ACulvert 2018 LSD

암거, 지하차도, 복층 암거설계자동화 소프트웨어

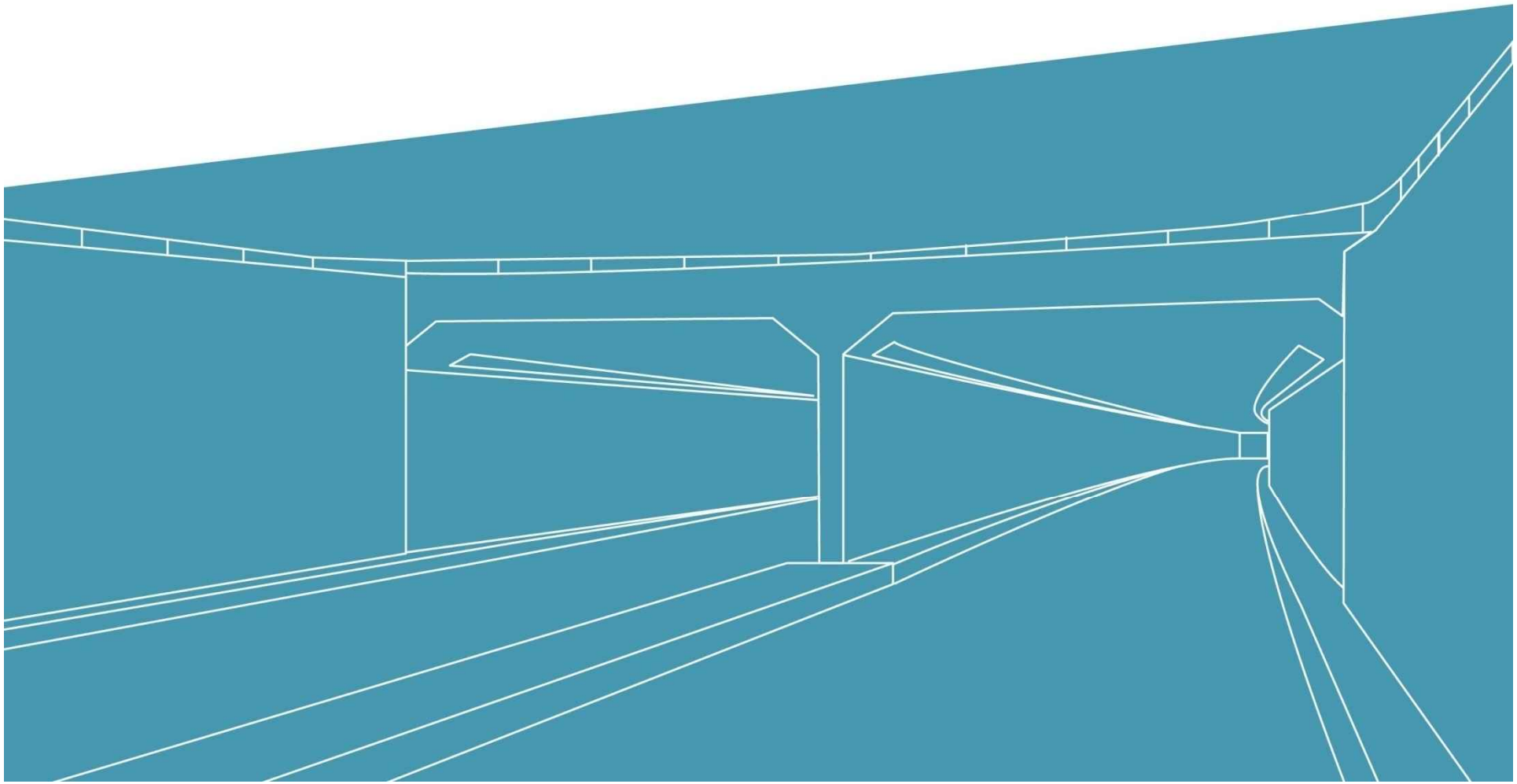


HanGil IT

ACulvert 2018 LSD

암거, 지하차도, 복층 암거설계자동화 소프트웨어

단면 검토



단면검토

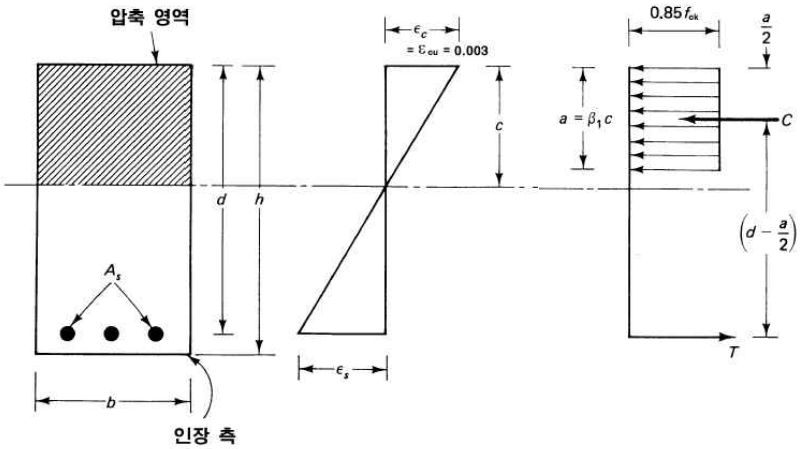
휨단면 검토

검토모델

- 중립축을 기준으로 압축부의 콘크리트와 인장부의 철근이 평형을 이루고 두힘의 우력이 하중에 저항

등가응력 사각형

P-r법



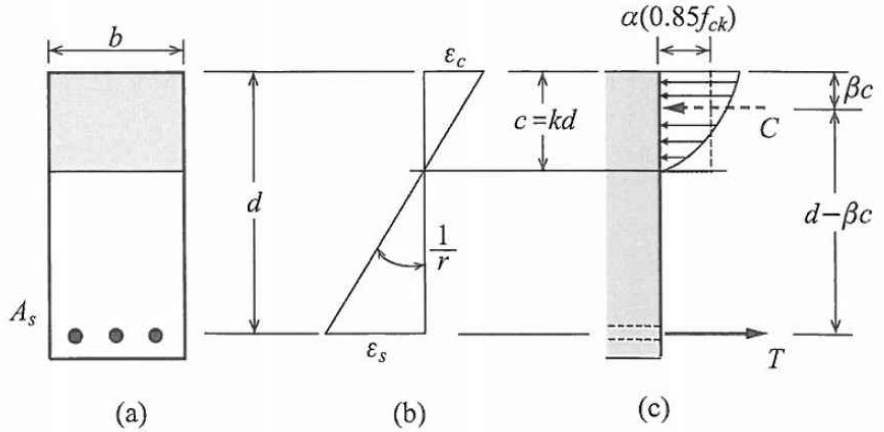


그림 3.32 p-r곡선을 이용한 휨부재의 단면 해석

단면검토

휨단면 검토

감소계수

하중에 따른 계수

재료에 따른 계수

(2) 강도감소계수, ϕ

① 휨부재, 휨과 축방향인장을 겸하여 받는 부재

(가) 보통철근콘크리트 부재 : ϕ_f = 0.85

(나) 프리스트레스트 콘크리트 부재

㉮ 공장에서 생산된 프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트 부재 : ϕ_f = 0.90

㉯ 현장타설 된 포스트텐션 콘크리트 부재 : ϕ_f = 0.85

(다) 적절한 품질관리로 공장생산 된 프리캐스트 부재 : ϕ_f = 0.90

② 축방향인장부재 : ϕ_t = 0.85

③ 축방향압축부재, 휨과 축방향압축을 겸하여 받는 부재

(가) 4.4.5.1의 나선철근으로 보강된 철근 콘크리트 부재 : ϕ_c = 0.75

(나) 그 이외의 철근콘크리트 부재 : ϕ_c = 0.70

(다) 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t가 압축지배와 인장지배 단면 사이일 경우에는, ε_t가 압축지배 변형률 한계 ε_y에서 인장지배 변형률 한계로 증가함에 따라 ϕ값을 압축지배 단면에 대한 값에서 0.85까지 증가시킨다. 여기서 압축지배 변형률 한계 ε_y는 f_y/E_s로, 인장지배 변형률 한계는 항복강도 f_y가 400 MPa 이하 일때는 0.005로 500 MPa일 경우는 0.00625(2.5ε_y)로 한다.

④ 전단과 비틀림 : ϕ_v = 0.80

⑤ 콘크리트의 지압 : ϕ_b = 0.70

⑥ 무근콘크리트 : ϕ_{pc} = 0.65

표 5.4.1 재료계수

하중조합	콘크리트 ϕ_c	철근 또는 프리스트레싱 강재 ϕ_s
극한하중조합-I, -II, -III, -IV, -V	0.65	0.90
극단상황하중조합-I, -II	1.0	1.0
사용하중조합-I, -III, -IV, -V	1.0	1.0
피로하중조합	1.0	1.0

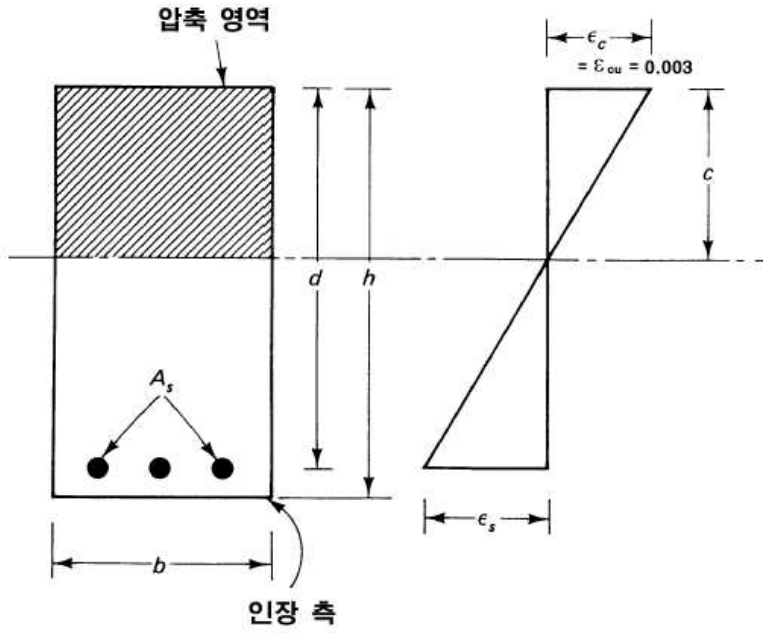
단면검토

휨단면 검토

콘크리트 변형률

최대 0.003

강도변화에 따름



해설 그림 5.5.2 단면의 극한한계상태의 휨해석

해설 표 5.5.3 콘크리트 강도 변화에 따른 변형률과 극한한계상태의 휨압축 합력의 계수값

f_{ck} (MPa)	18	21	24	27	30	35	40	50	60	70	80	90
n				2.0				1.92	1.50	1.29	1.22	1.20
ε_{co} (‰)				2.0				2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
ε_{cu} (‰)				3.3				3.2	3.1	3.0	2.9	2.8
α				0.80				0.78	0.72	0.67	0.63	0.59
β				0.40				0.40	0.38	0.37	0.36	0.35
η				1.0				0.97	0.95	0.91	0.87	0.84
$\beta_1 (=2\beta)$				0.8				0.80	0.76	0.74	0.72	0.70

단면검토

전단 검토

전단강도 산정

Vn = Vc + Vs

Vn = Vcd or Vsd

4.4.6.1 전단강도

(1) 전단을 받는 단면의 설계는 다음 식에 따라야 한다.

$$V_u \le \phi V_n$$

여기서 V_u는 해당 단면에서의 계수전단력(하중계수를 곱한 전단력)

다음 식에 의해 계산되는 공칭전단강도이다.

$$V_n = V_c + V_s$$

- 전단보강철근이 없는 부재

$$V_{cd} = [0.85\phi_c\kappa(\rho f_{ck})^{1/3} + 0.15f_n]b_w d \qquad (5.7.7)$$

$$V_{cd,\min} = (0.4\phi_c f_{ctk} + 0.15f_n)b_w d \qquad (5.7.8)$$

- 전단보강철근이 배치된 부재

$$V_{sd} = \frac{\phi_s f_{vy} A_v z}{s}\cot\theta \qquad (5.7.16)$$

$$V_{d,\max} = \frac{\nu\phi_c f_{ck} b_w z}{\cot\theta + \tan\theta} \qquad (5.7.17)$$

단면검토

전단 검토

강도설계법

- Vu - ΦVc = ΦVs 를 만족하는 철근량 산정

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 0.80 × 1/6 × √fck × b × d

= 0.80 × 1/6 × √30 × 1000.00 × 1050.00 = 766.812 kN

< Vu (= 1340.895 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1340.895-766.812) × 250.00 / (300×1050.00×Φ) × 1000 = 569.527 mm²

Av_use = 573.000 mm² (D19-2.0 EA, C.T.C 250 mm)

Vs = 573.000 × 300.0 × 1050.00 / 250.00 × 1000 = 721.980 kN

Vs_Max = 2√30.0 / 3 × 1000.00 × 1050.00 / 1000 = 3834.058 kN ≥ 721.980 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 525.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 × (958.514 + 721.980) = 1344.396 kN ≥ 1340.895 kN ∴ O.K

단면검토

전단 검토

한계상태설계법

Vcd ≥ Vu 판정

㉮ 전단에 대한 검토 (d = 1050.0 mm)

