각으로 응력 개념으로도 알려져 있으며 가장 널리 통용되고 있는 PSC의 기본 개념이다. 이 개념은 인장에 약하고 압축에 강한 콘크리트가 프리스트레싱에 의하여 압축됨으로써 취성재료인 콘크리트는 탄성 재료로 변환되어 인장응력에 견딜 수 있게 된다고 생각하는 것이다. 이렇게 되면 콘크리트에는 인장응력이 작용하지 않으므로 균열이 발생하지 않으며 탄성재료로 되는 것이다. 따라서 PSC의 응력 해석이나 설계는 탄성이론에 따를 수 있게 된다.

이 개념에 따르면 콘크리트는 두 종류의 힘을 받게 된다. 하나는 프리스트레싱에 의한 힘이고 다른 하나는 하중에 의한 힘이다. 따라서 하중에 의한 콘크리트의 균열을 막을 수 있다. 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 한 하중과 프리스트레싱에 의하여 일어나는 응력·변형율·처짐 등을 각각 따로 계산할 수 있으며 필요한 경우에는 이들을 합산할 수 있다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

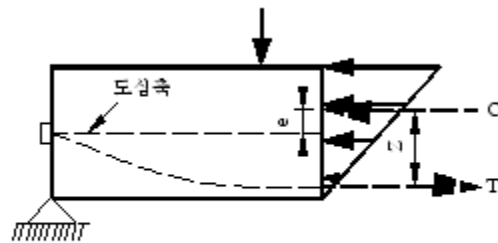
● 내력 모멘트의 개념

이 개념은 PSC를 RC와 같이 생각하여 콘크리트는 압축력을 받고 긴장재는 인장력을 받게 하여 두 힘의 우력 모멘트로 외력에 의한 휨 모멘트에 저항하도록 한다는 생각이며 강도개념으로 알려져 있다.

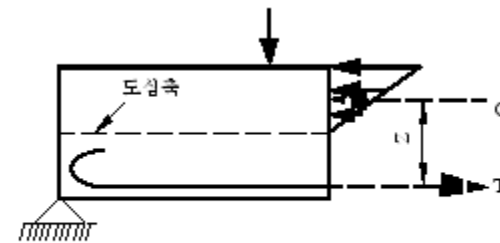
PSC에서는 고강도 강재를 사용하는데 고강도 강재는 그 강도가 다 발휘하기 전에 상당히 늘어날 수 있어야 한다. 고강도 강재를 RC와 같이 단순히 콘크리트 속에 묻어 넣는다면 그 강재가 모든 강도를 발휘하기 전에 그 둘레의 콘크리트에는 균열이 발생한다. 그래서 콘크리트를 위하여 강재를 미리 긴장해 둘 필요가 있다. 콘크리트에 대하여 강재를 미리 긴장하여 정착하면 원하는 응력과 변형도를 두 재료에 일어나게 할 수 있다. 즉, 콘크리트에 압축응력, 강재에 인장응력을 줄 수 있다. 이러한 조합 작용은 RC에서 이를 수 없었던 두 재료의 안전하고 경제적인 이용을 가능하게 한다. 즉 PSC는 고강도 강재를 사용하여 균열의 발생을 방지할 수 있게 한 RC의 일종이라고 할 수 있다. 이 개념은 PSC보의 극한 강도를 결정하는데도 이용된다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

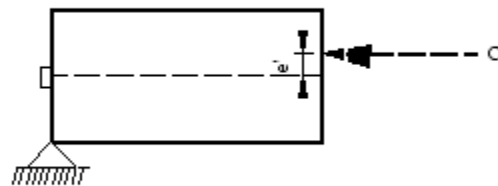
● 내력 모멘트의 개념



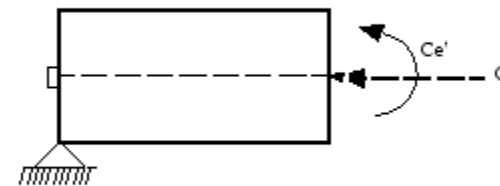
(a) PC보



(a) RC보



(c)



(d)

● 하중 평형의 개념

이 개념은 프리스트레싱의 작용과 부재에 작용하는 하중을 비기게 하자는 데 목적을 둔 생각으로서 등가 하중의 개념이라고도 한다.

프리스트레싱의 작용이 연직 하중과 비긴다면 슬래브나 보와 같은 휨 부재는 주어진 하중 작용 하에서 휨 응력을 일으키지 않게 된다. 결국 휨 부재를 축방향의 직 응력만을 받는 부재로 전환시키게 되어 복잡한 구조물의 설계와 해석을 매우 단순화시킨다. 이 경우 긴장재는 마치 현수교의 케이블과 같은 구실을 한다. 이 개념에서는 콘크리트를 자유물체도로 보아야 하고, 또 긴장재는 콘크리트에 작용하는 힘으로 바꾸어 놓아야 한다.

● 하중 단계에 따른 거동

PSC부재는 일반적으로 3단계에 걸쳐 응력을 받는다. 즉 제조 과정인 초기단계에서는 프리스트레싱의 힘을 받고, 중간 단계인 운반 과정에서 받는 힘이 있으면, 완성 후인 최종 단계에서는 설계하중을 받는다. 따라서 설계 · 제조 · 운반 등을 위하여 각 하중단계 때마다 PSC부재의 응력을 검토하여야 한다.

① 초기 단계

이 단계는 PSC 부재를 제조하는 과정, 특히 프리스트레싱을 실시한 직후의 응력 상태로서 다음과 같이 구분한다.

- 프리스트레싱 전 단계 : 이 단계의 PSC는 무근 콘크리트와 같아서 매우 약하다. 따라서 양생에 주의해야 하며 온도의 갑작스러운 변화를 피하여 균열을 방지하여야 한다.
- 프리스트레싱 작업중인 단계 : 이 단계는 강재가 그 수명동안 받을 인장응력 중 가장 큰 응력을 받을 시기이다. 이 때 콘크리트에서도 정작부에 대한 지압강도는 매우 크며 콘크리트의 재령이 어린 단계인데 반하여 받는 프리스트레스는 최대이므로 콘크리트의 품질이 좋지 않으면 정작부에서 콘크리트의 파괴가 일어날 수 있다.

비대칭 프리스트레싱을 할 경우는 예정 이상의 프리스트레스를 넘는 응력이 콘크리트에 일어날 수가 있으므로 프리스트레싱 작업 이전에 긴장재의 긴장 순서를 미리 검토하여 정해 두어야 한다.

● 하중 단계에 따른 거동

- 프리스트레싱 직후 : 이 단계에서는 프리텐션 부재의 경우 인장 내의 PS강재 정착부를 풀어주는 작업만으로 프리스트레스가 도입되며, 포스트텐션 부재의 경우 여러 개의 긴장재가 배치되므로 긴장 작업은 몇 회에 걸쳐 실시되며 점진적으로 프리스트레스가 도입된다. 이때는 초기 프리스트레스 단계로 콘크리트의 재령이 어린 상태이므로 콘크리트에 위험 상태를 가져올 수 있으며 경우에 따라서는 이 단계가 부재의 설계를 지배하기도 한다.
- 재긴장 단계 : PSC 부재는 때에 따라 재긴장이 있을 수 있다. 이 때에는 두 번 또는 그 이상의 단계로 프리스트레싱이 실시된다. 보통의 경우는 콘크리트의 건조수축과 크리프에 의한 프리스트레스의 감소량을 적게 하기 위하여 이미 긴장한 긴장재를 다시 더 긴장하는 경우이며, 설계에 따라 초기 자중 외에 추가 사하중이 발생할 때 나머지 긴장재를 추가로 긴장하는 경우도 있다. 이때는 단계별로 응력상태를 검토해 주어야 한다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

● 하중 단계에 따른 거동

② 중간 단계

이 단계는 프리캐스트의 PSC부재를 운반하고 가설하는 과정에서 일어나는 응력상태이다. 소정의 프리스트레싱 작업이 완료된 직후의 PSC 부재는 프리스트레스와 자중에 의한 휨 응력의 프리스트레싱 작업이 완료된 직후의 PSC 부재는 프리스트레스와 자중에 의한 휨 응력의 합성 응력이 작용하는 상태에 있다. 그러므로 운반하고 취급하는 과정에서 부재에 위험한 응력이 일어나지 않도록 주의해야 한다.

또 부재는 가설 후에 재하되는 사하중의 위치에 따라서도 위험한 응력이 일어나는 수가 있다. 예를 들면 내민 부분을 가지는 FCM(free cantilever method) 공법으로 시공하는 교량에서 F/T(form traveller) 등에 의해 사하중이 부분 재하되면 인장응력이 발생하는 지점부근에서 균열이 일어나는 수가 있다.

● 하중 단계에 따른 거동

③ 최종 단계

이 단계는 전 설계하중이 작용할 때의 응력상태이다. 이 단계에서는 사하중과 활하중의 가장 불리한 조합을 고려해야 하며, 때로는 풍하중·지진 하중과 같은 횡 방향 하중과 지점의 침하·온도변화의 영향 등을 고려해야 한다.

일반적으로 구조물에 전 설계 하중이 작용하는 시기는 프리스트레스 도입 후 몇 개월 정도 후이다. 이 시기에는 콘크리트에 건조수축, 크리프 및 PS 강재의 릴렉сей션 등으로 인하여 최초에 PS 강재에 준 인장력이 감소하게 된다. 이러한 감소 후 긴장재에 남아있는 인장력을 유효 인장력이라고 하며, 이때 콘크리트에 작용하는 실제 남아 있는 프리스트레스를 유효 프리스트레스라고 한다. 따라서 이 단계에서 유효 프리스트레스에 대하여 검토하여야 한다.

보통의 경우 PS강재는 프리스트레싱 직후에 가장 큰 응력을 받고 전 설계하중이 작용하더라도 그 인장력의 증가는 초기 인장력을 넘는 일이 없으므로 유효 인장응력의 증가량만을 계산하여 PS 강재의 인장응력을 검토하면 된다.

최종단계에서는 설계하중에 관한 응력은 물론이고 균열과 파괴에 대한 안전도로 검토해야 한다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

● PSC 교량 형식

PSC 교량의 일반적인 형식은 합성형교 · 슬래브교 · 박스거더교 · 사장교 · 아치교 · 라멘교 등으로 분류될 수 있으며 국내에서는 주로 합성형교 · 슬래브교 · 박스거더교 · 사장교 등이 사용되고 있다.

