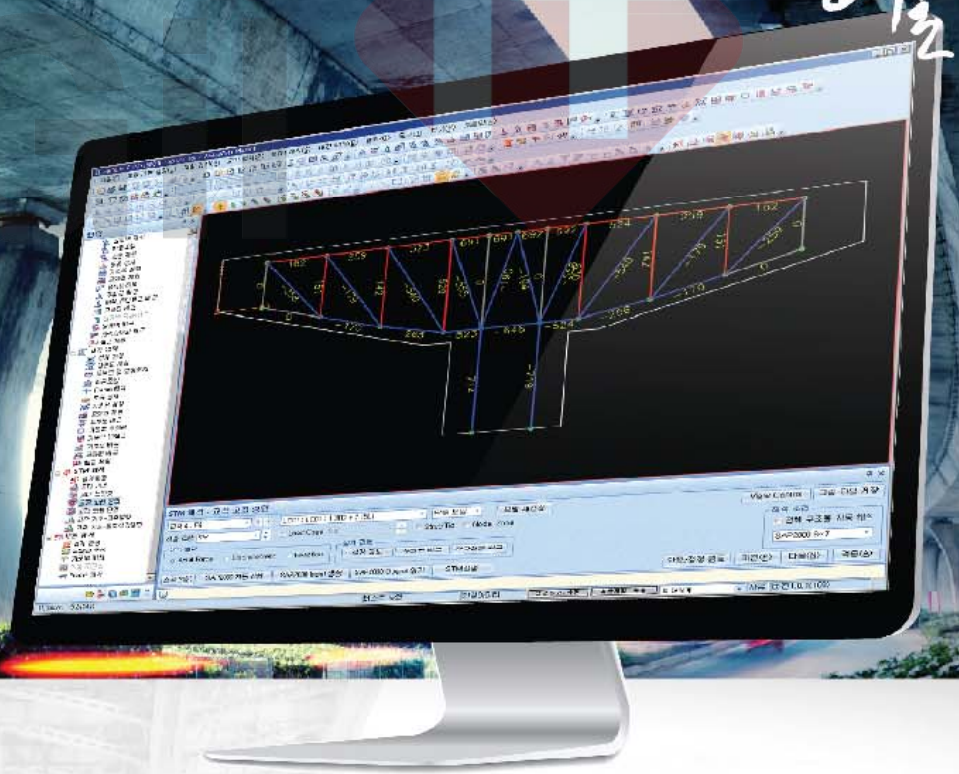
AAbutPier2014 LSD

교대 교각 설계용 소프트웨어



한길

www.aroad.co.kr

HanGil IT

AAbutPier 2014 LSD

단면 검토

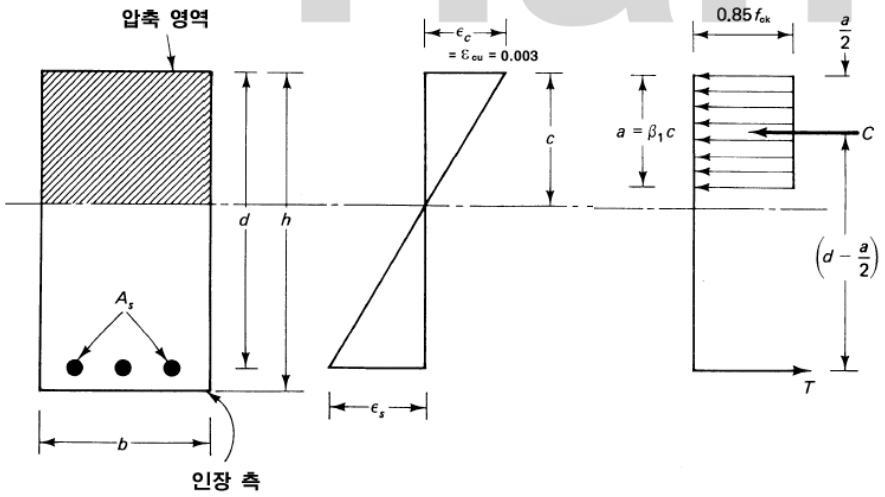
단면검토

휨단면 검토

검토모델

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

등가응력 사각형



P-r법

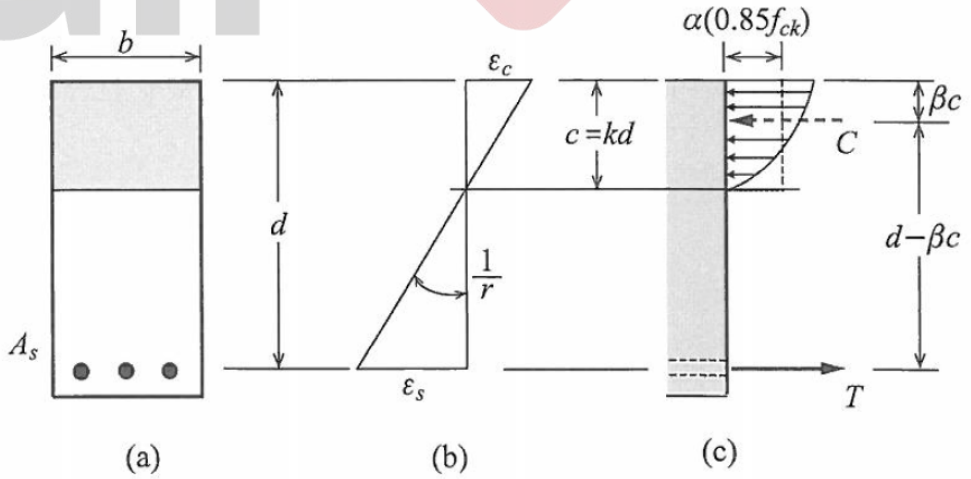


그림 3.32 p-r곡선을 이용한 휨부재의 단면 해석

HanGil

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_s 로, 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

HanGil

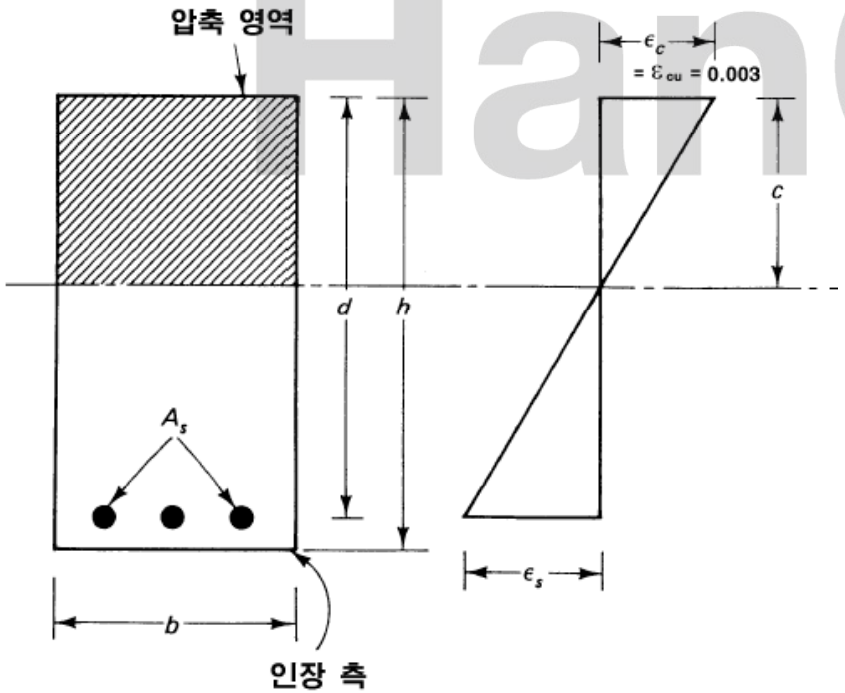
단면검토

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

HanGil

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

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

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

HanGil

단면검토

전단 검토

강도설계법

- Vu - ΦVc = ΦVs 를 만족하는 철근량 산정

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