Vcd = [0.85 Φc k (p fck)⅓ + 0.15 fn] b d

= [0.85 x 0.65 x 1.436 x (0.002183 x 27.0)⅓ + 0.15 x 0.000] x 1000.0 x 1050.0

= 324,293 N

k = 1 + √(200 / d) = 1 + √(200 / 1050.0) = 1.436 (≤ 2.000)

p = As / (b x d) = 2292.0 / (1000.0 x 1050.0) = 0.002183 ≥ 0.0020

Vcd,min = (0.4 Φc fctk + 0.15 fn] b d

= (0.4 x 0.65 x 2.072 + 0.15 x 0.000) x 1000.0 x 1050.0

= 565,748 N

→ Vcd(565,748 N) < Vu(1,384,464 N) ∴ N.G, 전단보강 필요

불만족시

Vsd ≥ Vu 판정

- Θ산정 및 유효성 검토

cotΘ = Vu / (Φs x fvy x z) x s / Av

= 1,384,464 / (0.90 x 400 x 945.0) x 250 / 573

= 1.776 (Θ = 29.4°), 22° ≤ Θ ≤ 45° → Θ 만족 ∴ O.K

Vsd = (Φs fvy Av z / s) x cotΘ

= (0.90 x 400.0 x 573.0 x 945.0 / 250.0) x cot29.4

= 1,384,464 N ≥ Vu(1,384,464 N) ∴ O.K

z = 0.9 x 1050.0 = 945.0 mm

Vsd,max = (v Φc fck b z) / (cotΘ + tanΘ)

= (0.535 x 0.65 x 27.0 x 1000.0 x 945.0) / (cot29.4 + tan29.4)

= 3,795,249 N

단면검토

전단 검토

경사각 Θ

고려않음

$1 \leq \cot\Theta \leq 2.5$

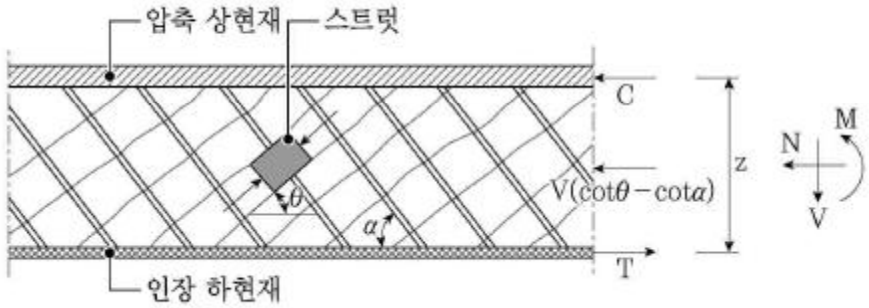


그림 5.7.3 트러스 모델과 전단 보강 부재의 기호 정의

단면검토시	기둥 최소 철근비		0.135fck/fy
전단검토시	Θ : 0 = 자동계산		0
	전단력에 의한 종방향 추가인장력 검토		☑ 검토
	최소전단철근 검토	벽체	검토안함
		슬래브	검토안함
		접속슬래브	
		날개벽	

- Θ산정 및 유효성 검토

cotΘ = Vu / (Φs x fvy x z) x s / Av

= 1,384,464 / (0.90 x 400 x 945.0) x 250 / 573

= 1.776 (Θ = 29.4°), 22° ≤ Θ ≤ 45° → Θ 만족 ∴ O.K

단면검토

전단 검토

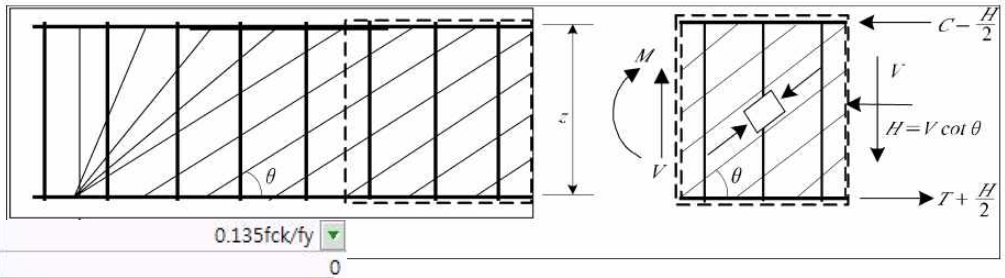
추가인장력

고려않음

$1 \le \cot\Theta \le 2.5$

(7) 작용 전단력 V_u에 의해 종방향 철근에 발생하는 추가 인장력 ΔT는 식 (5.7.26)로 계산하여야 한다.

$$\Delta T = 0.5\, V_u (\cot\theta - \cot\alpha) \qquad (5.7.26)$$



트러스 모델과 전단보강 부재의 기호 정의

단면검토시	기둥 최소 철근비		0.135fck/fy
전단검토시	Θ : 0 = 자동계산		0
	전단력에 의한 종방향 추가인장력 검토		☑ 검토
	최소전단철근 검토	벽체	검토안함
		슬래브	검토안함
		접속슬래브	검토안함
		날개벽	

㉮ 작용전단력에 의해 종방향 철근에 발생하는 추가인장력 검토

ΔTr = (Mr - Mu) / z = (843,556,392 - 469,937,441) / 945.0 = 395,364 N

ΔT = 0.5 x Vu x (cotΘ - cotα) = 0.5 x 1,384,464 x (cot29.4 - cot90.0)

= 1,229,092 N > 395,364 N → 추가철근 필요

단면검토

전단 검토

최소전단철근

1/2ΦVc < Vu

조건없이 적용

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)
  ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.80 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 1000.00 = 730.297 kN
  ΦVc/2 < Vu (= 503.668 kN) , 최소 전단철근 보강.
  Av_req1 = 0.0625 x √30.0 x 1000.0 x 500.0 / 300.0 = 570.544 mm²
  Av_req2 = 0.35 x 1000.0 x 500.0 / 300.0 = 583.333 mm²
  Av_req = 583.333 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)
  Av_use = D16 - 2.0 EA = 397.200 mm² ∴ 최소 전단철근 부족

㈏ 최소 전단철근량 검토
  Av,use = 573.000 mm² (H19 - 2.0 EA, C.T.C 250 mm)
  pv,min = (0.08 √fck) / fy = 0.00104
  pv,use = 573.0 / (250.0 x 1000.0 x sin90.0) = 0.00229 ≥ 0.00104 ∴ O.K

㈐ 전단철근 간격 검토
  Smax = min(0.75 x 1050.0 x (1 + cot90.0), 600.0) = 600.0 ≥ 250.0 ∴ O.K

- 전단철근량 증가
- 거더거동하는 해석모델로 부재에 따라 부적절할 수 있다는 의견

구분			설정값
전단검토시	최소전단철근 검토	벽체	검토안함
		슬래브	검토안함
		접속슬래브	검토안함
		날개벽	검토안함

단면검토

사용성 검토

간격검토

- 사용하중조합에 따른 철근응력 산정
- 피복과 응력에 따른 철근 최소간격 산정
- 최소간격과 배치간격 비교

(3) 보 또는 1방향 슬래브에서 휨균열을 제어하기 위하여 콘크리트 인장 연단에 가장 가까이 배치된 휨철근의 중심 간격 s는 식 (4.4.54a)과 식 (4.4.54b)에 의해 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 하여야 한다.

$$s = 375\left(\frac{210}{f_s}\right) - 2.5t_c \qquad (4.4.54a)$$

$$s = 300\left(\frac{210}{f_s}\right) \qquad (4.4.54b)$$

균열에 따른 검토

- 설계등급에 따른 사용한계상태조합 적용
- 균열 여부에 따른 검토
- 발생균열폭을 비교하는 균열폭 검토
- 직경과 간격을 제한하는 간접균열 검토

표 5.8.4 균열 제어를 위한 최대 철근 지름

철근 응력* (MPa)	최대 철근 지름 (mm)	
	철근 콘크리트	프리스트레스트
160	32	25
200	25	16
240	16	13
280	14	8
320	10	6
360	8	5

표 5.8.5 균열 제어를 위한 최대 철근 간격

철근 응력* (MPa)	최대 철근 간격 (mm)		
	철근콘크리트 순수휨 단면	철근콘크리트 순수인장 단면	프리스트레스 콘크리트 단면
160	300	200	200
200	250	150	150
240	200	125	100
280	150	75	50
320	100	–	–
360	50	–	–

단면검토

사용성 검토

강도설계법

- 발생응력(fs)과 피복(Cc)에 따른 Smin을 산정하여 간격검토

① 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 139.178 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]

= 61.094 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(7x2292.000)]

= 168.211 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 19/2 = 140.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 61.09) - 2.5 x 140.50 = 937.74 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 61.09) = 1031.19 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 937.74 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 937.74 mm) ∴ O.K

단면검토

사용성 검토

한계상태설계법

- 인장연단 콘크리트 응력(ft)에 따라 균열여부 판정

설계등급 E 이므로 균열폭 한계상태는 사용하중조합-V, 표면 한계균열폭은 0.3mm를 적용.
사용한계상태 : Φc = 1.00, Φs = 1.00
한계상태 검증을 위한 설계등급 : E (표면 한계균열폭 0.3 mm)

㉮ 비균열 가정시 인장 연단 응력
ft = M / Zb = M / (b x h² / 6)
= 214,897,863 / (1,000 x 450² / 6)
= 6.4 N/mm² ≥ 2.4 N/mm²
→ 균열 단면이므로 균열검토 필요

- 균열시 응력 검토

- 콘크리트 연단에 발생하는 응력
fc = 2M / ((1 - k / 3) x b x c x d)
= 2 x 214,897,863 / ((1 - 0.330 / 3) x 1000 x 115.4 x 350)
= 12.0 N/mm² ≤ 21.0 N/mm² ∴ O.K

- 철근에 발생하는 응력
fs = M / (As x (1 - k / 3) x d)
= 214,897,863 / (4,054 x (1 - 0.330 / 3) x 350.0
= 170.2 N/mm² ≤ 320.0 N/mm² ∴ O.K

단면검토

사용성 검토

한계상태설계법

- 균열폭 검토

㈜ 균열폭 계산

Wk = lr,max · (εsm − εcm) = 194.138 x 0.0006127 = 0.1189449 mm

lr,max = db / 3.6 · pe ≤ fs · db / (3.6 · fct)

= 25.40 / (3.6 x 0.036) ≤ 170.169217 x 25.40 / (3.6 x 3.450)

= 194.138

εsm−εcm = fso / Es − 0.4 · fct / (Es · ρe) · (1 + n ρe) ≥ 0.6 · fso / Es

= 170.2 / 200,000 − 0.4 x 3.450 / (200,000 x 0.036) x (1 + 7 x 0.036)

= 0.0006127

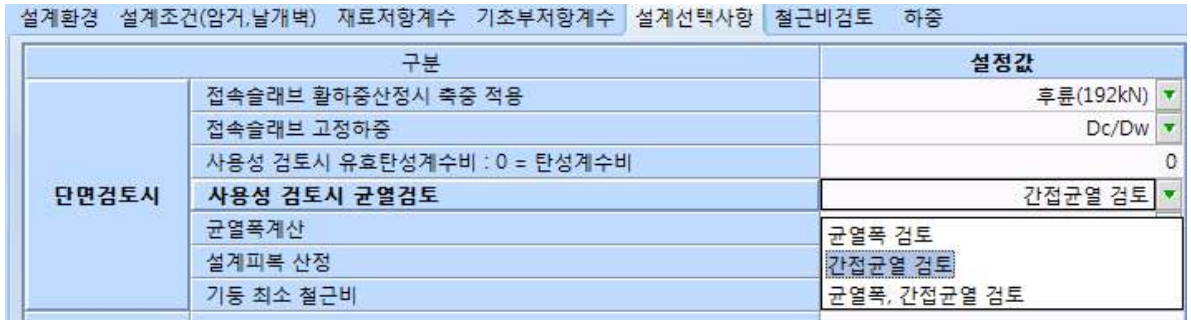
pe = As / Acte = 4,054 / 111,537 = 0.036

Wk = 0.119 mm ≤ 0.300 mm (고부식성 환경(염화물 또는 해수에 노출된 환경)) ∴ O.K

- 간접균열 검토

㈜ 간접 균열 검토

- 사용철근 직경 : D = 25 mm, fs = 200.0 N/mm²
- 사용철근 간격 : s = 125 mm, fs = 280.0 N/mm²
- 철근 한계응력 : MAX(200, 280) ≥ fs = 170.2 N/mm² ∴ O.K



단면검토

건조수축 온도철근

철근비 및 노출면

두께 1200기준

4.3.9 건조수축 및 온도 철근

(1) 교대, 기초 등 교량 하부구조에 배치하여야 하는 온도 및 수축 철근의 단면적은 0.0015hs 이상이어야 한다. 여기서, h는 부재의 두께이며 s는 온도 및 수축 철근의 간격이다. 다만, 온도 및 수축 철근 단면적을 단위 m 당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다.

(2) 온도 및 수축 철근은 벽체와 슬래브의 노출면에 가깝게 양면의 각 방향으로 각각 단위 m당 300㎟ 이상 배근하여야 하며, 철근의 간격은 벽체 또는 슬래브 두께의 5배 이하, 450 mm 이하이어야 한다.