교량의 형식은 보통 지간의 길이 · 형고비 · 주위경관 · 지형공간 등을 감안하여 결정된다. 일반적으로 지간의 길이에 따라 짧은 지간을 가지고 낮은 형고비가 필요한 경우 PSC 슬래브교, 보통의 지간을 갖는 경우는 PSC 박스거더교의 형식이 적용되고 있다.

한편, 장 경간을 가지는 박스거더 교량의 경우는 특수 가설공법을 이용하여 세그먼트별로 제작되어 시공되는 경우가 많다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

● PSC 교량 형식

표. 교량형식별 특징			
	장점	단점	적용지간(m)
PSC 슬래브교	형고가 낮고 균열안전율이 크며 거푸집 작업이 간단하고 시공이 용이하다.	타 형식에 비해 사하중이 커서 장지간 적용이 어렵다.	10~30
PSC 합성형교	일반적으로 프리캐스트 부재를 이용하므로 시공이 빠르고 저가로 할 수 있으며 현장타설로 바닥판을 시공하므로 선형변화에 유연하다.	타 형식에 비해 거더높이가 비교적 높아 형하공간에 제약을 받는 곳에 적용하기 어려우며 횡방향 강성이 작아 이에 대한 검토가 필요하다.	20~40
PSC 박스거더교	비틀림 및 단면의 종·횡방향 강성이 크고 여러 가지 시공방법을 적용할 수 있어 장경간에 적용이 가능하다.	콘크리트 타설 및 거푸집 거치가 비교적 복잡하고 시공비가 타 형식에 비해 많이 든다.	40~100

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

● PSC 교량 형식

표. 가설 공법별 특징

구분	동바리 공법 (FSM)	연속압출공법 (ILM)	이동식 지보공법 (MSS)	캔틸레버 공법 (FCM)
직접 공사 물량	높이가 20m 이상 이고 동바리를 500 개 이상 필요로 할 때는 비경제적임.	가설시 부모멘트가 발생되므로 이를 위한 프리스트레싱 이 필요함.	수심이 깊은곳 등 에서도 동바리가 필요 없으며 지면 에 접한 곳에서는 이동식 지보공이 가능함.	주두부에서 캔틸레 버에 의해 과도한 부모멘트가 생기므 로 추가 프리스트 레싱이 필요함.
가설 공사	가설공사비는 저렴 하며 일괄가설공법 과 분할가설공법으 로 분류된다. 경간 의 변화 및 선형이 나 폭원에 대한 제 한이 없으며 PSC 박스거더교 주·소 교량에 적합한 형 식이다.	가설공사비는 저렴 한 편이며 일반적 으로 1/2~1/3 지 간장의 철재거푸집 을 교대 뒤 조립장 에서 제작하여 사 용된다. 추진코와 추진장비, 전용가 설받침이 필요하 다.	지간장의 이동 거 푸집과 그 양측의 추진코 및 교각에 붙는 가설 받침이 필요하다. 이동식 지보의 제작비가 고가이므로 경간장 이 길수록 유리하 다.	가설공사비가 타 가설공법에 비해 비교적 고가이다. 일반적으로 F/T가 2개 이상 필요하며 한지식의 경우는 지점부에 임시 가 설 고정장치가 필 요하다.
최적 지간장	20~60m	30~60m	40~70m	80~200m
최저 교장 상부 시공 속도	100~500m 소교량에 적합	200~600m 최대 1,160m	길수록 경제적	길수록 경제적
특징	전구간 지보공 설 치시공으로 확실한 시공이 가능하고 중방향 박스단면의 벽단면 처리가 가 능하다.	제작장에서 한 분 절씩 제작한 후 압 출재를 이용하여 추진한다. 추진시 캔틸레버 모멘트를 줄이기 위해 강재 노즐을 사용한다. 계곡, 철도 등 지 보공사가 어려운 곳에 사용되며 직 선구간 및 일정곡 률 반경을 가진 구 간에서만 사용 가 능하다.	거푸집 자체를 이 용하면서 한 지간 씩 콘크리트를 타 설하고 프리스트레 스를 도입한다. 전 단력을 1/5 지점 정도에서 시공이 가능하다. 주로 교각위에 브라켓을 설치하여 그 위를 이동하는 방법이 쓰인다.	교각위(주두부)로 부터 F/T를 사용 하여 한 세그먼트 씩 콘크리트를 타 설한 후 프리스트 레스를 도입한다. 동바리공법이 불가 능하거나 수심이 깊거나 깊은 계곡, 선박 통행로 등에 적용된다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

● PS 강재와 콘크리트 응력

표. PS 강재의 허용응력(도로교 설계기준)

프리텐션 부재	프리스트레스 도입 직전의 허용 인장응력	저 릴랙세이션 스트랜드	0.75 f_{pu}
		응력제거 스트랜드	0.70 f_{pu}
포스트텐션 부재	정착 직후 정착구역에서의 허용 인장응력		0.70 f_{pu}
모든 손실이 일어난 후 사용하중 작용시의 허용 인장응력			0.80 f_{pu}

f_{pu} : PS 강재의 인장강도, f_{pu} : PS 강재의 항복강도
 포스트텐션 부재에서 정착장치의 활동에 의한 손실구역의 끝 부분에서는 $0.83f_{pu}$ 까지, 정착부에서는 활동과 마찰로 인한 손실을 감안하여 정착 전 일시적으로 $0.90f_{pu}$ 까지 허용한다.

표. 콘크리트의 허용응력(도로교 설계기준)

크리프와 건조축에 의한 프리스트레스의 손실이 일어나기 전	휨압축 응 력	프리텐션 부재		$0.60 f_d$
		포스트텐션 부재		$0.55 f_d$
	휨인장 응 력	미리 압축력을 가한 인장구역		모든 손실 후의 휨 인장응력 참조
		그 밖의 구역	철근이 없는 인장구역 철근이 있는 인장구역	14MPa 또는 $2.5\sqrt{f_{ci}}$ $0.5\sqrt{f_{ci}}$
모든 손실이 일어난 후 (사용상태)	휨 압 축 응 력			$0.40 f_{dk}$
	휨인장 응 력	미리 압축력을 가한 인장구역	철근이 없는 부재	0
			철근이 있는 부재	$0.5\sqrt{f_{ci}}$
			심한 부식에 노출될 때	$0.25\sqrt{f_{ci}}$
정착부	직 압 응 력	사용하중 상태에서 포스트텐션 부재의 정착부		2MPa , 그러나 $0.9 f_d$ 를 넘지 않아야 한다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

(1) 설계조건

구 조 형 식 : 단순 PSC 합성 거더교
(포스트텐션 방식, 활하중 합성)

주거더의 길이 : 25.7m

계 산 지 간 : 25.0m

교 폭 : 1.5m(보도)+6.0m(차도)+1.5m(보도)

활 하 중 : DB-18

콘크리트의 설계기준강도

주 거더(PSC) $f_{ck}=40\text{MPa}$

바닥판(RC) $f_{ck}=28\text{MPa}$

철근(SD30)

PS 강선 ($\Phi 7$)

인장강도 $f_{pu}=1,550\text{MPa}$

항복강도 $f_{py}=1,350\text{MPa}$

PS 강선 ($\Phi 23$)

인장강도 $f_{pu}=950\text{MPa}$

항복강도 $f_{py}=800\text{MPa}$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

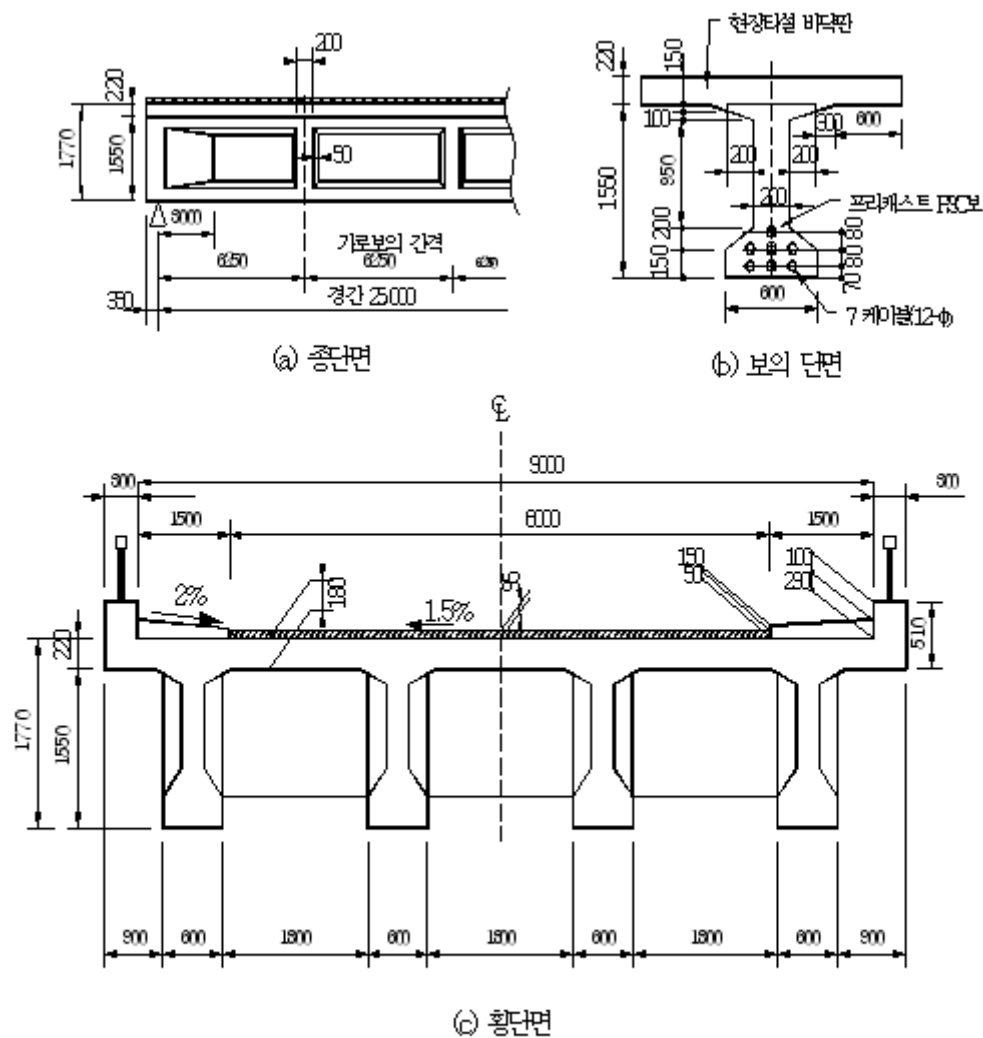


그림. 교량제원

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

(2) 바닥판의 설계

바닥판은 RC 슬래브로서, 주 거더인 프리캐스트 PSC 보에 합성되는 연속 슬래브이며, 계산지간은 주 거더와 주 거더 사이의 순경간(純經間)을 사용한다. 주 거더의 복부폭을 200mm(=22cm)로 가정하면, 바닥판의 계산지간은 2.2m로 된다. 주철근이 차량 진행 방향에 직각으로 배치되는 1방향 슬래브로 설계한다.

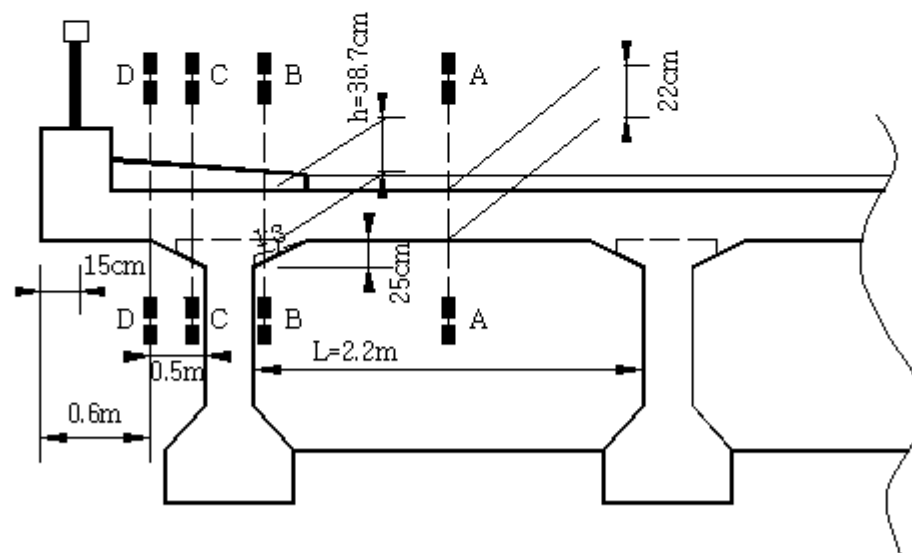


그림. 바닥판 유효폭

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

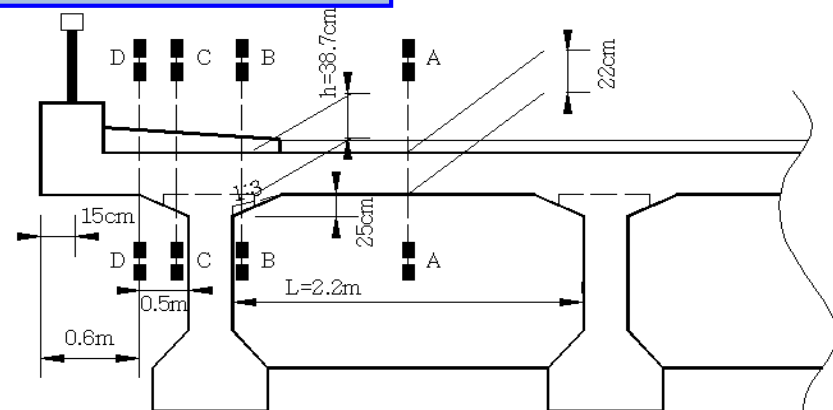
도로교 설계기준에 따르면 바닥판의 두께는

$$h_f = 3L + 13 = 3 \times 2.2 + 13 = 19.6 \text{ cm} < 22 \text{ cm}$$

따라서, 바닥판 슬래브의 두께를 22cm로 가정하고, 그 위에 두께 10cm의 아스팔트 포장을 두기로 한다. 그러면 사하중은

$$W = 25 \times 0.22 + 23 \times 0.1 = 7.8 \text{ kN/m}^2$$

사하중에 대한 정(+), 부(-)의 모멘트 계수는 1/10을 사용하고, 차량 진행 방향에 직각으로 폭 1m에 대하여 계산한다. 여기서는 그림에서 단면 A-A에 대하여 계산한다.(단면 B-B, C-C, D-D는 각자 계산해 보기 바람)



9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

슬래브의 지간 중앙의 사하중 모멘트는

$$M_d = \frac{1}{10} WL^2 = \frac{1}{10} \times 7.8 \times 2.2^2 = 3.77 kN \cdot m$$

슬래브의 주철근이 차량 진행 방향에 직각이고, 또 3개 이상의 지점을 가지는 슬래브이므로 활하중 모멘트는 식 6.2에 0.8을 고려하여

$$M_l = (L + \frac{0.6}{9.6} P) \times 0.8 = \frac{2.2 + 0.6}{9.6} \times 72 \times 0.8 = 16.8 kN \cdot m$$

충격계수는 식 6.12로부터

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.2} = 0.355 > 0.3$$

따라서, 충격계수는 0.3을 취해야 하므로 충격에 의한 모멘트는

$$M_i = 0.3 \times 16.8 = 5.04 kN \cdot m$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

총 계수 모멘트는

$$\begin{aligned}M_u &= 1.3M_d + 2.15(M_I + M_D) \\&= 1.3 \times 3.77 + 2.15(16.8 + 5.04) = 51.8 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

D19를 사용하기로 하고 피복두께를 40mm로 한다면, 유효 깊이는

$$d = 220 - 40 - \frac{1}{2} \times 19.1 = 170.5 \text{ mm}$$

a=20mm로 가정하고 철근량을 계산하면,

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{51.8 \times 10^3 \times 10^3}{0.85 \times 300 \left(170.5 - \frac{20}{2}\right)} = 1,265.7 \text{ mm}^2$$

a를 검사하면

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{1265.7 \times 300}{0.85 \times 28 \times 1000} = 16 \text{ mm}$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

최초 가정된 $a(=20\text{mm})$ 와 재 계산된 $a(=16\text{mm})$ 의 차이가 높아 $a=16\text{mm}$ 로 재 가정

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{51.8 \times 10^3 \times 10^3}{0.85 \times 300 \left(170.5 - \frac{16}{2}\right)} = 1,250 \text{ mm}^2$$

a 를 검사하면

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{1,250 \times 300}{0.85 \times 28 \times 1000} = 15.8 \text{ mm}$$

재 가정된 $a(=16\text{mm})$ 와 상기 $a(=15.8\text{mm})$ 가 거의 일치 함으로 필요 철근량은 $1,250\text{mm}^2$ 이다. 이에 대하여 D19를 150mm 간격으로 사용한다면, 단위 폭(1m)에 대한 철근량은

$$\frac{286.5}{150} \times 1000 = 1,910 \text{ mm}^2 > 1,250 \text{ mm}^2$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

지간이 짧은 데다 여러 곳에서 구부러 올라야 하는 번거로움이 있으므로, 이것을 피하여 위의 철근량을 슬래브의 상부와 하부에 각각 직선 배치 한다. 이렇게 하면 철근이 필요 이상으로 들어가지만, 철근의 조립 및 가설 비용이 절약되어 추가된 철근 값이 상쇄될 수 있을 것이다.

주철근에 직각 방향으로 배력철근을 배치한다. 주철근이 차량 진행 방향에 직각이므로 배력 철근량의 백분율은

$$\frac{120}{\sqrt{L}} = \frac{120}{\sqrt{2.2}} = 81\% = 67\%$$

필요한 배력 철근량은

$$1,910 \times 0.67 = 1,279.7 \text{ mm}^2$$

D16(공칭 단면적 198.6 mm^2)을 150 mm 간격으로 배치한다면, $1\text{m}(=1,000 \text{ mm})$ 폭에 대한 배력 철근량은

$$\frac{198.6}{150} \times 1000 = 1,324 \text{ mm}^2 > 1,279.7 \text{ mm}^2$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

(3) 주거더의 설계

주 거더는 포스트텐션 방식의 PSC 보이다. 그 단면은 본 예제의 설계 조건과 비슷한 조건하에 이미 가설된 교량의 주 거더를 참고하거나 설계 보조 자료를 이용한다. 그리고 경험에 의하여 가정하고, 반복계산에 의하여 가장 적당한 단면형상, PS 강재량, 긴장재 배치 위치 등을 구한다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

(3) 주거더의 설계

주 거더는 포스트텐션 방식의 PSC 보이다. 그 단면은 본 예제의 설계 조건과 비슷한 조건하에 이미 가설된 교량의 주 거더를 참고하거나 설계 보조 자료를 이용한다. 그리고 경험에 의하여 가정하고, 반복계산에 의하여 가장 적당한 단면형상, PS 강재량, 긴장재 배치 위치 등을 구한다.

① 단면의 여러 계수

먼저 주 거더의 단면을 그림과 같이 가정하고 긴장재는 $\phi 7$ 의 PS 강선 12개를 한 케이블로 하여 7개의 케이블을 사용한다. 이 PSC보의 중앙 단면과 단부 단면을 보인 것이다.