5.12.15.2 두께 1200 mm 이하인 부재

(1) 건조수축 및 온도변화에 대한 보강은 철근, 용접철선망 또는 프리스트레싱 긴장재를 사용할 수 있다.
철근이나 용접철선망의 각 방향별 단면적 A_s는 다음 값을 만족하여야 한다.

$$A_s \geq 0.75 A_g / f_y \qquad (5.12.29)$$

여기서,
A_g = 부재의 총 단면적(mm^2)
f_{yd} = 철근의 설계기준항복강도(MPa)

5.12.15.3 두께 1200 mm를 초과하는 부재

(1) 단면의 최소치수가 1200 mm를 초과하는 구조용 매스콘크리트는 D19 이상의 철근을 450 mm 이하의 간격으로 건조수축 및 온도철근을 배치하여야 하며, 다음 식을 만족하는 철근량을 부재의 양면에 양방향으로 균등배치하여야 한다.

$$\Sigma A_b \geq \frac{s\,(2\,d_c + d_b)}{100} \qquad (5.12.31)$$

단면검토

건조수축 온도철근

강도설계법

- 단면적비와 노출면 철근비

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』
  단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하
  사용철근량 : H16 - CTC 125
  H16 - CTC 125 = 3177.600 ㎟
  필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 3177.600 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 5.7.2』
  면적대비 0.0020 이상
  사용철근량 : H16 - CTC 125
  H16 - CTC 125 = 3177.600 ㎟
  필요철근량 : 0.0020 x 1200.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ < 3177.600 ㎟
  (3177.600 / 1.000) = 3177.600 ㎟ > (1800㎟)
  필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당
  1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』
  사용철근량 : H16 - CTC 125 = 1588.800 ㎟
  필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1588.8 ㎟ ∴ O.K

단면검토

건조수축 온도철근

한계상태설계법

- 두께 1200mm이하 : 단면적비
- 두께 1200mm초과 : 직경과 간격제한
- 단면의 수평, 수직방향 모두 검토

* 건조수축 및 온도철근 『도.설(2015) 5.12.15』

- 두께 1200㎜ 이하인 부재 : 단면적비

  As ≥ 0.75 Ag / fy

- 수평방향 : h = 450 ㎜, b = 1000 ㎜

  사용철근량 : H19 - CTC 200

  H19 - CTC 300 = 2387.5 ㎟

  필요철근량 : 0.75 x 450000 / 400 = 843.8 ㎟ ≤ 2387.5 ㎟

- 수직방향 : h = 450 ㎜, b = 1000 ㎜

  사용철근량 : H25 - CTC 125

  필요철근량 : 0.75 x 450000 / 400 = 843.8 ㎟ ≤ 4053.6 ㎟

* 건조수축 및 온도철근 『도.설(2015) 5.12.15』

- 두께 1,200 ㎜ 를 초과하는 부재는 Φ19 이상의 철근을 450㎜ 이하의 간격으로 배치 => N.G

- 수평방향 : H16 , s = 125 ㎜

  dc = 150 ㎜ (부재 표면에서 가장 근접한 철근 또는 철선의 중심까지의 콘크리트 피복두께)

  Min(2 x dc + dc, 75) = Min(2 x 150 + 16, 75) = 75 ㎜

  Ab = s x 75 / 100 = 125 x 75 / 100 = 93.8 ㎟ ≤ 198.6 ㎟ ∴ O.K

- 수직방향 : H19 , s = 250 ㎜

  dc = 150 ㎜ (부재 표면에서 가장 근접한 철근 또는 철선의 중심까지의 콘크리트 피복두께)

  Min(2 x dc + dc, 75) = Min(2 x 150 + 19, 75) = 75 ㎜

  Ab = s x 75 / 100 = 250 x 75 / 100 = 187.5 ㎟ ≤ 286.5 ㎟ ∴ O.K

내구성검토

노출검토

강도검토

고려 않음

노출환경등급

표 5.10.2 환경 조건에 따른 노출 등급

노출 등급	환경 조건	해당 노출 등급이 발생할 수 있는 사례
1. 부식이나 침투 위험 없음		
E0	• 철근이나 매입금속이 없는 콘크리트 : 동결/융해, 마모나 화학적 침투가 있는 곳을 제외한 모든 노출 • 철근이나 매입금속이 있는 콘크리트 : 매우 건조	• 공기 중 습도가 매우 낮은 건물 내부의 콘크리트
2. 탄산화에 의한 부식		
EC1	건조 또는 영구적으로 습윤한 상태	• 공기 중 습도가 낮은 건물의 내부 콘크리트 • 영구적 수중 콘크리트
EC2	습윤, 드물게 건조한 상태	• 장기간 물과 접촉한 콘크리트 표면 • 대다수의 기초
EC3	보통의 습도인 상태	• 공기 중 습도가 보통이거나 높은 건물의 내부 콘크리트 • 비를 맞지 않는 외부 콘크리트[1,2]
EC4	주기적인 습윤과 건조 상태	• EC2 노출등급에 포함되지 않는 물과 접촉한 콘크리트 표면
3. 염화물에 의한 부식		
ED1	보통의 습도	• 공기 중의 염화물에 노출된 콘크리트 표면
ED2	습윤, 드물게 건조한 상태	• 염화물을 함유한 물에 노출된 콘크리트 부재
ED3	주기적인 습윤과 건조 상태	• 염화물을 함유한 물보라에 노출된 교량 부위[3] • 포장
4. 해수의 염화물에 의한 부식		
ES1	해수의 직접적인 접촉없이 공기 중의 염분에 노출된 해상대기중	• 해안 근처에 있거나 해안가에 있는 구조물
ES2	영구적으로 침수된 해중	• 해양 구조물의 부위
ES3	간만대 혹은 물보라 지역	• 해양 구조물의 부위

표 5.10.1 노출환경등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도

노출환경 (표 5.10.2)	부식									
	탄산화에 의한 부식				염화물에 의한 부식			해수의 염화물에 의한 부식		
	EC1	EC2	EC3	EC4	ED1	ED2	ED3	ES1	ES2	ES3
최소 콘크리트 기준압축강도 (MPa)	21	24	30		30		35	30	35	

노출환경 (표 5.10.2)	콘크리트의 손상							
	위험없음	동결/융해 침투				화학적 침투		
	E0	EF1	EF2	EF3	EF4	EA1	EA2	EA3
최소 콘크리트 기준압축강도 (MPa)	18	24		30		30		35

내구성검토

노출검토

피복검토

위치에 따라 적용

노출환경등급

4.6.4.2 철근 및 PS강재의 피복두께와 간격

(1) 최소피복두께

다음의 콘크리트 최소 피복두께는 철근 및 PS강재 모두에 적용된다.

① PS강재 및 주철근 : 40 mm

② 슬래브 철근

(가) 슬래브의 상부 : 40 mm

제빙장치가 사용될 경우 : 50 mm

(나) 슬래브의 하 : 30 mm

③ 스터럽, 전단철근, 띠철근 : 30 mm

④ 해빙제가 사용될 때는 해빙제가 녹은 물이 프리스트레스트 거더와 지속적으로 접촉하지 않고 배출되도록 배수계획을 해야 한다. 이러한 지속적 접촉을 피할 수 없는 곳이나 부재가 염수 또는 화학물질에 노출되는 곳에서는 콘크리트의 피복두께를 증가해야 한다.

표 5.10.4 철근 및 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 최소피복두께, $t_{c,\min,dur}$(mm)

강재 종류	노출등급						
	E0	EC1	EC2 / EC3	EC4	ED1 / ES1	ED2 / ES2	ED3 / ES3
철근	20	25	35	40	45	50	55
프리스트레싱 강재	20	35	45	50	55	60	65

(2) 부착과 환경조건에 대한 요구사항을 만족하는 $t_{c,\min}$ 중 큰 값을 설계에 사용하여야 한다.

$$t_{c,\min} = \max\{t_{c,\min,b};\ t_{c,\min,dur} + \Delta t_{c,dur,\gamma} - \Delta t_{c,dur,st} - \Delta t_{c,dur,add};\ 10\ \text{mm}\} \quad (5.10.2)$$

여기서,

$t_{c,\min,b}$ = 부착에 대한 요구사항을 만족하는 최소피복두께(mm)

$t_{c,\min,dur}$ = 환경조건에 대한 요구사항을 만족하는 최소피복두께(mm)

$\Delta t_{c,dur,\gamma}$ = 고부식성 노출환경에서 이 절 (5)항의 규정에 의한 피복두께 증가값(mm)

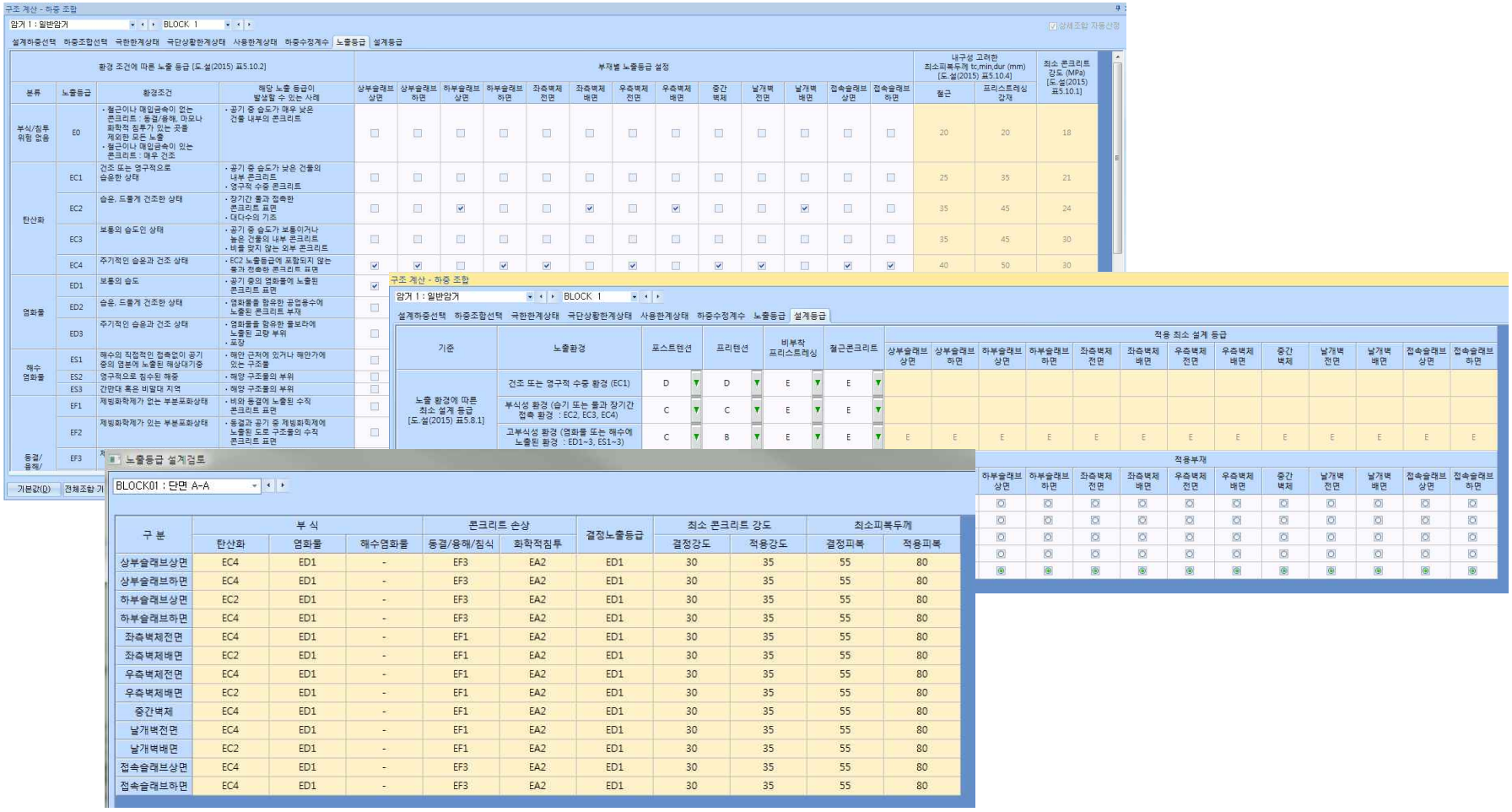
$\Delta t_{c,dur,st}$ = 스테인레스 철근을 사용할 때 이 절 (7)항에 의한 피복두께 감소값(mm)

$\Delta t_{c,dur,add}$ = 코팅과 같은 추가 보호 조치를 취한 경우 이 절 (8)항에 의한 피복두께 감소값(mm)

내구성검토

노출검토

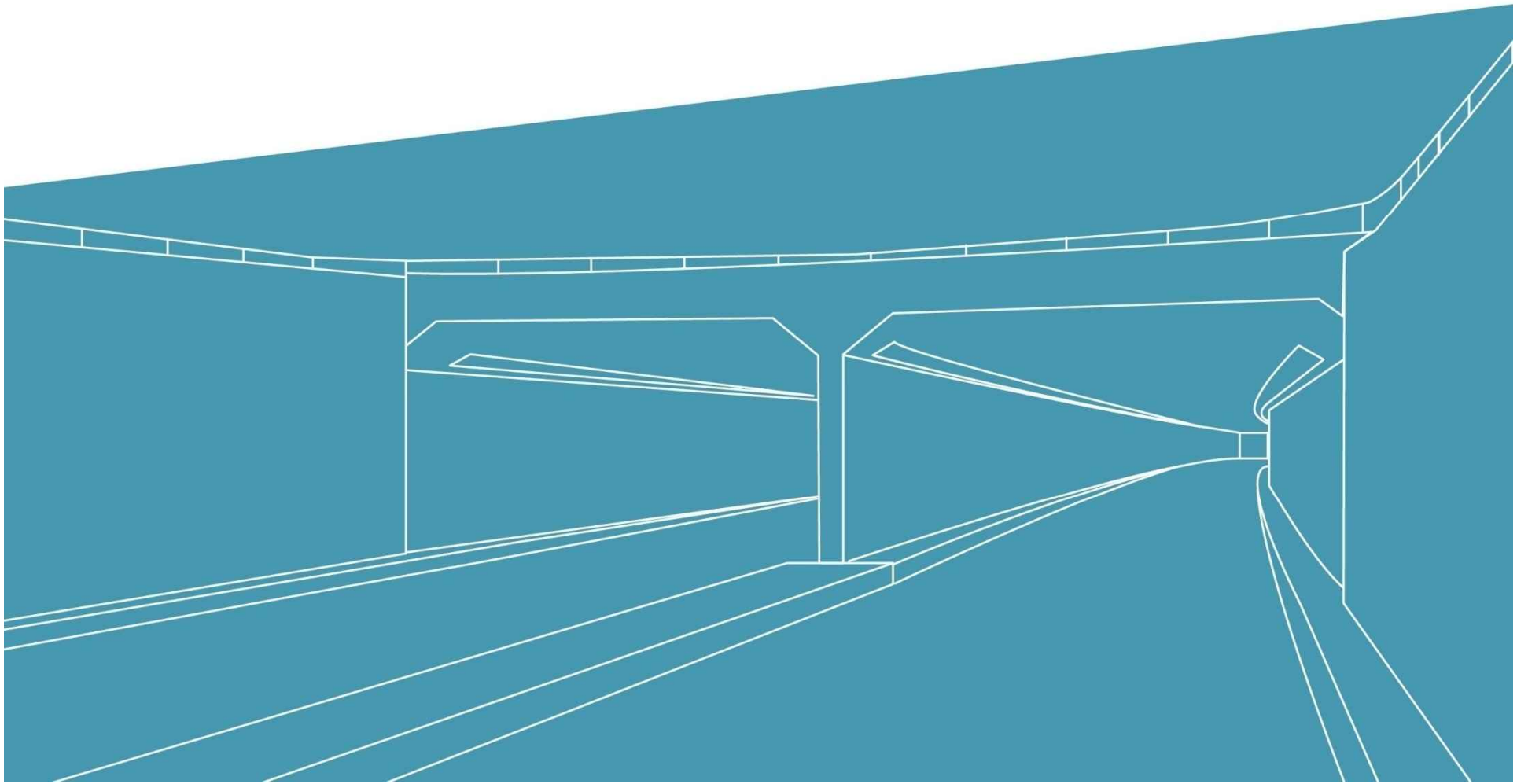
한계상태설계법



ACulvert 2018 LSD

암거, 지하차도, 복층 암거설계자동화 소프트웨어

하중&하중효과



하중 & 하중효과

하중

고려 않음

하중수정계수

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq R_r$$

R_r = 계수저항 : 콘크리트부재에 대하여는 $R_r = R\{\phi_i X_i\}$, 그 이외에는 $R_r = \phi R_n$을 적용한다. (여기서, X_i는 재료의 기준강도)

Q_i = 하중효과

R_n = 공칭저항

γ_i = 하중계수 : 하중효과에 적용하는 통계적 산출계수

ϕ = 저항계수 : 5장, 6장 및 7장에 규정된 바와 같이 공칭저항에 적용하는 통계적 산출계수.

-저항계수 결정 : 재료, 기초
-하중수정계수(연성, 여용성, 중요도)
-하중계수(γP, γEQ, γSD, γSE)

하중 & 하중효과

하중조합

주요 검토조합

한계상태별 조합

(2) 주요 하중조합의 하중계수

$$U = 1.3D + 2.15(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q \quad (2.2.1)$$

$$U = 1.3D + 1.7H + 1.3Q + 1.3W \quad (2.2.2)$$

$$U = 1.3D + 1.3(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q + 1.3(0.5W + WL + BK) \quad (2.2.3)$$

$$U = 1.3D + 1.3(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q + 1.3G \quad (2.2.4)$$

$$U = 1.25D + 1.65H + 1.25Q + 1.25W + 1.25G \quad (2.2.5)$$

$$U = 1.25D + 1.25(L + I) + 1.25CF + 1.65H + 1.25Q + 1.25(0.5W + WL + BK) + 1.25G \quad (2.2.6)$$

$$U = 1.0(D + H + Q + E) \quad (2.2.7)$$

$$U = 1.3D + 1.3(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q + 1.3CO \quad (2.2.8)$$

$$U = 1.2D + 1.55H + 1.2Q + 1.2W + 1.2CO \quad (2.2.9)$$

표 3.4.1 하중조합과 하중계수

한계상태 \ 하중	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM BR PL LS CF	WA BP WP	WS	WL	FR	TU	TG	GD SD	이 하중들은 한 번에 한 가지만 고려 EQ	IC	CT	CV
극한 I	γ_p	1.80	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
극한 II	γ_p	1.40	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
극한 III	γ_p	–	1.00	1.40	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
극한IV – EH, EV, ES, DW DC만 고려	γ_p	–	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	–	–	–	–	–	–
극한V	γ_p	1.40	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
극단상황 I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	–	–	1.00	–	–	–	1.00	–	–	–
극단상황 II	γ_p	0.50	1.00	–	–	1.00	–	–	–	–	1.00	1.00	1.00
사용 I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
사용 II	1.00	1.30	1.00	–	–	1.00	1.00/1.20	–	–	–	–	–	–
사용 III	1.00	0.80	1.00	–	–	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
사용IV	1.00	–	1.00	0.70	–	1.00	1.00/1.20	–	1.0	–	–	–	–
사용V	1.00	–	–	–	–	–	0.50	–	–	–	–	–	–
피로 – LL, IM & CF만 고려	–	0.75	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–

표 3.4.2 γ_p에 관한 하중계수

하중의 종류	하중계수 최대	하중계수 최소
DC : 구조부재와 비구조적 부착물	1.25 1.50(극한한계상태 조합IV에서만)	0.90
DD : 말뚝부마찰력	1.80	0.45
DW : 포장과 시설물	1.50	0.65
EH : 수평토압		
• 주동	1.50	0.90
• 정지	1.35	0.90
EV : 연직토압		
• 전체 안정성	1.00	–
• 옹벽 및 교대	1.35	1.00
• 강성 암거 (예, 콘크리트 박스)	1.30	0.90
• 뼈대형 강성구조물 (예, 라멘형)	1.35	0.90
• 연성 암거 (예, 파형강판)	1.95	0.90
• 박스형 연성 강재암거	1.50	0.90
ES : 상재토하중	1.50	0.75
EL : 시공중 발생하는 구속응력	1.0	1.0
PS : 프리스트레스힘		
• 세그멘탈콘크리트교량의 상부, 하부구조	1.0	
• 비세그멘탈콘크리트교량 상부구조	1.0	
• 비세그멘탈콘크리트교량 하부구조		
– I_g를 사용하는 경우	0.5	
– $I_{effective}$를 사용하는 경우	1.0	
• 강재 하부구조	1.0	
CR, SH : 크리프, 건조수축		
• 세그멘탈콘크리트교량의 상부, 하부구조	DC에 대한 γ_p 사용	
• 비세그멘탈콘크리트교량 상부구조	1.0	
• 비세그멘탈콘크리트교량 하부구조		
– I_g를 사용하는 경우	0.5	
– $I_{effective}$를 사용하는 경우	1.0	
• 강재 하부구조	1.0	

하중 & 하중효과

하중조합

한계상태설계법

- 한계상태 선택에 따른 조합적용
- γp 및 하중재하여부에 따른 세부하중조합
- 하중재하방향을 조합으로 적용가능하도록 개선



하중 & 하중효과

하중조합

한계상태설계법

- [상세조합 자동산정]적용시 설계하중선택, 하중조합선택 입력 자동 반영
- [상세조합 자동산정]해제시 상세하중조합에서 세부설정 가능



하중 & 하중효과

하중수정계수

한계상태설계법

- 구조부위별 하중수정계수 적용
- 각 조합에 최대/최소/표준의 하중수정계수 적용 설정

구조 계산 - 하중 조합

암거 1 : 일반암거 | BLOCK 1

설계하중선택 | 하중조합선택 | 극한한계상태 | 극단상황한계상태 | 사용한계상태 | 하중수정계수 | 노출등

구 분	ηD연성	ηD여용성	ηD중요도	ηi [도로교
				최대
극한한계상태Ⅰ	1.00	1.00	1.00	1.000
극한한계상태Ⅱ	1.00	1.00	1.00	1.000
극한한계상태Ⅲ	1.00	1.00	1.00	1.000
극한한계상태Ⅳ	1.00	1.00	1.00	1.000
극한한계상태Ⅴ	1.00	1.00	1.00	1.000
극단상황한계상태Ⅰ	1.00	1.00	1.00	1.000
극단상황한계상태Ⅱ	1.00	1.00	1.00	1.000
사용한계상태Ⅰ	1.00	1.00	1.00	1.000
사용한계상태Ⅱ	1.00	1.00	1.00	1.000
사용한계상태Ⅲ	1.00	1.00	1.00	1.000
사용한계상태Ⅳ	1.00	1.00	1.00	1.000
사용한계상태Ⅴ	1.00	1.00	1.00	1.000
피로한계상태Ⅰ	1.00	1.00	1.00	1.000

구조 계산 - 하중 조합

암거 1 : 일반암거 | BLOCK 1

설계하중선택 | 하중조합선택 | 극한한계상태 | 극단상황한계상태 | 사용한계상태 | 하중수정계수 | 노출등급 | 설계등급

구분	최대	표준	최소	DC	DW	EHL	EHR	EHWL	EHWR	EV	EVW	EVVW	EVi	ESL	ESR	SI
ST1NB01	◉	○	○	1.25	1.50	1.50	1.50			1.30			1.30	1.50	1.50	0.5
ST1NB02	◉	○	○	1.25	1.50	1.50	1.50			1.30			1.30	1.50	1.50	0.5
ST1NB03	◉	○	○	1.25	1.50	0.90	0.90			1.30			1.30	0.75	0.75	0.5
ST1NB04	◉	○	○	1.25	1.50	0.90	0.90			1.30			1.30	0.75	0.75	0.5
ST1NB05	○	○	◉	0.90	0.65	1.50	1.50			0.90			0.90	1.50	1.50	0.5
ST1NB06	○	○	◉	0.90	0.65	1.50	1.50			0.90			0.90	1.50	1.50	0.5
ST1NB07	○	○	◉	0.90	0.65	0.90	0.90			0.90			0.90	0.75	0.75	0.5
ST1NB08	○	○	◉	0.90	0.65	0.90	0.90			0.90			0.90	0.75	0.75	0.5
ST1WB01	◉	○	○	1.25	1.50			1.50	1.50		1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	0.5
ST1WB02	◉	○	○	1.25	1.50			1.50	1.50		1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	0.5
ST1WB03	◉	○	○	1.25	1.50			0.90	0.90		1.30	1.30	1.30	0.75	0.75	0.5
ST1WB04	◉	○	○	1.25	1.50			0.90	0.90		1.30	1.30	1.30	0.75	0.75	0.5
ST1WB05	○	○	◉	0.90	0.65			1.50	1.50		0.90	0.90	0.90	1.50	1.50	0.5
ST1WB06	○	○	◉	0.90	0.65			1.50	1.50		0.90	0.90	0.90	1.50	1.50	0.5

② 하중수정 계수 η집계표

하중조합	연성 ηD	여용성 ηR	중요도 ηI	하중수정계수 ηi		
				최대	표준	최소
극한한계상태 Ⅰ	1.00	1.00	1.00	1.000	1.000	1.000
극단상황한계상태 Ⅰ	1.00	1.00	1.00	1.000	1.000	1.000
사용한계상태 Ⅰ	1.00	1.00	1.00	1.000	1.000	1.000
사용한계상태 Ⅴ	1.00	1.00	1.00	1.000	1.000	1.000

하중 & 하중효과

활하중

DB24, DL24

표 2.1.2 DB하중

교량등급	하중등급	중량 W(kN)	총하중 1.8W(kN)	전륜하중 0.1W(kN)	후륜하중 0.4W(kN)
1 등교	DB-24	240	432	24	96
2 등교	DB-18	180	324	18	72
3 등교	DB-13.5	135	243	13.5	54

② 보도 등에는 5×10^{-3} MPa의 등분포하중을 재하한다.

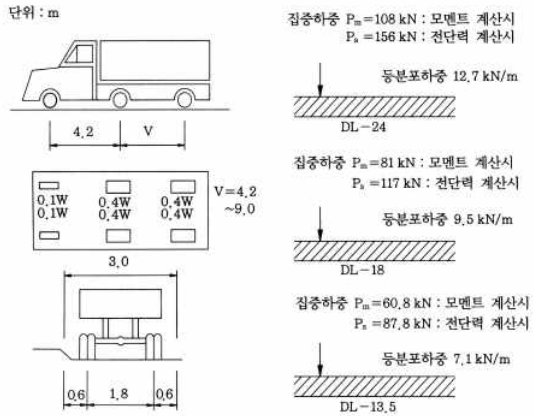


그림 2.1.1 DB 및 DL하중

KL-510

3.6.1.3.1 표준트럭하중

표준트럭의 중량과 축간거리는 그림 3.6.1과 같다. 충격하중은 3.7에 규정된 대로 적용되어야 한다.

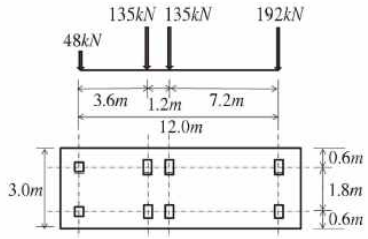


그림 3.6.1 표준트럭하중

3.6.1.3.2 표준차로하중

표준차로하중은 종방향으로 균등하게 분포된 하중으로 표 3.6.2의 값을 적용한다. 횡방향으로는 3,000 mm의 폭으로 균등하게 분포되어있다. 표준차로하중의 영향에는 충격하중을 적용하지 않는다.