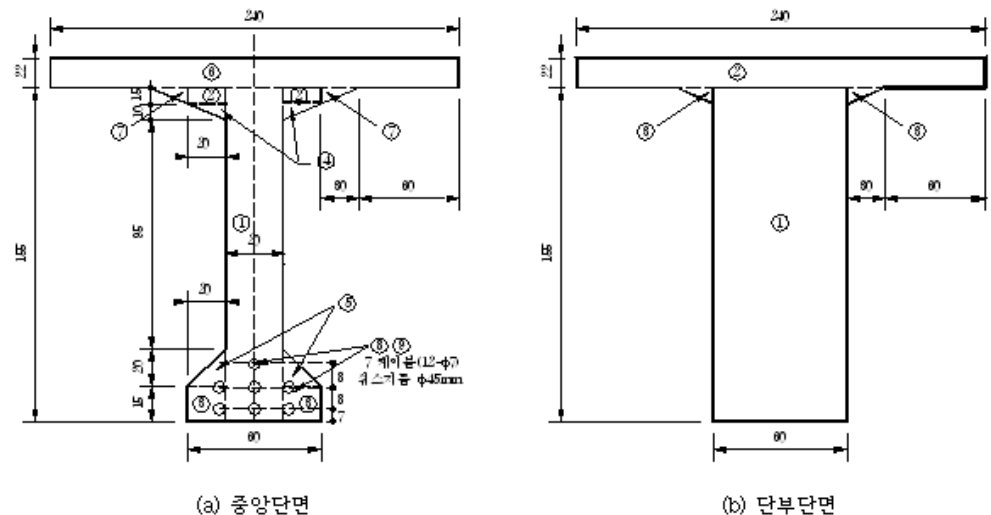


그림. 주거더 상세도

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

슬래브(바닥판) 콘크리트 단면을 PSC 보의 콘크리트와 동등한 콘크리트 단면으로 환산하여 계산해야 한다. 이 때 슬래브의 두께는 그대로 두고 플랜지 폭을 n 배 하여 환산한다. 슬래브 콘크리트의 탄성계수는

$$E_c = 4700 \sqrt{f_{ck}} = 4700 \sqrt{28} = 24,870 \text{ MPa}$$

프리캐스트 PSC보의 콘크리트의 압축강도는 300MPa를 이상이므로

$$E_c = 3300 \sqrt{f_{ck}} + 7700 = 3300 \sqrt{40} + 7700 = 28,571 \text{ MPa}$$

따라서 거더와 슬래브의 탄성계수비는

$$n_1 = \frac{E_c}{E_{cs}} = \frac{24,870}{28,571} = 0.87$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

표. 주 거더의 중앙단면의 제계수

단 면	분할 단면 번호	A 단면적 (cm ²)	y 단면도심에서 PSC보 상단 까지의 거리 (cm)	A×y=G 단면 1차 모멘트 (cm ³)	I _x 기준선(PSC보 상단)에 대한 단면 2차 모멘트 (cm ⁴)
프리캐스트 보의 총단면	①	20×155=3,100	77.5	240,250	20×155 ³ ×1/3=24825,000
	②	2×20×15=600	7.5	4,500	40×15 ³ ×1/3=45,000
	③	2×20×15=600	147.5	88,500	40×15 ³ ×1/12+40×15×147.5 ² =13065,000
	④	2×20×10×1/2=200	18.3	3,660	40×10 ³ ×1/36+20×10×18.3 ² =68,000
	⑤	2×20×20×1/2=200	133.3	53,320	40×20 ³ ×1/36+400×133.3 ² =7,116,000
	합계	ΣA=4,900		ΣG=360,230	ΣI _x =45,119,000
바닥판과 프리캐스트 보의 콘크리트의 단성 계수비 r _n =0.87를 플랜지 폭에 곱한다.	PSC보 상단에서 도심까지 거리 도심축에 대한 단면 2차 모멘트 단면 계수				
	y _c ' = 390,230/4,900 = 79.6cm, y _c = 155 - 79.6 = 75.4				
	I _c ' = 45,119,000 - 4,900×79.6 ² = 1.404×10 ⁷ cm ⁴				
	Z _c ' = 1.404×10 ⁷ /79.6 = 1.76×10 ⁵ cm ³				
	Z _c = 1.4040×10 ⁷ /75.4 = 1.86×10 ⁵ cm ³				
	회전 방지를 v _g ² = 1.404×10 ⁷ /4,900 = 2,865 cm ³				
프리캐스트 보의 수단면	⑥	0.89×240×22=4,688	-11	-51,688	0.87×240 ³ ×1/3=753,000
	⑦	0.89×30×15=387	5	1,935	0.87×30 ³ ×1/12=15,000
	합계	ΣA=9,986		ΣG=443,850	ΣI _x =45,892,000
	y _e ' = 443,850/9,986 = 44.4cm, y _e = 155 - 44.4 = 110.6cm I _e ' = 45,892,000 - 9,986×44.4 ² = 2.62×10 ⁷ cm ⁴ Z _e ' = 2.62×10 ⁷ /44.4 = 5.9×10 ⁵ cm ³ Z _e = 2.62×10 ⁷ /44.4 = 5.9×10 ⁵ cm ³				
프리캐스트 보의 수단면	긴장재 7 케이블 쉬스 구멍(φ 4.5cm)을 정사각형으로 환산하여 PSC보의 총단면에서 뺀다 $\sqrt{3.14 \times 4.5^2 \times \frac{1}{4} \times 7} = 10.6cm$ 프리캐스트 보 상단에서 긴장재 도심까지의 거리는 155-(1×23+3×14+3×7)/7=155-12.7=142.3cm				
	⑧	-106×106=-112	142.3	-15,938	106 ⁴ ×1/12+112×142.3 ³ =2,368,000
	①~⑤ 와 ⑧ 의 합계	ΣA=4,788		ΣG=374,232	ΣI _x =42,850,000
	y _{cg} ' = 374,232 / 4,788 = 78.2cm, y _{cg} = 76.8cm 긴장재 도심의 편심 e _{g0} = 76.8 - 12.7 = 64.1cm I _{cg} ' = 42,850,000 - 4,788×78.2 ² = 1.359×10 ⁷ cm ⁴ , v _{cg} ² = 2,840 cm ² Z _{cg} ' = 1.74×10 ⁵ cm ³ , Z _{cg} = 1.77×10 ⁵ cm ³ 긴장재 도심위치에 대한 단면 계수 Z _{cg0} = 1.359×10 ⁷ /64.1 = 2.12×10 ⁵ cm ³				

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

긴장재의	7 케이블의 PS 강선 단면적 ($7 \times 4.618\text{cm}^2$)에 탄성계수비 $n_2=7.1$ 을 곱하여 콘크리트 단면으로 환산하되 정사각형 단면으로 한다. 그 한 변의 길이는 $\sqrt{7 \times 4.618 \times 7.1} = 14.7\text{cm}$			
환산단면	⑨	$14.7 \times 14.7 = 216$	142.3	$30,736$
	합계	$\Sigma A = 10,090$	$\Sigma G = 355,274$	$14.7^4 + 1/12 + 216 \times 142.3^2 = 4,378,000$ $\Sigma I_x = 48,000,000$
환산합성단면	$y_{e'} = 35.2\text{cm}, y_e = 119.8\text{cm}$, 긴장재 도심의 편심 $e_{pe} = 119.8 - 12.7 = 107.\text{cm}$ $I_e = 48,000,000 - 355,274 \times 35.2^2 = 3.55 \times 10^7\text{cm}^4$, $y_c = 3,518\text{cm}^2$ $Z_{e'} = 10.08 \times 10^5\text{cm}^3$, $Z_{e2} = 2.96 \times 10^5\text{cm}^3$, 긴장재 도심에 대한 단면계수 $Z_{e2g} = 3.31 \times$ 바닥판 상면에서 프리캐스트 보 도심까지의 거리, $y_{e''} = 35.2 + 22 = 57.2\text{cm}$ $Z_{e''} = I_e / y_{e''} = 6.21 \times 10^5\text{cm}^3$			

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

② 설계 모멘트

주 거더는 내측 주 거더와 외측 주 거더 모두 같은 단면을 사용한다. 여기서는 내측 주 거더에 대하여 계산한다. (외측 주 거더에 대하여는 각자 계산해 본다.) 플랜지의 유효폭은 주 거더의 중심 간격 240cm로 될 것이다.

· 프리캐스트 보의 자중에 의한 모멘트

$$25 \times 0.49 = 12.25 \text{ kN/m}$$

$$M_{d0} = \frac{1}{8} \times 12.25 \times 25^2 = 957 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

· 바닥판 및 칸막이 중량에 의한 모멘트

바닥판의 중량은

$$25(2.4 \times 0.22 + 0.3 \times 0.15) = 14.3 \text{ kN/m}$$

프리캐스트 보에 걸리는 칸막이(diaphragm)의 중량을 2.6kN/m로 보면, 바닥판과 칸막이의 중량으로 인한 모멘트는

$$M_{d1} = \frac{1}{8} (14.3 + 2.6) \times 25^2 = 1,320.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

· 추가 사하중에 의한 모멘트

합성 후에 걸리는 사하중은 아스팔트 포장, 난간, 연석등의 중량이며, 이들의 합계를 7kN/m로 보면 합성 거더에 일어나는 사하중 모멘트는

$$M_{s2} = \frac{1}{8} \times 7 \times 25^2 = 546.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

· 활하중 모멘트

2차선 교량이므로 활하중의 분포계수는

$$\frac{L}{1.65} = \frac{2.40}{1.65} = 1.45$$

DB-18 하중이 지간 25m의 단순보 위를 진행할 때 일어나는 절대 최대 휨 모멘트를 계산하면 826.6kN·m이다. 따라서 활하중 모멘트는 다음과 같다.

$$M_l = 826.6 \times 1.45 = 1,198.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

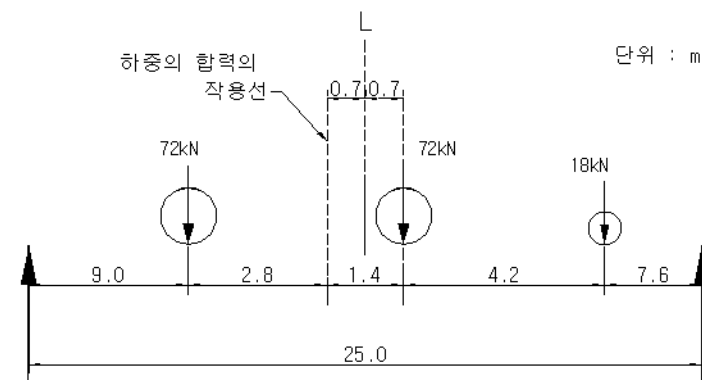


그림. DB 하중의 재하상태

· 충격모멘트

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 25} = 0.267$$

$$M_i = 0.267 \times 1,198.6 = 320 kN \cdot m$$

$$\therefore M_{l+i} = 1,198.6 + 320 = 1,518.6 kN \cdot m$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

③ 휨응력의 검사

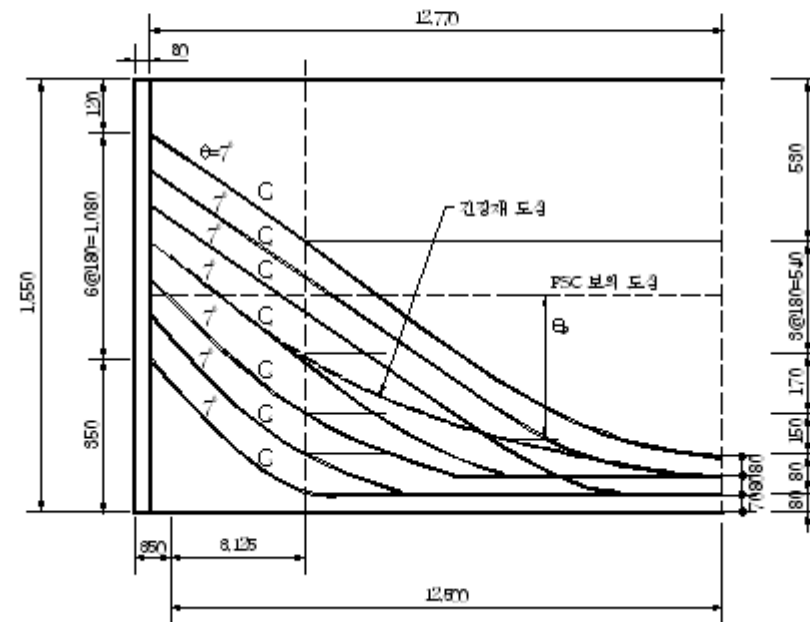
표. 단면의 응력

하 중	휨 모멘트 ($\times 10^4 \text{kN} \cdot \text{cm}$)	단면계수 ($\times 10^5 \text{cm}^3$)	콘크리트의 휨응력(MPa)				PS 강선 긴 장 재 도심위치 (MPa)
			바닥판	프리캐스트 보			
			상 단	상 단	하 단	긴 장 재 도심위치	
프리캐스트 보의 자중	$M_{d0}=95.7$	$Z_{d0}'=1.74$ $Z_{d0}=1.77$ $Z_{d0g}=2.12$		5.6	-5.5	-4.6	
바닥판, 칸막이 중 량	$M_{d1}=132.0$	$Z_{d1}'=1.79$ $Z_{d1}=1.95$ $Z_{d1g}=2.36$		6.7	-6.1	-5.1	40.5
포장, 난간, 연석등의 중 량	$M_{d2}=54.7$	$Z_{d2}''=6.21$ $Z_{d2}'=10.08$ $Z_{d2}=2.96$ $Z_{d2g}=3.31$	0.8	0.5	-1.9	-1.7	11.9
활하중 (충격 포함)	$M_{l+i}=151.8$	$Z_{d2}''=6.21$ $Z_{d2}'=10.08$ $Z_{d2}=2.96$ $Z_{d2g}=3.31$	2.2	1.5	-5.2	-4.7	33.2
합 계			3	14.3	-18.7	-16.1	85.6

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

· 프리스트레스의 계산

긴장재는 12개의 PS 강선 $\phi 7$ 을 한 케이블로 하여, 7케이블을 배치한다.



9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

- 프리스트레스 도입 직후

정착장치 위치에서 PS 강선의 재킹 힘은 $f_{pi}=1,200\text{MPa}(<0.90 f_{pu}=0.90\times 1,350=,215\text{MPa})$ 로 긴장한다. 정착장치의 활동으로 인한 인장력의 손실은 무시하고, 마찰로 인한 감소는 105MPa , 탄성 변형으로 인한 감소는 37MPa 이다. 따라서, 도입 직후의 PS 강선의 인장응력은

$$f_{\pi} = 1,200 - 105 - 37 = 1,058\text{MPa} < 1,085\text{MPa}$$

여기에서 $1,085\text{MPa}$ 는 도입 직후의 PS 강선의 허용 인장응력이다(즉, $0.7 f_{pu}=0.7\times 1,550=1,085\text{MPa}$). 이 때의 프리스트레스의 힘은

$$\begin{aligned} P_i &= 7 \times A_{\text{#}} f_{\pi} (A_{\text{#}} = 12 - \phi 7 = 461.8\text{mm}^2) \\ &= 7 \times 461.8 \times 1,058 = 3,420,090\text{N} = 3,420\text{kN} \end{aligned}$$

따라서, 프리스트레스 도입 직후의 PSC보의 콘크리트 응력은 다음과 같다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

따라서, 프리스트레스 도입 직후의 PSC보의 콘크리트 응력은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}\text{상면 : } f &= \frac{P_i}{A_c} - P_i \cdot \frac{e_{p0}}{Z_{\omega}} = \frac{3,420,090}{4,788 \times 10^2} - \frac{3,420,090 \times 641}{1.74 \times 10^5 \times 10^3} \\ &= 7.14 - 12.6 = -5.46 \text{ MPa (인장응력)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{하면 : } f_{ib} &= \frac{P_i}{A_c} - P_i \cdot \frac{e_{p0}}{Z_{\omega}} = \frac{3,420,090}{4,788 \times 10^2} - \frac{3,420,090 \times 641}{1.77 \times 10^5 \times 10^3} \\ &= 7.14 + 12.39 = 19.53 \text{ MPa (압축응력)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{PS 강선 도심위치 : } f_{cog} &= \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e_{p0}}{Z_{\omega g}} \\ &= \frac{3,420,090}{4,788 \times 10^2} + \frac{3,420,090 \times 641}{2.12 \times 10^5 \times 10^3} \\ &= 7.14 + 10.34 = 17.48 \text{ MPa}\end{aligned}$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

- 유효 프리스트레스

콘크리트의 크리프와 건조수축으로 인한 손실은 149MPa, 릴랙세이션에 의한 손실은 53MPa이다. 따라서, PS 강재의 유효 인장응력은

$$f_{pe} = 1,058 - 149 - 53 = 856 \text{ MPa}$$

유효율은

$$R = \frac{f_{pe}}{f_p} = \frac{856}{1,058} = 0.809$$

이때의 PSC보의 콘크리트 응력은

$$\text{상면 : } f_{et} = Rf = 0.809 \times (-5.46) = -4.41 \text{ MPa}$$

$$\text{하면 : } f_{eb} = Rf_{ib} = 0.809 \times 19.53 = 15.8 \text{ MPa}$$

유효 프리스트레스 힘은

$$P_e = RP_i = 0.809 \times 3,420 = 2,766.8 \text{ kN}$$

- 바닥판 합성으로 인한 2차 응력

바닥판을 합성한 후에는 프리캐스트 보의 독자적인 변형이 바닥판에 의하여 구속되고, 또 프리캐스트 보의 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 차로 인하여 내부응력이 일어난다. 그래서 도로교 설계기준에서는 합성형교의 응력을 검사할 때 이 응력도 검사해 보도록 권장하고 있다. 여기서는 계산을 생략한다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

· 응력의 합성

표. 응력의 합성

<div> <div>응력 (MPa)</div> <div>하중단계</div> </div>	콘 크 리 트					FS 강선
	프리스트레스 도입 직후 (PSC보)		설계하중 작용시 (합성단면)			긴장재의 도심위치
	보의 상단	보의 하단	바닥판 상 판	PSC보 상 단	PSC보 하 단	
① 도입 직후의 프리스트레스힘	-5.57	19.92				10,580
② 유효 프리스트레스 힘				-4.51	16.12	8,560
③ 프리캐스트 보의 자중	5.61	-5.52		5.61	-5.52	0
④ 바닥판 칸막이 중량				6.69	-6.15	397
⑤ 교면 시하중 (포장, 연석)			0.79	0.55	-1.88	117
⑥ 활하중			2.21	1.54	-5.23	326
I. ①+③	0.04	14.4				8,560
I의 경우의 허용응력	-2.85	16.83				10,850
II. ②+(③-⑥)			3.06	9.89	-2.75	9,400
II의 경우의 허용응력			11.42	16.32	-3.26	10,800

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

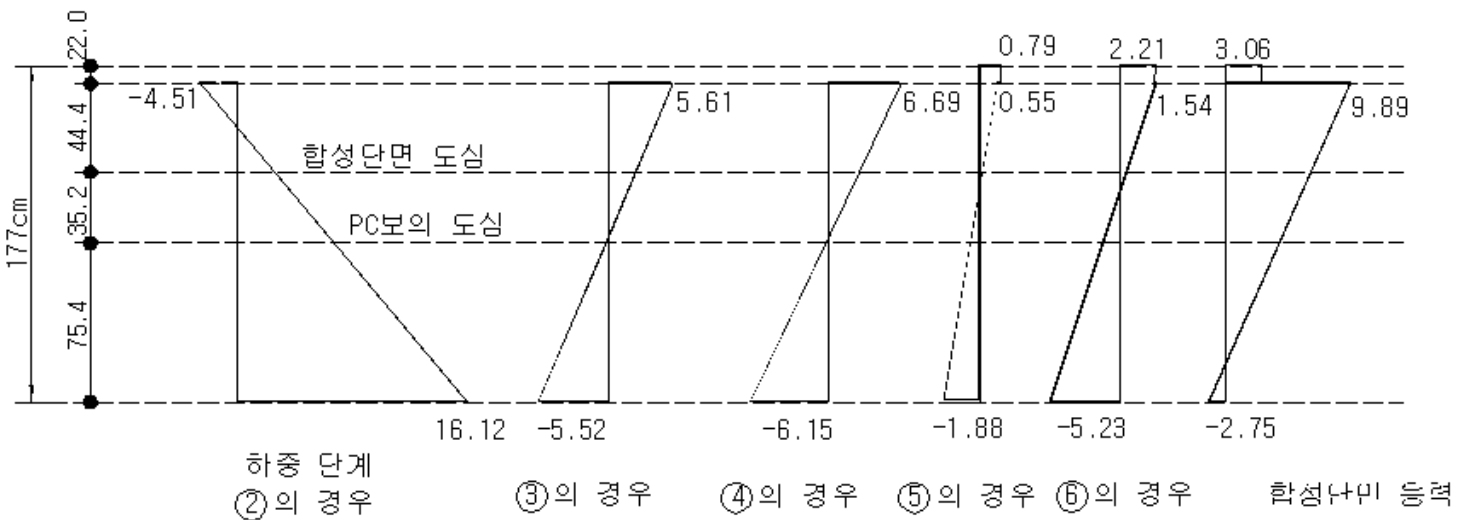


그림. 하중 상태에 따른 응력

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

- 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트의 허용응력

$$\text{휨압축} : 0.55f_{ci}=0.55 \times 30 = 16.5MPa$$

$$\text{휨인장} : 0.5\sqrt{f_{ci}}=0.5\sqrt{30}=2.74MPa(\text{보조철근을 사용할 경우})$$

- 설계하중이 작용할 때(모든 손실이 일어난 후) 콘크리트의 허용응력

$$\text{휨압축} : 0.4f_{ck}=0.4 \times 40 = 16MPa$$

$$\text{휨인장} : 0.5\sqrt{f_{ck}}=0.5\sqrt{40}=3.16MPa$$

- PS 강재의 허용 인장응력

$$\text{도입 직후} : 0.7f_{pu}=0.7 \times 1,550 = 1,085MPa$$

설계하중 작용시(모든 손실이 일어난 후)