표 3.6.2 표준차로하중

$L \leq 60$ m	$\omega = 12.7$ (kN/m)
$L > 60$ m	$\omega = 12.7\times\left(\frac{60}{L}\right)^{0.10}$ (kN/m)

L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간

하중 & 하중효과

활하중

단순판 및 연속판

3) 유효폭 산정 : 『도로교 설계기준』 4.6.2.4

E = 1,200 + 0.06 x L = 1,934 mm (≤ 2,100 mm) , ∴ E = 1,934 mm

(2) 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우

윤하중이 분포되는 바닥판 유효폭 E를 다음 식으로 산출한다. 그러나 그 값이 2.1 m 이하이어야 한다.

$$E = 1.2 + 0.06\,L \qquad (4.6.2)$$

등가스트립폭 추가

4.6.4 슬래브교에 대한 등가 스트립 폭

이 규정은 표 4.6.10의 그림에서 주어진 단면유형에 적용된다. 현장타설중공(中空) 슬래브 교량을 슬래브교로 취급할 수 있다.

표 4.6.10 슬래브교의 단면 유형

지점 요소	바닥판 형태	단면 유형
현장타설 콘크리트 슬래브 또는 중공 슬래브	일체식 바닥판	

한 차로에만 재하 된 경우 차로 당 전단력과 모멘트에 대한 교축방향 스트립의 등가폭을 다음과 같이 결정한다.

$$E = 1.2\left(250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1}\right) \qquad (4.6.15)$$

두 차로 이상 재하 된 경우 차로 당 전단력과 모멘트에 대한 교축방향 스트립의 등가폭은 다음과 같이 결정한다.

$$E = 1.1\left(2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1}\right) \le \frac{W}{N_L} \qquad (4.6.16)$$

하중 & 하중효과

활하중

-설계차량의 변경 DB, DL -> KL-510

-유효폭을 고려한 이동하중 재하 (사각의 영향, 다차로재하계수)

사교의 교축방향 하중영향을 다음과 같은 계수 r에 의해서 감소시킬 수 있다.

$$r = 1.05 - 0.25\tan\theta \leq 1.00 \qquad (4.6.17)$$

여기서, θ = 사각(도)

표 3.6.1 다차로재하계수

재하차로의 수	다차로재하계수, 'm'
1	1.0
2	0.9
3	0.8
4	0.7
5 이상	0.65

하중 & 하중효과

활하중

-활하중 LL 산정에 해당하는 옵션 분류

-유효폭을 고려한 이동하중 재하



3) 유효폭 산정 : 『도로교 설계기준』 4.6.4

사각의 영향 고려

r = 1.05 - 0.25tanΘ ≤ 1.00

= 1.05 - 0.25 x tan(10) = 1.006

= 1.006 ≤ 1.00 = 1.000

한 차로 재하시

E = 1.2 (250 + 0.42 √(L1W1)) x r

= 1.2 x (250 + 0.42 x √(12,231 x 9,000)) x 1.000 = 5,588 mm

두 차로 이상 재하시

E = 1.1 (2,100 + 0.12 √(L1W1)) x r ≤ W/NL

E = 1.1 x (2,100 + 0.12 x √(12,231 x 13,630)) x 1.000

E = 4,014 ≤ W/NL = 13,630/3 = 4,543 = 4,014 mm

여기서

E = 등가폭(mm)

L1 = 실제 지간장과 18,000 mm 중 작은 값(mm)

W1 = 1 차로 재하의 경우 : 실제 교폭과 9,000 mm 중 작은 값

2 차로 이상 재하의 경우 : 실제 교폭과 18,000 mm 중 작은 값

W = 실제 교폭(mm)

NL = 3.6.1.1에서 규정된 재하차로 수

Θ = 사각(도)

하중 & 하중효과

활하중

-표준차로하중 변경

Pm(집중하중) + w(분포하중)

-> 표준트럭하중75% + 표준차로하중w(분포하중)

-등급별 표준차로하중w 미제시

3.6.1.3.2 표준차로하중

표준차로하중은 종방향으로 균등하게 분포된 하중으로 표 3.6.2의 값을 적용한다. 횡방향으로는 3,000 mm의 폭으로 균등하게 분포되어있다. 표준차로하중의 영향에는 충격하중을 적용하지 않는다.

표 3.6.2 표준차로하중

$L \leq 60\,\mathrm{m}$	$\omega = 12.7$ (kN/m)
$L > 60\,\mathrm{m}$	$\omega = 12.7 \times \left(\frac{60}{L}\right)^{0.10}$ (kN/m)

L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간

3.6.1.5 주거더를 설계하는 경우의 설계차량활하중

(1) 만약 다른 특별한 규정이 없다면 최대 하중영향은 아래의 경우 중 큰 값을 사용한다.
- 3.6.1.3.1에 정의된 표준트럭하중의 영향
- 3.6.1.3.1에 정의된 표준트럭하중 영향의 75 %와 3.6.1.3.2에 정의된 표준차로하중의 영향의 합

(2) 최대 하중효과에 영향을 주지 않는 바퀴는 무시해도 된다.

(3) 재하차로와 각 차로에 재하되는 3,000 mm 폭은 최대 하중영향을 갖도록 배치되어야한다.

(4) 표준트럭하중 최외측 차륜중심의 횡방향 재하위치는 차도부분의 단부로부터 600 mm로 한다.

하중 & 하중효과

고정하중

단일하중

DC, DW 분리

위치설정 | 지반정보 | 포장상세 | 내부하중 | 말뚝배치

구 분		설정값	단 위
내부하중 모델링 재하		☑ 적 용	
고정하중	고려여부	☑ 적 용	
	하중종류	DC	
	적용하중	DC / DW	kN/m²
활하중(지지력검토)	고려여부		
	하중종류		
	b(mm)	500	
	t(mm)	80	
	a(mm)	200	
	윤하중	96	kN
활하중(모델링)	하중등급	1등교	
	설계차로폭	3.000	m
수압	고려여부	☑ 적 용	
	하중종류	EV	
	수위	0.000	m

표 3.4.2 γ_p에 관한 하중계수

하중의 종류	하중계수	
	최대	최소
DC : 구조부재와 비구조적 부착물	1.25 1.50(극한한계상태 조합IV에서만)	0.90
DD : 말뚝부마찰력	1.80	0.45
DW : 포장과 시설물	1.50	0.65

내부고정하중 DC, DW 분리

하중 & 하중효과

고정하중

. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 (DC) - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중 (DW)

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	:	0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 방 수	:	0.050 × 21.50	=	1.075	kN/m²
		∴ Total Wd1	=	12.575	kN/m²

② 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	:	0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
		∴ Total We1	=	11.500	kN/m²

13) 내부하중

① 내부 고정하중 (DW)
- 암거내부 고정하중 = 10.000 kN/m²

② 내부 수압하중 (EV)
- 암거내부 수압 = 2.000 x 10.000 = 20.000 kN/m²

③ 내부 포장하중 (DW)
- 암거내부 포장하중 = 0.000 x 23.000 = 0.000 kN/m²

④ 내부 차도부하중 (DC)
- 암거내부 차도부하중 = 25.000 kN/m²

⑤ 내부 차도부 활하중(표준트럭 하중 재하시) : 1련 (LL)
- 차도부 폭 : 4.000 m
- 설계유효 지간장 : 4.000 m
- 유효폭 산정 (단, 암거의 경간이 7.3m 이하인 경우)
  E = 2.4 / (L + 0.6) x L = 2.4 / (4.000 + 0.6) x 4.000
  ∴ E = 2.087 m
- 충격계수
  i = 0.250 『도로교 설계기준』 3.7.1
- 암거의 외측폭 / 설계차로폭 = 4.000 / 3.000 = 1.333 ===> 1차선 재하
- 활하중 재하
  1차로 : P = 96.0 x (1 + 0.250) / 2.087 = 57.499 kN/m

⑥ 내부 차도부 활하중(표준차로 하중 재하시) : 1련 (LL)
- 1차로 : P = 12.7 x (1 + 0.250) = 15.875 kN/m²

⑦ 내부 차도부 활하중(표준트럭 하중 재하시) : 2련 (LL)
- 차도부 폭 : 4.000 m
- 설계유효 지간장 : 4.000 m
- 유효폭 산정 (단, 암거의 경간이 7.3m 이하인 경우)
  E = 2.4 / (L + 0.6) x L = 2.4 / (4.000 + 0.6) x 4.000
  ∴ E = 2.087 m
- 충격계수
  i = 0.250 『도로교 설계기준』 3.7.1
- 암거의 외측폭 / 설계차로폭 = 4.000 / 3.000 = 1.333 ===> 1차선 재하
- 활하중 재하
  1차로 : P = 96.0 x (1 + 0.250) / 2.087 = 57.499 kN/m

⑧ 내부 차도부 활하중(표준차로 하중 재하시) : 2련 (LL)
- 1차로 : P = 12.7 x (1 + 0.250) = 15.875 kN/m²

하중 & 하중효과

상재하중

활하중 적용

ES, LS 별도하중

- 활하중계수 적용
- 10.0 kN/m² 적용

설계하중선택 | 하중조합선택 | 극한한계상태 | 극단상황한계상태 | 사용한계상태

구분	설정값	재하하중
고정하중+SW DC	☑	-
말뚝 부마찰력 DD	☐	-
고정하중 DW	☑	-
수평토압 EH	☑	양방향 재하
연직토압 EV	☑	-
상재하중 ES	☑	양방향 재하
시공중 발생하는 구속응력 EL	☐	-
프리스트레스힘 PS	☐	-
크리프 CR	☐	-
건조수축 SH	☑	-
활하중 LL	☑	차량하중
충격하중 IM	☐	-
제동하중 BR	☐	-
보도하중 PL	☑	-
상재활하중 LS	☑	양방향 재하
원심하중 CF	☐	-
정수압 WA	☑	-
부력 BP	☑	-
파압 WP	☐	-
풍하중 WS	☐	-
활하중에 작용하는 풍하중 WL	☐	-
마찰력 FR	☐	-
온도하중 TU	☑	-
온도차하중 TG	☑	-
지반변동 GD	☐	-
지진하중 EQ	☑	-
설하중 IC	☐	-
차량충돌하중 CT	☐	-
선박충돌하중 CV	☐	-

표 3.4.1 하중조합과 하중계수

한계상태 / 하중조합 \ 하중	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM BR PL LS CF	WA BP WP	WS	WL	FR	TU	TG	GD SD	이 하중들은 한 번에 한 가지만 고려 EQ	IC	CT	CV
극한 I	γ_p	1.80	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
극한 II	γ_p	1.40	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
극한 III	γ_p	–	1.00	1.40	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
극한 IV – EH, EV, ES, [illegible] 만 고려													
극한 V													
극단상황 I													

설계환경 | 설계조건(암거,날개벽) | 재료저항계수 | 기초부저항계수 | 설계선택사항 | 철근비검토 | 하중

구 분		설정값	단 위
활하중(LL)	재하방법	이동하중	
	하중등급	1등교	
	활하중 재하방법	설계차로폭을 고려하여 재하	
	설계차로폭	3.600	m
	유효폭(E) 적용식	등가 스트립 폭(4.6.4)	
	등가 스트립 폭에 사각 고려	적용안함	
	유효폭 계산시 다차로 재하계수	☐	미적용
	표준차로하중(ω)	교량등급별 효율 x ω	
활하중에 의한 수평토압(10 x Ko)		☐	
연직토압 할증계수(EV)		☐	
상재활하중(LS)	보정계수	☐	미적용
	배면에서 떨어진 거리	0 mm	
	벽체높이	토피에서 암거저면	
	다차로 재하계수	☐	미적용
	토압계수	정지토압	

정지토압
Rankine
Coulomb

하중 & 하중효과

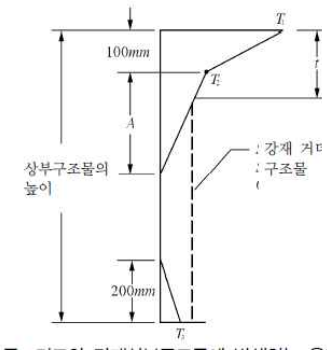
온도경사하중

상하면 온도차

② 콘크리트교의 온도변화 범위는 지역별 평균기온을 고려하여 정한다. 보통의 경우 온도의 승강은 각각 15 ℃로 하면 된다. 단면의 최소 치수가 700 mm 이상인 경우에는 위 표준을 10 ℃로 하면 된다. 바닥판과 기타 부분의 온도차에 의해 생기는 단면력을 산출하는 경우의 온도차는 5 ℃를 표준으로 하고 온도분포는 바닥판과 기타 부분에 있어서 균일하다고 본다.

표 3.14.2 온도경사 기본값

T_1(℃)	T_2(℃)
23	6



비선형 온도경사

4.6.13 온도 해석

온도에 따른 축방향 변형 및 휨 변형이 유발하는 내부 응력을 고려하여 단면내의 온도 변화에 따른 하중영향을 산정하여야 한다. 단면 내에서의 온도 변화는 3.14.3 절의 규정을 사용한다.

【해 설】

온도 구배가 구조물의 응답에 미치는 영향은 다음과 같이 3가지를 들 수 있다.