$$0.8f_{py}=0.8 \times 1,350 = 1,080MPa$$

모든 응력이 허용응력 이하임을 알 수 있다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

· 인장 철근량의 계산

설계하중 작용시 PSC 부재 단면에 인장응력이 일어나는 경우에는 그 부분에 철근을 배치하여 보강해야 한다. 이 설계 예에서 설계 하중 작용시 PSC보 하면에 인장응력이 일어난다. 이때 필요한 철근량을 계산해 보자. 계산에 필요한 값은 다음과 같다.

$$\text{PSC보 상면응력: } f_t = 9.7 \text{ MPa}$$

$$\text{PSC보 하면응력: } f_b = -2.7 \text{ MPa}$$

$$\text{PSC보의 높이 : } h = 1,550 \text{ mm}$$

$$\text{하부 플랜지 폭 : } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{철근의 허용응력 : } f_{sa} = 150 \text{ MPa}$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

콘크리트에 일어나는 총인장응력 T 는 합성단면의 응력도(應力圖)를 참고하면

$$T = (-f_b) \frac{-f_b h}{f_t - f_b} b \frac{1}{2}$$

$$= 2.7 \times \frac{2.7 \times 1,550}{9.7 + 2.7} \times 600 \times \frac{1}{2} = 273,375 N = 273.4 kN$$

따라서, 필요한 철근량은

$$A_s = \frac{T}{f_{sa}} = \frac{273,375}{150} = 1,822.5 mm^2$$

최소 철근량은 다음 식으로 계산한다.

$$A_{s(min)} = 0.005 \times b \times \left(\frac{-f_b h}{f_t - f_b} \right)$$

$$= 0.005 \times 600 \times \frac{2.7 \times 1,550}{9.7 + 2.7} = 1,012.5 mm^2$$

이에 대하여 4-D19(=1,146mm²)를 PSC보 하면에 배치한다.

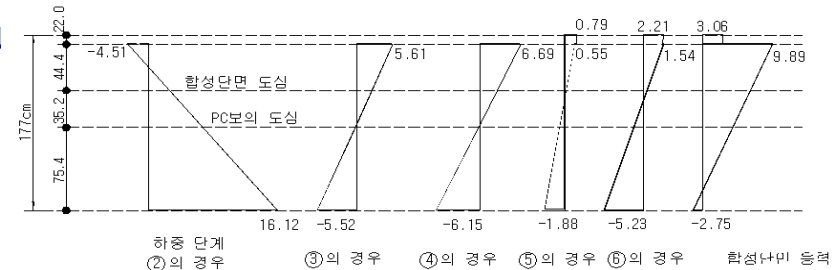


그림. 하중 상태에 따른 응력

④ 휨강도의 검사

파괴에 대한 안전도를 확보하기 위하여 합성단면의 휨 강도가 계수 모멘트(factored moment)보다 큰 가를 확인해야 한다. 즉, $\phi M_u \geq M_u$ 가 성립하는가를 검사한다. 내측 주 거더의 지간(경간) 중앙단면을 생각하면 플랜지의 유효폭은 240cm이고, 유효 높이는

$$d_f = 1,423 + 220 = 1,643mm$$

PS 강재비는

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd_f} = \frac{461.8 \times 7}{2,400 \times 1,643} = 0.00082$$

$$0.5f_{pu} = 0.5 \times 1,550 = 775MPa < f_{pe} (= 856MPa)$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

긴장재는 보통의 PS 강재이고

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1350}{1550} = 0.87 > 0.85$$

이므로 $\gamma_p = 0.40$ 이다. 슬래브 콘크리트의 강도는 28MPa이므로 $\beta_1 = 0.85$ 이다. 추가로 배근한 철근을 무시하면 f_{ps} 는 다음식에 의하여

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right) \\ &= 1,550 \left(1 - \frac{0.40}{0.85} \times 0.00082 \times \frac{1,550}{28} \right) = 1,516.9 \text{ MPa} \end{aligned}$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

강재 지수는

$$\omega_f = \rho_f \frac{f_{fs}}{f_{ck}} = 0.00082 \times \frac{1,520}{28} = 0.0445$$

그런데

$$0.36\beta_1 = 0.36 \times 0.85 = 0.31 > \omega_f$$

즉, 이 합성보는 저보강보이다. 합성단면 중립축은

$$c = 1.18 \frac{\omega_f}{\beta_1} d_f = 1.18 \times \frac{0.0445}{0.85} \times 1643 = 101mm < 220mm$$

즉, 중립축이 플랜지에 있다. 그러므로 합성단면을 직사각형 단면으로 보고 다음과 같이 휨 강도를 계산한다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

$$a = \frac{A_s f_{ts}}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(461.8 \times 7) \times 1,516.9}{0.85 \times 28 \times 2,400} = 85.8 \text{ mm}$$

공칭 휨강도는

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_{ts} \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \\ &= (461.8 \times 7) \times 1,516.9 \times \left(1,643 - \frac{85.8}{2} \right) \times \frac{1}{10^3} = 7,846.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

따라서, 설계모멘트는

$$\phi M_n = 0.85 \times 7,846.1 = 6,669.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

이 보의 계수 모멘트는

$$\begin{aligned} M_u &= 1.3(M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}) + 2.15M_{l+1} \\ &= 1.3(957 + 1,320.3 + 546.9) + 2.15 \times 1,518.6 \\ &= 6,936.4 \text{ kN} \cdot \text{m} > 6,669.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$M_u > \phi M_n$ 이므로 단면을 늘려서 다시 계산하면 $M_u < \phi M_n$ 으로 되도록 해야 한다. ($\phi M_n / M_u = 0.96$ 으로 크게 차이가 나지 않으므로 여기서는 만족하는 것으로 본다)

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

⑤ 전단설계

합성 거더에 있어서는 일반적으로 지점(支點), 지점으로부터 지간(支間)의 1/8점, 1/4점 및 복부(腹部) 확폭 시점의 각 단면에 대하여 전단을 검사하면 된다. 이 예제에서는 복부 확폭 시점과 1/8점이 거의 같기 때문에 1/8점에 대하여만 계산해 본다. 지간은 1/8점은 지점으로부터 $25 \times 1/8 = 3.125\text{m}$ 에 있고, 내측 주 거더에 대하여 계산한다.

· 1/8 점의 전단력

프리캐스트 보 자중(12.25kN/m)에 의한 전단력

$$V_{d0} = \frac{1}{2} \times 12.25 \times 25 - 12.25 \times 3.125 = 114.8\text{kN}$$

바닥판 및 칸막이 중량에 의한 전단력

$$V_{d1} = \frac{1}{2} \times (14.3 + 2.6) \times 25 - (14.3 + 2.6) \times 3.125 = 158.4\text{kN}$$

포장 등 추가 사하중(고정하중)에 의한 전단력

$$V_{d2} = \frac{1}{2} \times 7 \times 25 - 7 \times 3.125 = 65.6\text{kN}$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

활하중에 의한 1/8점의 최대 전단력은 DB-18 하중이 그림과 같이 재하 되었을 때의 지점반력이다. 이 때 지점 가까이에 놓인 차륜하중은 가로방향 분포는 없다고 보며, 다른 두 차륜하중의 크기는 다음과 같다.

$$\frac{L}{1.65} P = \frac{2.40}{1.56} \times 72 = 110.7 \text{ kN}$$

$$\frac{L}{1.65} P = \frac{2.40}{1.56} \times 18 = 27.7 \text{ kN}$$

따라서, 1/8 점의 활하중 전단력은 그림으로부터

$$V_t = \frac{1}{25} (110.7 \times 21.875 + 110.7 \times 17.675 + 27.7 \times 13.475) = 190 \text{ kN}$$

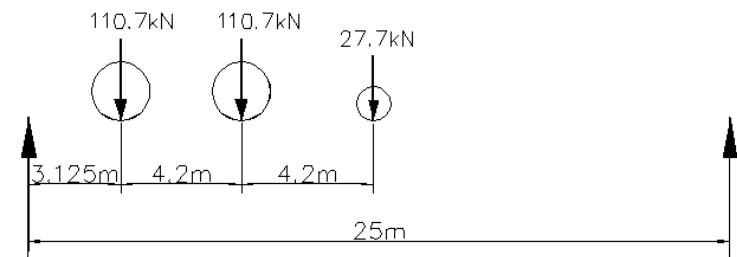


그림. 최대 전단력 계산

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

충격에 의한 전단력은

$$V_i = 0.267 \times 190 = 50.7 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{l+i} = 190 + 50.7 = 240.7 \text{ kN}$$

따라서, 계수 전단력(factored shear force)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.3(V_{d0} + V_{d1} + V_{d2}) + 2.15 V_{l+i} \\ &= 1.3(114.8 + 158.4 + 65.6) + 2.15 \times 240.7 = 957.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

· 1/8점의 휨 모멘트

프리캐스트 보 자중에 의한 휨 모멘트

$$M_{d0} = \frac{1}{2} \times 12.25 \times 25 \times 3.125 - 12.25 \times \frac{3.125^2}{2} = 418.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