- 축방향 변형

이 성분은 온도 분포에서 등분포 성분에 의하여 발생하며 3.12.2에서 규정한 등분포온도와 동시에 고려하여야 한다. 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$T_{UG}=\frac{1}{A_c}\int\int T_G\,dw\,dz \qquad \text{(해설 4.6.15)}$$

이에 따라 축방향 변형도는 다음과 같이 구한다.

$$\epsilon_u=\alpha\left[T_{UG}+T_u\right] \qquad \text{(해설 4.6.16)}$$

- 휨 변형

단면은 변형 후에도 평면을 유지하기 때문에 선형 온도 구배에 의하여 상부구조물에 곡률이 발생한다. 이러한 곡률에 해당하는 단위 길이당의 회전은 다음과 같다.

$$\phi=\frac{\alpha}{I_c}\int\int T_G z\,dw\,dz=\frac{1}{R} \qquad \text{(해설 4.6.17)}$$

단순보나 캔틸레버와 같은 정정 구조물에서는 온도변화에 의한 하중효과는 발생하지 않는다. 축방향 변형도와 곡률은 유연도법과 강성도법 모두에 적용된다. 유연도법에서 ϵ_u는 일반적인 변위계산에서의 P/AE 대신에 ϕ는 M/EI 대신 사용한다. 강성도법에서는 단면이 균일한 뼈대요소에 대한 고정단력을 다음과 같이 구할 수 있다.

$$N=EA_c\epsilon_u \qquad \text{(해설 4.6.18)}$$

$$M=EI_c\phi \qquad \text{(해설 4.6.19)}$$

하중 & 하중효과

온도경사하중

한계상태설계법

5.7 온도차 하중(TG)

설계기준에는 부재 깊이에 따라 비선형적인 온도경사를 보이나, 해석에 사용되는 구조해석 프로그램은 선형적인 온도경사에 대해서만 해석할 수 있다. 따라서 비선형적인 온도 경사를 등가의 선형적인 온도경사로 치환하여 적용한다.

1) 가정

① 평면 단면은 변형 후에도 평면을 유지한다.
② 온도는 깊이에 따라 다르지만 주어진 깊이 z에 대해서는 일정하다.
③ 재료 특성은 온도와 독립적이다.
④ T(z)는 온도의 연직 변화를 의미한다.
⑤ b(z)는 깊이 z에서의 단면의 폭을 의미한다.
⑥ c는 단면 도심에서부터 상면까지의 거리이다.
⑦ cp는 단면 도심으로 부터 하면까지의 거리이다.
⑧ H = c + cp

2) 등가의 온도 경사 치환 방법

- 도심에서의 모멘트

$$M_G = Ea\int_{-cp}^{c} T(y)b(z)zdz$$

- 축력

$$N_G = Ea\int_{-cp}^{c} T(y)b(z)dz$$

$$S_2 = Ea\int_{-cp}^{c} T(z)b(z)dz$$

만약 온도 경사가 선형적으로 변한다면

$$T(y) = \frac{T(z+cp)}{(c+cp)}$$ 이고, 여기서 T는 등가의 온도 경사값이다.

T(z)를 S1과 S2에 대입하여 계산하면,

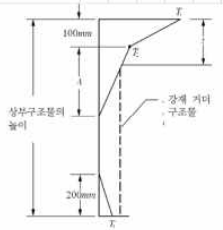
$$S_1 = \frac{cp \times A \times T}{H}, S_2 = \frac{I \times T}{H}$$

따라서,

$$M_G = EaS_2 = \frac{E \times I \times T}{H}\alpha$$

$$T = \frac{M_G \times H}{E \times \alpha \times I}$$

3) 온도 경사



도로교설계기준해설2015, 그림 3.14.1 콘크리트와 강재상부구조물에 발생하는 온도의 수직변화곡선

① 온도경사 하중
- 상부의 온도가 높을 경우 T1:23.0°C, T2:6.0°C, T3:0.0°C 적용
- 상부의 온도가 낮을 경우 아스팔트 포장을 적용하여 T1:-4.6°C, T2:-1.2°C, T3:0.0°C 적용

② 상부의 온도가 높을 경우

구분	zi	zi+1	z	T+(z)	S1	S2
T1 ~ T2	400	380	390	21.3	426,000	166,140,000
T1 ~ T2	380	360	370	17.9	358,000	132,460,000
T1 ~ T2	360	340	350	14.5	290,000	101,500,000
T1 ~ T2	340	320	330	11.1	222,000	73,260,000
T1 ~ T2	320	300	310	7.7	154,000	47,740,000
T2 ~ 0	300	240	270	5.4	324,000	87,480,000
T2 ~ 0	240	180	210	4.2	252,000	52,920,000
T2 ~ 0	180	120	150	3	180,000	27,000,000
T2 ~ 0	120	60	90	1.8	108,000	9,720,000
T2 ~ 0	60	0	30	0.6	36,000	1,080,000
0 ~ T3	-200	-240	-220	0	0	0
0 ~ T3	-240	-280	-260	0	0	0
0 ~ T3	-280	-320	-300	0	0	0
0 ~ T3	-320	-360	-340	0	0	0
0 ~ T3	-360	-400	-380	0	0	0
총 계					2,350,000	699,300,000

$M_G = E \times \alpha \times S_2 =$ 1,926,977,094 N.mm

$$T(y) = \frac{T(z+cp)}{(c+cp)} = 13.112°C$$

하중 & 하중효과

온도경사하중

한계상태설계법

-온도경사의 기준값 입력

-포장설정에 따른 계수값 적용

상부의 온도가 높을 때의 T_1과 T_2의 값은 표 3.14.2와 같다. 하부의 온도가 높을 때의 값은 표 3.14.2에 정해진 값에 콘크리트 포장에는 −0.3을, 아스팔트포장에는 −0.2를 곱하여 구한다.

현장조사에 의하여 T_3의 값을 정하지 않는 경우, T_3의 값은 영(0 ℃)으로 하여야 한다. 그러나 3 ℃를 넘어서는 안 된다.

온도경사를 고려할 때 양 또는 음의 온도변화에 의한 내부응력과 구조변형은 4.6.13에 의하여 결정하여야 한다.

표 3.14.2 온도경사 기본값

T_1(℃)	T_2(℃)
23	6

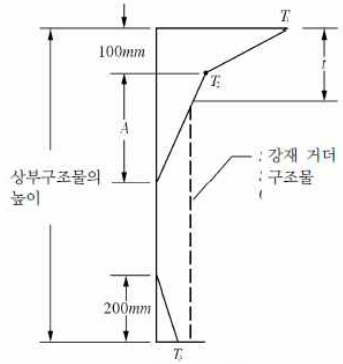
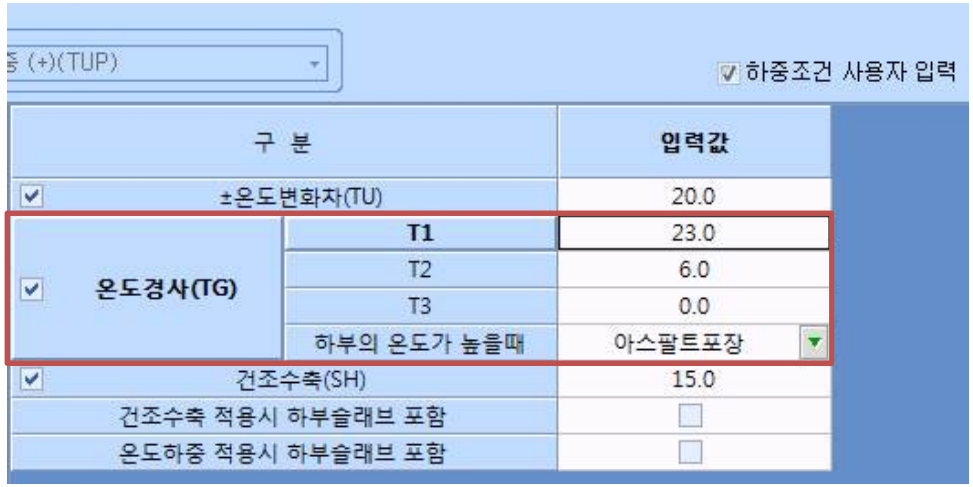


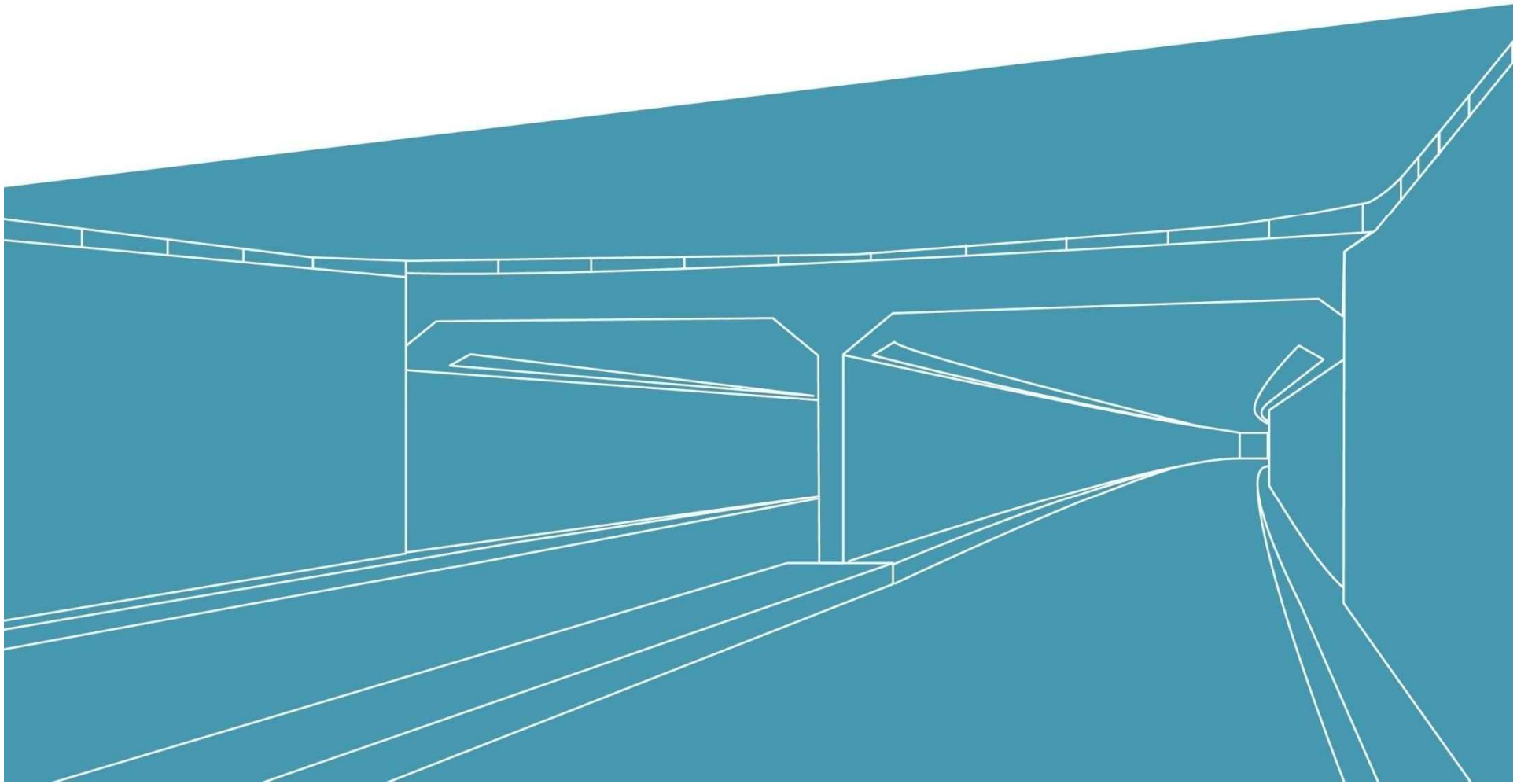
그림 3.14.1 콘크리트와 강재상부구조물에 발생하는 온도의 수직변화곡선



ACulvert 2018 LSD

암거, 지하차도, 복층 암거설계자동화 소프트웨어

기초 검토



기초검토

직접기초

기초안정검토

강도설계법

구분	지지력	전도	활동
본체	O	X	X
옹벽식 날개벽	O	O	O

한계상태설계법

구분	지지력	전도	활동	침하
본체	O	X	X	X
옹벽식 날개벽	O	O	O	O

- 한계상태별 상이한 검토(하중계수 적용)
- 침하검토 추가(사용한계상태)
- 토사와 암반기초 검토 상이

기초검토

직접기초

지지력 검토

-고정하중
-내부고정하중
-활하중
-수압

-고정하중: 하중 분리 (DC/DW/EV)
-내부고정하중:하중분리(DC/DW)
-활하중(LL)
-수압:하중분리(EV/BP/WA)

위치설정 지반정보 포장상세 내부하중

구 분		설정값	단 위
고정하중	고려여부	☐ 비적용	
	적용하중	0.000	kN/m²
활하중	고려여부	☑ 적 용	
	하중종류	도로하중	
	b(mm)	500	
	t(mm)	80	
	a(mm)	200	
	윤하중	96	kN
수압	고려여부	☑ 적 용	
	수위	0.000	m

위치설정 지반정보 포장상세 내부하중

구 분		설정값	단 위
내부하중 모델링 재하		☐ 비적용	
고정하중	고려여부	☑ 적 용	
	하중종류	DC	
	적용하중	0.000	kN/m²
활하중	고려여부	☑ 적 용	
	하중종류	도로하중	
	b(mm)	500	
	t(mm)	80	
	a(mm)	200	
	윤하중	96	kN
수압	고려여부	☑ 적 용	
	하중종류	EV	
	수위	0.000	m

기초검토

직접기초

지지력 검토

하중분리

1) 고정하중
- 구체자중 = (510.263 + 141.000) / 10.800 = 60.302 kN/m²

- 상부연직하중 = 43.925 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중
- 도로 노면 활하중 = 21.000 kN/m²
- 상재활하중 = 10.000 kN/m²

3) 내부 수압
- 암거내부수압 = 0.000 x 10.000 = 0.000 kN/m²

1) 고정하중

- 구체자중(DC)	=	510.263	/	10.800	=	47.247 kN/m²
- 포장하중(DW)	=	134.735	/	10.800	=	12.475 kN/m²
- 상재하중(EV)	=	448.000	/	10.800	=	41.481 kN/m²
- 내부포장하중(DW)	=	0.080	x	23.000	=	1.840 kN/m²