바닥판과 칸막이 중량에 의한 휨 모멘트

$$\begin{aligned} M_{d1} &= \frac{1}{2} (14.3 + 2.6) \times 25 \times 3.125 - (14.3 + 2.6) \times \frac{3.125^2}{2} \\ &= 577.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

추가 사하중(고정하중)에 의한 휨 모멘트

$$M_{d2} = \frac{1}{2} \times 7 \times 25 \times 3.125 - 7 \times \frac{3.125^2}{2} = 239.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

DB-18 하중으로 인한 1/8점의 최대 모멘트는 그림에서 트럭하중이 좌측 지점을 향해 이동하여 왼쪽 하중이 지점에서 3.125m 되는 위치에 왔을 때, 그 점에서 일어난다. 그 값은

$$\frac{1}{25} (72 \times 21.875 + 72 \times 17.675 + 18 \times 13.475) \times 3.125 = 386.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

활하중의 분포계수가 1.45이므로 구하는 휨 모멘트는

$$M_l = 386.3 \times 1.45 = 560.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

충격에 의한 모멘트는

$$M_i = 560.1 \times 0.267 = 149.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_{l+i} = 560.1 + 149.5 = 709.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

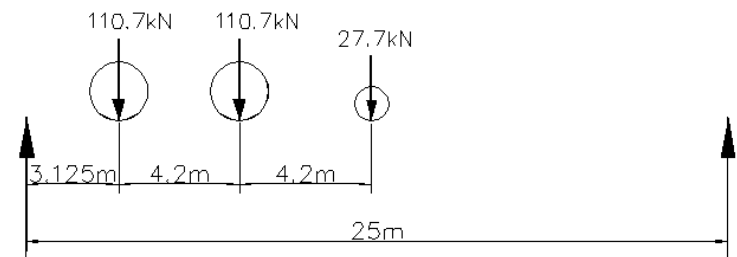


그림. 최대 전단력 계산

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

· 콘크리트의 공칭 전단강도

프리캐스트 보 총단면의 재계수는

$$A_c = 4,900 \text{ cm}^2, \quad y'_c = 79.6 \text{ cm}^2, \quad y_c = 75.4 \text{ cm}$$

$$I_c = 1.404 \times 10^7 \text{ cm}^4, \quad \gamma_c^2 = 2,865 \text{ cm}^2$$

$$Z'_c = 1.76 \times 10^5 \text{ cm}^3, \quad Z_c = 1.86 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

지간(경간)의 1/8점에 있어서 보의 하면(下面)으로부터 긴장재 도심까지의 거리는 그림을 참고한다면

$$(80 + 160 + 310 + 480 + 660 + 840 + 1020) \times \frac{1}{7} = 507 \text{ mm}$$

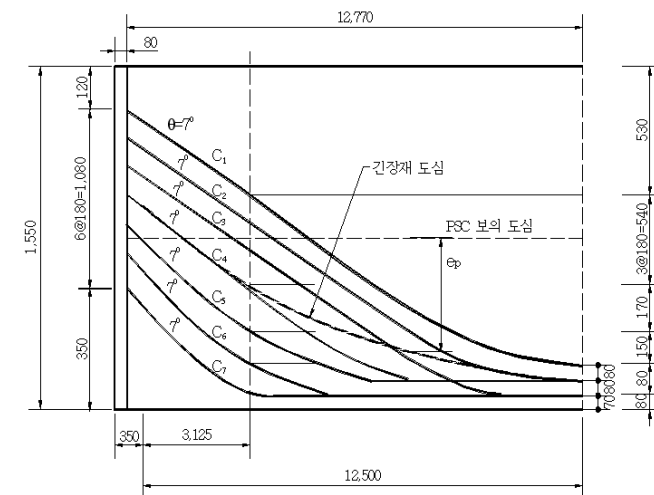


그림. PC 강선 배치

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

따라서, 1/8 점에서 긴장재 도심의 편심은

$$e_g = 754 - 507 = 247 \text{ mm}$$

긴장재의 유효 깊이는

$$d = 796 + 247 = 1,043 \text{ mm} < 1,240 \text{ mm} (= 0.8 \times 1,550 = 0.8h)$$

따라서, 전단강도 계산에는 $d=1,240\text{mm}$ 를 사용한다.

유효 프리스트레스 힘에 의한 1/8점 단면의 하면의 응력은(유효 프리스트레스 힘은 지간 중앙단면의 값을 사용한다)

$$\begin{aligned} f_{be} &= \frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e e_g}{Z_c} = \frac{2,766 \times 10^3}{4,900 \times 10^2} + \frac{2,766 \times 10^3 \times 247}{1.86 \times 10^5 \times 10^3} \\ &= 5.6 + 3.6 = 9.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

보의 자중(自重)으로 인한 1/8점 단면의 하면의 응력은

$$f_d = \frac{M_{do}}{Z_c} = \frac{416.9 \times 10^3 \times 10^3}{1.86 \times 10^5 \times 10^3} = 2.2 \text{ MPa}$$

따라서, 균열 모멘트는

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{I_c}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \\ &= \frac{1.404 \times 10^7 \times 10^4}{754} (0.5 \sqrt{40} + 9.2 - 2.2) \\ &= 1,892.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

추가 사하중 및 활하중으로 인한 1/8점 단면의 계수 전단력 (factored shear force) 및 계수 모멘트 (factored moment)는 각각

$$\begin{aligned} V_i &= 1.3(V_{d1} + V_{d2}) + 2.15 V_{i+l} \\ &= 1.3(158.4 + 65.6) + 2.15 \times 240.7 = 808.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1.3(M_{d1} + M_{d2}) + 2.15 M_{l+i} \\ &= 1.3(577.6 + 239.2) + 2.15 \times 709.6 = 2,587.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

휨전단 균열을 일으킨 콘크리트 단면의 공칭 전단강도는

$$\begin{aligned} V_{ci} &= \frac{1}{20} \sqrt{f_{ck}} b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}} \\ &= \frac{1}{20} \sqrt{40} \times 200 \times 1240 + 114.3 \times 10^3 + \frac{806.1 \times 10^3 \times 1,892.2 \times 10^4}{2,587.2 \times 10^4} \\ &= 782,281 N = 782.3 kN \end{aligned}$$

이 값이 다음 값보다 작아서는 안된다.

$$\begin{aligned} \phi \left(\frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}} b_w d \right) &= 0.80 \left(\frac{2}{3} \sqrt{40} \times 200 \times 1,240 \right) \\ &= 836,527 N = 836.5 kN > \phi V_s \end{aligned}$$

이에 대하여 D13(SD30)의 U형 스트립을 사용하기로 한다면, 그 간격은

$$S = \frac{\phi A_{sf} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{0.80 \times (126.7 \times 2) \times 300 \times 1,240}{(957.9 - (0.8 \times 782.3)) \times 10^3} = 227.1 mm$$

최소전단 철근량은

$$A_v = 0.035 \frac{b_w S}{f_y} = 0.035 \times \frac{200 \times S}{300} = 0.02333 S$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

즉,

$$126.7 \times 2 = 0.023333S, \quad \therefore S = 10,860mm$$

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{A_f}{80} \cdot \frac{f_{fu}}{f_y} \cdot \frac{s}{d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \\ &= \frac{461.8 \times 7}{80} \times \frac{1,550}{300} \times \frac{s}{1240} \sqrt{\frac{1240}{200}} = 0.419s \end{aligned}$$

즉,

$$126.7 \times 2 = 0.419s, \quad \therefore s = 604.7mm$$

스트립의 간격을 $\frac{3}{4}h (= \frac{3}{4} \times 1,550 = 1,162.5mm)$ 이하, 600mm 이하
하야 하므로, 여기서는 250mm를 채택한다. 이렇게 하면 다음에 계산되는
전단 연결재의 간격과 일치해서 좋다.

(4) 전단 연결재의 설계단면

① 설계전단력과 설계단면

전단 연결재는 (shear connector)의 설계는 계산의 간편을 위하여 지점의 전단력과 단면을 사용한다. 그 이유는 PSC 보와 바닥판과의 접합면의 전단응력(剪斷應力)이 허용 한도 이하로 되어, 전단 연결재의 양이 최소 철근량에 의해 결정 될 것으로 예상되기 때문이다. 접합면의 전단응력이 허용 한도를 초과할 경우에는 설계단면을 세 곳 정도 골라서 설계한다.

· 지점의 전단력

프리캐스트 보 자중에 의한 전단력

$$V_{d0} = \frac{1}{2} \times 12.25 \times 25 = 153.1 kN$$

바닥판 및 칸막이 중량에 의한 전단력

$$V_{d1} = \frac{1}{2} (14.3 + 2.6) \times 25 = 211.2 kN$$

포장 등 추가 사하중(고정하중)에 의한 전단력

$$V_{d2} = \frac{1}{2} \times 7 \times 25 = 87.5 kN$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

· 활하중에 의한 전단력

활하중에 의한 지점의 최대 전단력은 트럭 하중이 좌측 지점을 향하여 이동해서 110.7kN의 차륜이 지점 위에 실릴 때의 지점반력이다.

$$\begin{aligned} V_{l+i} &= [110.7 + \frac{1}{25} (110.7 \times 20.8 + 27.7 \times 16.6)] \times (1 + 0.267) \\ &= 221.2 \times 1.267 = 280.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

따라서, 설계 전단력은 합성 전에 작용하는 하중(荷重)의 1/2과 합성 후에 작용하는 하중과의 조합을 생각함으로서 다음과 같이 된다.

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{2} (V_{d0} + V_{d1}) + V_{d2} + V_{l+i} \\ &= \frac{1}{2} (153.1 + 211.2) + 87.5 + 280.3 = 550 \text{ kN} \end{aligned}$$

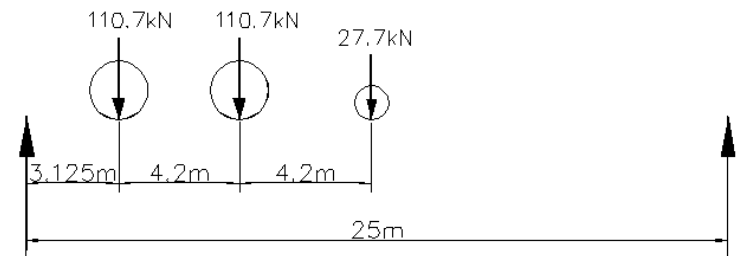


그림. 최대 전단력 계산

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

② 접합면의 전단용력

표. 단부 단면의 계 계수

단 면	분할 단면 번호	A 단면적(cm ²)	y 단면도심에 서 PSC보 상단 까지의 거리 (cm)	A×y=G 단면 1차 모멘트 (cm ³)	I _x 프리캐스트보 상단에 대한 단면 2차 모멘트 (cm ⁴)
환 산	①	60×155=9,300	77.5	720,750	60×155 ³ ×1/3=74,477,500
	②	0.89×240×18=3,715	-9	-33,435	0.89×240×18 ³ ×1/3=401,240
	③	0.89×2×30×15×1/2=387	5	1,935	0.89×30×15 ³ ×1/12×2=14,510
	합계	ΣA=13,402		ΣG=689,250	ΣI _x =74,893,250
단 면 적	$y_c' = 689,250 / 13,402 = 51.4\text{ cm}, y_c = 155 - 51.4 = 103.1\text{ cm}, y_c' = 51.4 + 18 = 69.4\text{ cm}$				
	$I_c = 74,893,250 - 13,402 \times 51.4^2 = 3.946 \times 10^7\text{ cm}^4, y_c'^2 = 2,940\text{ cm}^2$				
	$Z_c' = 3.946 \times 10^7 / 51.4 = 7.68 \times 10^5\text{ cm}^3, z_c = 3.81 \times 10^5\text{ cm}^3, Z_c' = 5.69 \times 10^5\text{ cm}^3$				

합성단면의 도심축에 대한 바닥판의 단면 1차 모멘트는 (힌지를 무시하고)

$$Q = 0.89 \times 240 \times 22 \times (51.4 + 11) = 2.93 \times 10^5\text{ cm}^3$$

따라서, 프리캐스트 보와 바닥판의 접합면에 일어나는 전단용력은

$$V_s = \frac{VQ}{Ib} = \frac{492 \times 10^3 \times 2.93 \times 10^5 \times 10^3}{3.946 \times 10^7 \times 10^4 \times 600} = 0.6\text{ MPa}$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

이것은 지간 1m에 대한 최소 연결철근량 (300mm 간격의 2-D10)

$$(2 \times 71.33) \times \frac{1000}{300} = 475.5 \text{ mm}^2$$

를 배근했을 때의 허용 전단응력(0.525MPa)을 초과하고 있다. 따라서, 보의 길이 1m에 대하여 D13 철근을 16개 사용한다면

$$A_s = 16 \times 126.7 = 2,027 \text{ mm}^2 > 475.5 \text{ mm}^2$$

즉, 4-D13을 1조로 하여 250mm 간격으로 배치하되, 스트럽을 겸하게 한다.

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

(5) 처짐의 검사

① 하중에 의한 처짐

근사적으로 지간중앙(支間中央) 의 휨 모멘트를 사용하여 다음 식으로 계산한다.

$$\Delta = \frac{5ML^2}{48EI} = \frac{5}{48} \times \frac{M \times 25^2}{EI} = 65.1 \frac{M}{EI}$$

표. 하중에 의한 처짐

하 중	M(kN · m)	E×10 ⁷ (kN/m ²)	I(m ⁴)	처짐 (mm)
프리캐스트 보 자중	957	2.8	0.1404	Δ _{d0} =15.8
바닥판, 칸막이 자중	1,320	2.8	0.1404	Δ _{d1} =21.9
포장 등 추가 사하중	547	2.8	0.312	Δ _{d2} =4.1
활 하 중	1,518	2.8	0.312	Δ _l =11.3
도입 직후의 프리스트레스	P _{ie} p=3,420×0.641	2.8	0.1404	Δ _{pl} =-36.3
유효 프리스트레스	P _{ae} p=2,767×0.641	2.8	0.1404	Δ _{pe} =-29.4

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

② 크리프에 의한 처짐

바닥판 콘크리트의 크리프 계수를 $C_c=2.6$, 프리캐스트 보의 크리프 계수를 $C_t=1.6$ 으로 본다.

바닥판 콘크리트를 치기 전에 일어나는 처짐은

$$\begin{aligned}\Delta\phi_1 &= (C_c - C_t)(\Delta_{d0} + \Delta_{\pi}) = (2.6 - 1.6) \times (15.8 - 36.3) \\ &= -20.5mm(\text{솟음})\end{aligned}$$

바닥판 콘크리트를 친 후에 일어나는 처짐은

$$\begin{aligned}\Delta\phi_2 &= C_t(\Delta_{d0} + \Delta_{d1}\Delta_{d2} + \Delta_{pe}) = 1.6 \times (15.8 + 21.9 + 4.1 - 29.4) \\ &= 19.8mm\end{aligned}$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

③ 처짐의 합계

프리스트레스 도입 직후

$$\Delta_f = \Delta_{d0} + \Delta_{\pi} = 15.8 - 36.3 = -20.5 \text{ mm (웃음)}$$

바닥판 타설 직후

$$\begin{aligned}\Delta_{fc} &= \Delta_{d0} + \Delta_{\pi} + \Delta_{d1} + \Delta_{\phi1} = 15.8 - 36.3 + 21.9 - 20.5 \\ &= -19.1 \text{ mm (웃음)}\end{aligned}$$

사하중 작용시

$$\begin{aligned}\Delta_d &= \Delta_{d0} + \Delta_{d1} + \Delta_{d2} + \Delta_{pe} + \Delta_{\phi1} + \Delta_{\phi2} \\ &= 15.8 + 21.9 + 4.1 - 29.4 - 20.5 + 19.8 \\ &= 11.7 \text{ mm (처짐)}\end{aligned}$$

④ 활하중 처짐의 허용한계

충격을 포함한 활하중에 의한 처짐의 허용한계는

$$\frac{L}{1,000} = \frac{2,500}{1,000} = 2.5 \text{ cm} > 25 \text{ mm} > 11.3 \text{ mm} \quad (OK)$$

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

(6) 가로보의 설계

중심간격 6.25m로 가로보(칸막이)를 설치한다. 그 단면은 바닥판 콘크리트를 치기 전에는 직사각형 단면이고, 설계하중 작용시는 t형 단면을 생각한다. 가로보의 휨 모멘트는 주 거더의 경우와 같은 생각으로 계산한다. (여기서는 계산을 생략한다). 휨 모멘트에 의한 응력의 검사 결과 안전하다고 보고 여기에서는 프리스트레스의 계산만을 해본다.

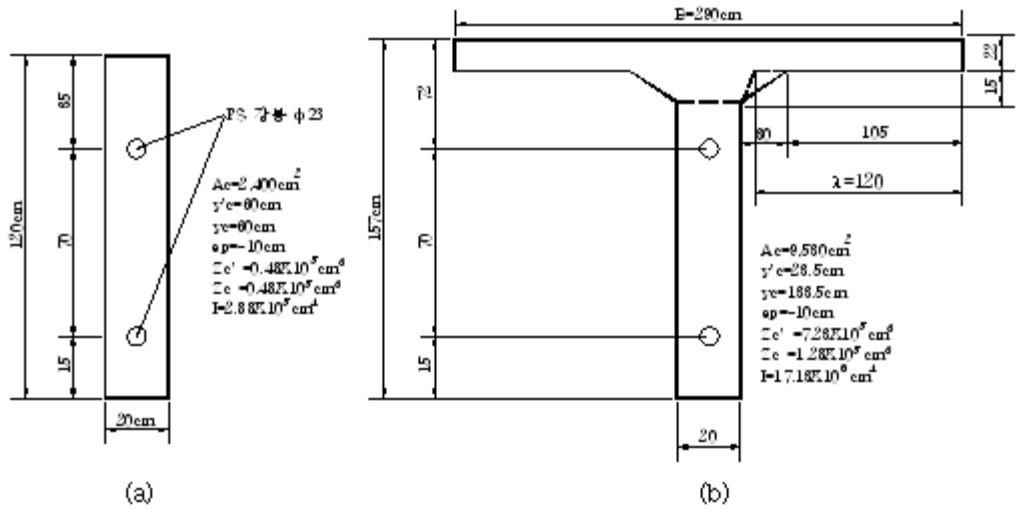


그림. 가로보의 단면

9 . 교량설계 (PC빔교 설계)

바닥판 콘크리트를 치기 전에 가로보 단면에 프리스트레스를 도입한다. PS 강봉 $\phi 23mm$ (SBFR 80/95)를 2개 사용하여, 정착장치 위치에서 초기 인장응력 $f_{pi}=650MPa$ 로 인장한다. 프리스트레스의 감소량을 20%로 보면, 가로보에 작용하는 유효 프리스트레스는 다음과 같이 된다.

$$f_{pe} = (1 - 0.20) f_{pi} = 0.80 \times 650 = 520MPa$$

이 값은 다음의 허용응력 보다 적다.

$$0.7f_{pu} = 0.7 \times 950 = 665MPa$$

$$0.8f_{py} = 0.8 \times 800 = 640MPa$$

$\phi 23mm$ 의 공칭 단면적은 $A_p=415.5mm^2$ 이므로 유효 프리스트레스 힘은

$$P_e = 2A_p f_{pe} = 2 \times 415.5 \times 520 = 432,120N = 432.12kN$$

따라서, 유효 프리스트레스 힘에 의한 단면의 응력은

$$\begin{aligned} \text{상면 : } f_t &= \frac{P_e}{A_c} - \frac{P_e \cdot e_b}{Z_{c'}} = \frac{432,120}{2,400 \times 10^2} - \frac{432,120 \times 100}{0.48 \times 10^5 \times 10^3} \\ &= 1.8 - 0.9 = 0.9MPa \end{aligned}$$

$$\text{하면 : } f_b = 1.8 + 0.9 = 2.7MPa$$

이 응력을 하중에 의한 응력과 합성하여 허용응력과 비교한다. 주 거더와 만나는 가로보 상면(上面)에는 부(-)모멘트에 의하여 인장응력이 일어나는데, 이 인장응력은 바닥판에 배치된 철근이 부담한다.