2) 활하중 (LL)
- 도로 노면 활하중 = 21.000 kN/m²
- 상재활하중 = 10.000 kN/m²

3) 내부 수압 (EV)
- 암거내부수압 = 0.000 x 10.000 = 0.000 kN/m²

기초검토

직접기초

지지력 검토

사용하중 검토

한계상태별 검토

- 한계상태별 상이한 검토(하중계수 적용)

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 60.302 + 43.925 + 31.000 + 1.840 + 21.672

= 158.740 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

- 극한한계상태

Qmax = 1.25 x 47.247 + 1.50 x (12.475 + 1.840) + 1.80 x (3.100 + 21.672)
+ 1.30 x 41.481 + 1.30 x 0.000 + 1.25 x 0.000

= 179.048 kN/m²

- 극단상황한계상태

Qmax = 1.25 x 47.247 + 1.50 x (12.475 + 1.840)
+ 1.30 x 41.481 + 1.30 x 0.000 + 1.25 x 0.000

= 134.457 kN/m²

- 사용한계상태

Qmax = 1.00 x 47.247 + 1.00 x (12.475 + 1.840) + 1.00 x (3.100 + 21.672)
+ 1.00 x 41.481 + 1.00 x 0.000 + 1.00 x 0.000

= 127.816 kN/m²

기초검토

직접기초

한계상태설계법

- 토사와 암반기초에 대해 상이한 검토 적용
- 허용지지력산정식 변경
-저항계수 : Φb =극한한계상태:0.45, 극단상황한계상태 : 1.0,
사용한계상태:1.0

토사지반

암반지반

기초지반

구 분		설정값
허용지지력 자동계산		☑ 적용
계산된 허용지지력	사용한계상태	0.00
	극한한계상태	0.00
	극단상황한계상태	0.00
허용지지력산정식	기초지반의 종류	사질토
	산정식	표준관입시험(SPT)방법
	유효 근입깊이(Df)	1.0
SPT 타격평균값(Ncorr)		10
수직 지반변형계수(Eo)	자동계산	☑ 적용
	(Eo = 설정값) , 0 : 자동계산	0
	(Eo = 설정값xN)	2800

기초지반

구 분		설정값
허용지지력 자동계산		☑ 적용
계산된 허용지지력	사용한계상태	0.00
	극한한계상태	0.00
	극단상황한계상태	0.00
허용지지력산정식	기초지반의 종류	암반
	산정식	Hoek _Brown 제안식
	유효 근입깊이(Df)	1.0
암반	암의 일축압축강도(qo)	600.000
수직 지반변형계수(Eo)	자동계산	☑ 적용
	(Eo = 설정값) , 0 : 자동계산	0
	(Eo = 설정값xN)	2800

기초검토

직접기초

한계상태설계법

토사지반

- 표준관입시험(SPT)

2) 지반의 허용연직지지력

- 표준관입시험(SPT)을 이용한 방법 [도.설(2015) 7.6.35]

$$Q_u = 3.2 \times 10^{-5} \overline{N_{corr}} B \left(C_{w1} + C_{w2} \times D_f/B\right) R_i$$

= 3.2 x 10^{-5} x 10 x 10800 x (0.50 + 0.50 x 1000 / 10800) x 1.00

= 1.88800 N/mm² = 1888.000 kN/m²

$\overline{N_{corr}}$	: 기초저면과 그 아래 1.5B의 깊이사이의 보정된 SPT 타격수의 평균값 (타/300mm)
B	: 기초 폭 (mm)
CW1,CW2	: 지하수 영향보정계수
Df	: 기초의 근입 깊이 (mm)
Ri	: 하중경사 보정계수

- 허용연직지지력(Qa) = Φb x Qu

  저항계수(Φb) : 사용한계상태(1.00), 극한한계상태(0.45), 극단상황한계상태(1.00)

  Qu : 지반의 연직 지지력

- 극한한계상태			
Qa = 1888.000 x 0.45 = 849.600 kN/m²	≥	Qmax = 179.048 kN/m²	∴ O.K
- 극단상황한계상태			
Qa = 1888.000 x 1.00 = 1888.000 kN/m²	≥	Qmax = 134.457 kN/m²	∴ O.K
- 사용한계상태			
Qa = 1888.000 x 1.00 = 1888.000 kN/m²	≥	Qmax = 127.816 kN/m²	∴ O.K

기초검토

직접기초

한계상태설계법

암반지반

- Hoek & Brown 제안식
- AASHTO 제안식
- Canadian Geotechnical Society

2) 지반의 허용연직지지력

- Hoek & Brown 제안식 (도로교 설계예제집[한계상태설계법])

$$Q_u = C_{f1} s^{0.5} \sigma_{u(r)} [1 + (ms^{-0.5} + 1)^{0.5}]$$

= 1.00 x $0.000090^{0.5}$ x 60 x [1 + (0.13 x $0.000090^{-0.5}$ +1)$^{0.5}$]

= 2.73613 N/mm² = 2736.128 N/mm²

$\sigma_{u(r)}$: Intact Rock의 일축압강도(N/mm²)

C_{f1} : 기초형상에 따른 보정계수

m : 암질에 따른 상수

s : 암석에 따른 상수

m = 0.13

s = 0.000090

- 허용연직지지력(Qa) = Φb x Qu

저항계수(Φb) : 사용한계상태(1.00), 극한한계상태(0.45), 극단상황한계상태(1.00)

Qu : 지반의 연직 지지력

- 극한한계상태			
Qa = 2736.128 x 0.45 = 1231.257 kN/m²	≥	Qmax = 153.836 kN/m²	∴ O.K
- 극단상황한계상태			
Qa = 2736.128 x 1.00 = 2736.128 kN/m²	≥	Qmax = 111.046 kN/m²	∴ O.K
- 사용한계상태			
Qa = 2736.128 x 1.00 = 2736.128 kN/m²	≥	Qmax = 108.984 kN/m²	∴ O.K

기초검토

직접기초

기초안정검토(옹벽식날개벽)

사용하중 검토

구분	지지력	전도	활동
사용하중조합	O	O	O

한계상태별 검토

구분	지지력	전도	활동	침하
극한한계상태	O	O	O	X
극단상황한계상태	O	O	O	X
사용한계상태	O	X	X	O

- 한계상태별 상이한 검토(하중계수 적용)
- 침하검토 추가(사용한계상태)
- 토사와 암반기초 검토 상이

기초검토

직접기초

기초안정검토(옹벽식날개벽)

검토별 저항계수

표 7.5.1 확대기초의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법 / 흙 / 조건			저항계수
지지력	ϕ_b	이론적방법(Munfakh 등, 2001), 점성토	0.50
		이론적방법(Munfakh 등, 2001), 사질토, CPT 사용	0.50
		이론적방법(Munfakh 등, 2001), 사질토, SPT 사용	0.45
		반경험적방법(Meyerhof, 1957), 모든 지반	0.45
		암반위에 설치된 기초	0.45
		평판재하시험	0.55
활동	ϕ_τ	사질토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트	0.90
		사질토 위에 설치된 현장타설 콘크리트	0.80
		점성토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트 또는 현장타설 콘크리트	0.85
		흙 위에 흙이 존재하는 경우	0.90
	ϕ_{ep}	활동에 저항하는 수동토압	0.50

지지력 (Φb)	사질토, SPT 사용	0.45	1.00	1.00	1.00	도.설(2015) 표 7.5.1
	암반위에 설치된 기초	0.45	1.00	1.00	1.00	
활동 (Φτ)	사질토 위에 설치된 현장타설 콘크리트	0.80	1.00	1.00	1.00	도.설(2015) 표 7.5.1
	암반 위에 설치된 기초	0.00	0.00	0.00	0.00	0 입력시 암반의 활동검토제외

기초검토

직접기초

한계상태설계법

- 토사와 암반기초에 대해 상이한 검토 적용
- 전도 토사기초 : B x 1/4 이내, 암반기초 : B x 3/8 이내
- 활동 토사기초 : Φτ =극한한계상태:0.8, 극단상황한계상태 : 1.0
  암반기초 : 저항계수 없음

토사지반

암반지반

설계조건 | 기초지반설정 | 노출등급 | 설계등급 | 설계하중선택 | 하중조합선택 | 극한한계상태 | 극단상황한계상태 | 사용한

구분		설정값	단위
단위중량		20.0	kN/m³
N치		30	
지반포아송비(γ)		0.20	
지반변형계수(Eo)		2800	kN/m²
점착력		0.0	kN/m²
계산된 극한지지력	사용한계상태	0.0	kN/m²
	극한한계상태	0.0	kN/m²
	극단상황한계상태	0.0	kN/m²
허용지지력산정시	기초지반의 종류	사질토	
	산정식	표준관입시험(SPT)방법	...
	SPT 타격평균값(Ncorr)	100	
내부마찰각		√12N + 15	추정식 이용
강성에 따른 형상계수(βz)		1.10	...
유효 근입깊이		1	m
기초형식		직접기초	

설계조건 | 기초지반설정 | 노출등급 | 설계등급 | 설계하중선택 | 하중조합선택 | 극한한계상태 | 극단상황한계상태 | 사용한

구분		설정값	단위
단위중량		20.0	kN/m³
N치		30	
지반포아송비(γ)		0.20	
지반변형계수(Eo)		2800	kN/m²
점착력		0.0	kN/m²
계산된 극한지지력	사용한계상태	0.0	kN/m²
	극한한계상태	0.0	kN/m²
	극단상황한계상태	0.0	kN/m²
허용지지력산정시	기초지반의 종류	암반	
	산정식	Hoek _Brown 제안식	...
	암의 일축압축강도(qo)	600.000	kN/m²
	암반의 불연속면의 빈도를 고i	0.023(RQD) - 1.32	
		0.000	kN/m²
	암반의 변형계수 (Em)	αE · Eo	
		0.000	kN/m²
내부마찰각		√12N + 15	추정식 이용
강성에 따른 형상계수(βz)		1.10	...
유효 근입깊이		1	m
기초형식		직접기초	

기초검토

직접기초

침하

-토사기초와 암반기초에서 각각의 식 적용
-지반의 포아송비, 지반에 대한 탄성계수 적용
-암반기초 : αE(암반의 불연속면에 따른 영향계수), Em(변형계수) 등 적용

5) 침하량에 대한 안정

[도.설(2015) 7.6.2]

$$S_e = \frac{[q_o(1-\nu^2)\sqrt{A}]}{E_s \beta_z}$$

Se = qo x [(1 - 0.20^2) x $(5{,}000 \times 7{,}000)^{0.5}$] / (100 x 1.100)
= qo x 51.631242

qo : 재하면적 바닥의 연직응력(N/㎟)
ν : 포아송 비 (= 0.20)
A : 기초의 면적(㎟)
Es : 흙에 대한 탄성계수
β z : 기초의 모양과 강성에 관한 형상 계수(L/B 보간하여 사용)

구 분	V(N)	M(N.mm)	Qmax(N)	Se(mm)	Sa(mm)	비 고
SE1001	874	2,834,249	0.152	7.851	15.000	O.K
SE5001	874	3,056,279	0.125	6.448	15.000	O.K

기초검토

직접기초

침하

-토사기초와 암반기초에서 각각의 식 적용
-지반의 포아송비, 지반에 대한 탄성계수 적용
-암반기초 : αE(암반의 불연속면에 따른 영향계수), Em(변형계수) 등 적용

5) 침하량에 대한 안정

$$\rho = q_o(1-\nu^2)\frac{BI_p}{E_m}$$ (도.한. 식 7.6.14)

p = qo x (1 - 0.00²) x 5,900 x 1.213 / 30
= qo x 238.510068

$$I_p = \frac{(L/B)^{1/2}}{\beta_z}$$ (도.한. 식 7.6.15)

Ip = (10,500 / 5,900)^0.5 / 1.100 = 1.213

Em = αE · Eo (도.한. 식 7.6.16)
= 0.15 x 200
= 30 N/mm²

αE = 0.023(RQD) - 1.32 ≥ 0.15 (도.한. 식 7.6.17)
= 0.023(60) - 1.32
= 0.150

qo : 재하면적 바닥의 연직응력(N/mm²)
ν = 포아송 비 (= 0.00)
Ip = 기초의 강성과 치수를 고려한 영향계수
Em = 암반의 변형계수
β z = 기초의 모양과 강성에 관한 형상 계수(L/B 보간하여 사용)
L = 기초의 길이(= 10,500)
αE : 암반의 불연속면의 빈도를 고려한 저항계수
RQD : 암질지수 (60%)
Eo : 일축압축시험으로부터 구한 신선함의 탄성계수 (= 200 N/mm²)

구 분	V(N)	M(N.mm)	Qmax(N)	Se(mm)	Sa(mm)	비 고
SE1C01	988	2,552,269	0.000	0.005	15.000	O.K
SE1F01	1,435	3,489,877	0.000	0.008	15.000	O.K
SE5C01	988	2,675,339	0.000	0.005	15.000	O.K
SE5F01	1,281	3,289,946	0.000	0.007	15.000	O.K

기초검토

말뚝기초

말뚝기초

종류	도로설계기준 2012 (한계상태설계법)	ACulvert LSD
	검토방법	적용
타입말뚝	O	O
현장타설말뚝	O	O
매입말뚝	X	△
PHC 말뚝	X	△

기초검토

말뚝기초

강관매입말뚝

- 강관매입말뚝, PHC말뚝에 대한 허용응력검토
- 한계상태 하중 및 하중조합에 따른 말뚝 작용력을 허용응력설계법으로 검토
- 도로교 설계사례 및 해설서



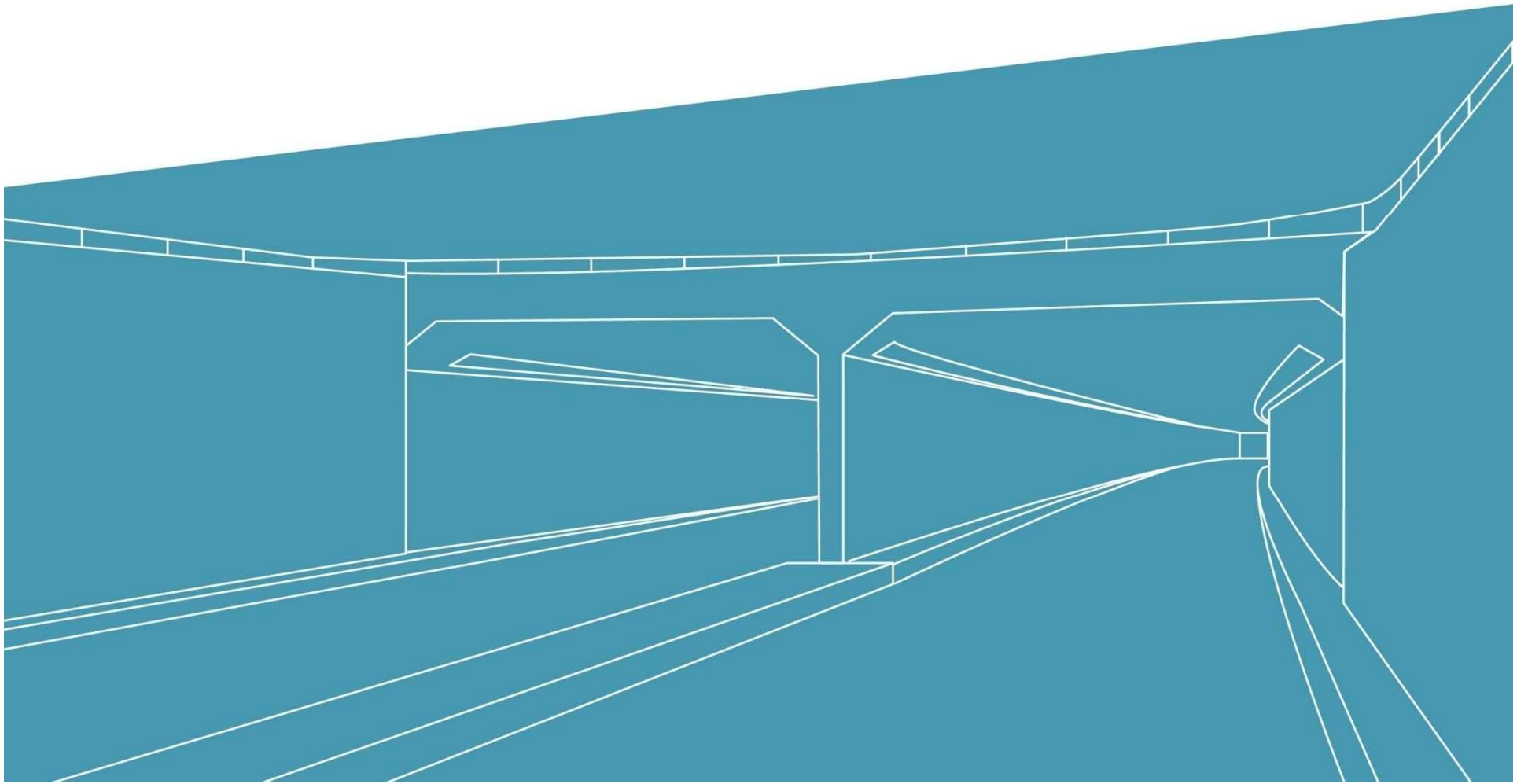
구분			설정값	단위
내진(Box)	내진환경	지진구역	I 구역	
		설계전단파속도적용기준(응답변위법)	철도설계편람2004(8편) 지하구조물 (p8-164)	
	등가정적 하중법 적용시 설계수평지진계수(kh) 적용률		100.00	%
	등가정적 하중법 적용시 지하수위이하 지진시 토압계수		Kea 동일 적용	
	고유주기(Tg)계산시 할증수치		1.25	
	응답변위법선택시 수평토압 적용		적용안함	
	설계 수평지진 계수(Kh)	자동계산	자동계산	
		붕괴방지	0.00	
		기능수행	0.00	
기타	하중조합의 출력방법		☑	기본하중조합
	강관말뚝 검토기준		도로교설계기준 2015	
	강관매입말뚝 검토시 허용응력설계법 적용		☑	적용
	PHC말뚝 검토시 허용응력설계법 적용		☑	적용
	극단상황한계상태 I 의 현장타설말뚝 철근비		현장타설말뚝의 철근비 적용	

- 허용지지력 산정 미지원
- 결합부 검토 미지원

ACulvert 2018 LSD

암거, 지하차도, 복층 암거설계자동화 소프트웨어

스트럿-타이



스트럿-타이

Strut-Tie검토

강도감소계수

- Strut, Tie 의 강도계수 적용

- 스트럿 강도 검토시 계수 적용
  · 스트럿형태(동일폭, 변폭)에 따른 βs

- 절점 강도 검토시 계수 적용
  · 절점형태(CCC, CCT, CTT)에 따른 βn

- 균열방지를 위한 최소철근비(0.003)

최대강도 제한

- 한계상태별 재료의 저항계수 적용

- 스트럿 최대강도 제한
  · 주변부재 단면력
  · 주변부재의 인장철근비
  · 부재의 각도

- 절점 최대강도 제한
  · 절점에 연결된 타이수에 따른 제한
  · 타이에 해당하는 절점영역 미검토

- 깊은보 표피 철근, 건조수축 및 온도철근

스트럿-타이

Strut-Tie검토

스트럿 최대강도제한

-모델링에 따라 최대강도제한
스트럿의 주변 부재 단면력
주변부재의 인장철근비
부재의 각도

1.10 스트럿 강도검토

(1) ST1001 : 1.25 SW + 1.25 DC1 + 1.50 DW1 + 1.80 LL1

1) 스트럿 설계강도 평가

ⓐ 횡방향으로 압축응력이 작용하거나 횡방향 응력이 작용하지 않는 콘크리트 스트럿

$f_{cd.max} = 0.85 \times \Phi c \times f_{ck} = 0.85 \times 0.65 \times 30 = 16.575$ N/mm²

ⓑ 횡방향으로 인장을 받는 경우 횡방향 인장철근비에 따라 스트럿의 유효강도가 다르게 평가됨

$$\rho = \frac{A_{sh} \times N_{sh} \times \sin\alpha}{s_h \times b} + \frac{A_{sv} \times N_{sv} \times \cos\alpha}{s_v \times b}$$

(θ = 90° 가 되도록 수직, 수평철근량 환산)

b	:	두께	α	:	스트럿과 철근과의 각
Ash	:	수평철근 단면적	Asv	:	수직철근 단면적
Nsh	:	수평철근 단수	Nsv	:	수직철근 단수
Sh	:	수평철근 간격	Sv	:	수직철근 간격

$\rho < 0.004$

$f_{cd.max} = 0.6 \times (1 - f_{ck} / 250) \times \Phi c \times f_{ck} = 0.6 \times (1-30/250) \times 0.65 \times 30$

$= 10.296$ N/mm²

$\rho \geq 0.004$

- $\theta \geq 75°$

$f_{cd.max} = 0.72 \times (1 - f_{ck} / 250) \times \Phi c \times f_{ck} = 0.72 \times (1-30/250) \times 0.65 \times 30$

$= 12.355$ N/mm²

- $75° \geq \theta \geq 60°$

$f_{cd.max} = 0.6 \times (1 - f_{ck} / 250) \times \Phi c \times f_{ck} = 0.6 \times (1-30/250) \times 0.65 \times 30$

$= 10.296$ N/mm²

- $\theta < 60°$

$f_{cd.max} = 0.46 \times (1 - f_{ck} / 250) \times \Phi c \times f_{ck} = 0.46 \times (1-30/250) \times 0.65 \times 30$

$= 7.894$ N/mm²

스트럿-타이

Strut-Tie검토

절점영역의 강도검토

-절점에 연결된 타이수에 따라 최대강도제한

1.11 절점영역의 강도검토

(1) 절점영역내의 압축응력의 최대 설계유효강도

- 타이가 정착되지 않은 압축절점(C-C-C)

fcd.max,ccc	=	0.85 x (1 - fck / 250) x Φc x fck		=	0.85 x (1-30/250) x 0.75 x 30	
	=	16.83	N/mm²			

- 한쪽에 정착타이가 있는 압축-인장절점(C-C-T)

fcd.max,cct	=	0.72 x (1 - fck / 250) x Φc x fck		=	0.72 x (1-30/250) x 0.75 x 30	
	=	14.256	N/mm²			

- 두방향으로 정착타이가 있는 압축-인장절점(C-T-T)

fcd.max,ctt	=	0.60 x (1 - fck / 250) x Φc x fck		=	0.60 x (1-30/250) x0.75 x 30	
	=	11.88	N/mm²			

※ 다음과 같은 조건중에서 적어도 1개의 조건이 적용된다면 설계압축강도는 10%까지 증가할수 있다.

『도로교설계기준2012, 5.5.5.4(6)』

① 3축 압축 상태
② 스트럿과 타이사이의 모든 사잇각이 55도 보다 큰경우
③ 지점과 집중하중에 작용하는 하중은 등분포이며 절점은 스터럽으로 구속될때
④ 철근이 여러층 배치된 경우
⑤ 절점이 지압 또는 마찰에 의해 충분히 구속되었을때

스트럿-타이

Strut-Tie검토

수직 및 수평철근 검토

-깊은보 표피 철근

-건조 수축 및 온도철근

1.12 수직 및 수평철근 검토

(1) 깊은보 표피 철근 검토

-깊은 보는 각각의 면에 인접한 직교 철근망을 수직과 수평 방향으로 배치,
이때 철근망은 최소 0.1%의 철근비로서 1m 당 150㎟ 이상이어야 함.
철근망의 두 인접한 철근사이의 간격은 벽체 두께의 2배또는 300㎜ 중에 작은값 이하.

『도로교설계기준2012, 5.10.9』

1) 철근 최대 간격

- Min (두께 2배, 300㎜) = Min (5000 , 300) = 300
수직철근 간격 : 250 ≤ 300 ∴O.K
수평철근 간격 : 250 ≤ 300 ∴O.K

2) 최소 배근량

- 1m당 150㎟ 이상 배근
수직철근 D19 = 286.5 / 0.25 = 1146 ㎟ > 150 ㎟ ∴O.K
수평철근 D19 = 286.5 / 0.25 = 1146 ㎟ > 150 ㎟ ∴O.K

(2) 건조 수축 및 온도 철근

- 두께 1,200 ㎜ 를 초과하는 부재는 Φ19 이상의 철근을 450㎜ 이하의 간격으로 배치,

『도로교설계기준2012, 5.10.5』

1) 수평방향

-수평철근 D19 , s= 250㎜
dc = 100 ㎜ (부재 표면에서 가장 근접한 철근 또는 철선 중심까지 콘크리트 피복두께)
Min(2dc+db, 75) = Min(219 , 75) = 75㎜
Ab = s x 75/100 = 250 x 75 / 100 = 188 ㎟ < 286.5 ㎟
∴O.K

2) 수직방향

-수직철근 D19 , s= 250㎜
dc = 100 ㎜ (부재 표면에서 가장 근접한 철근 또는 철선 중심까지 콘크리트 피복두께)
Min(2dc+db, 75) = Min(219 , 75) = 75㎜
Ab = s x 75/100 = 250 x 75 / 100 = 188 ㎟ < 286.5 ㎟
∴O.K

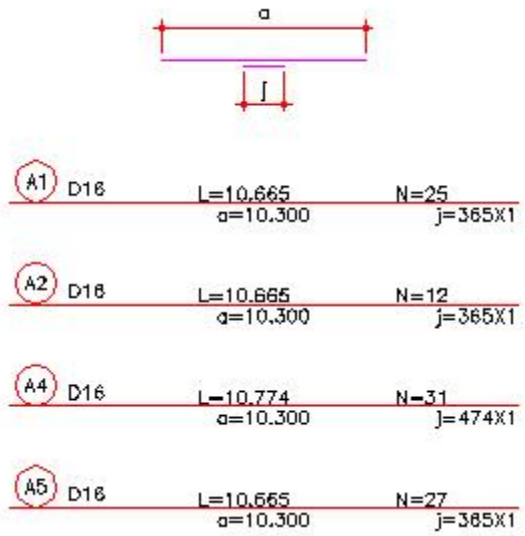
검토외 적용사항

겹이음 산정

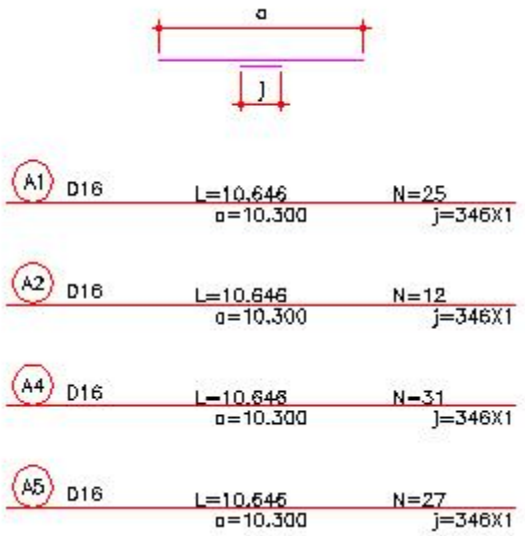
철근 정착, 이음길이 계산식 변경

-횡방향 철근의 직경 및 간격 고려
-겹침이음 비율, 필요/사용 철근량비 반영
-최소이음길이 300mm -> 200mm

강도설계법



한계상태설계법



Coffee Break.



Break Time >>