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

< Vu (= 1340.895 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1340.895-766.812) x 250.00 / (300x1050.00xΦ) x 1000 = 569.527 mm²

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

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

Vs_Max = 2√30.0 / 3 x 1000.00 x 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 x (958.514 + 721.980) = 1344.396 kN ≥ 1340.895 kN ∴ O.K

HanGil

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

HanGil IT

단면검토

전단 검토

경사각 Θ

고려않음

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

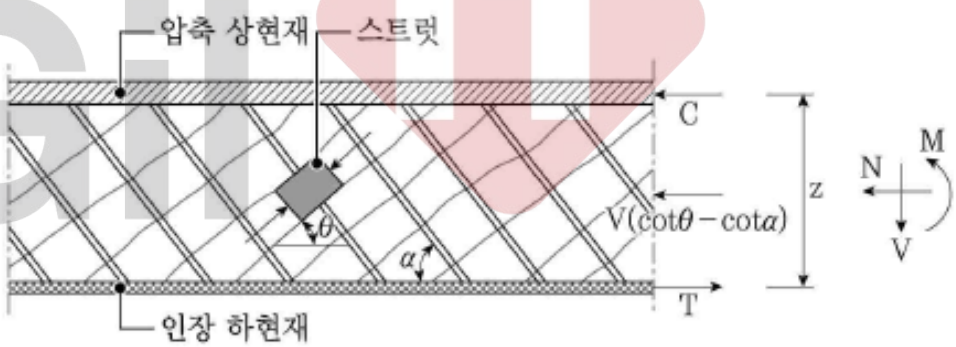


그림 5.7.3 트러스 모델과 전단 보강 부재의 기호 정의

날개벽 D구간 철근량 산정시 적용 두께	☑	단면(T1)
전단검토시 Θ : 0 = 자동계산		45
사용성 검토시 유효탄성계수비 : 0 = 탄		0

- 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.

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

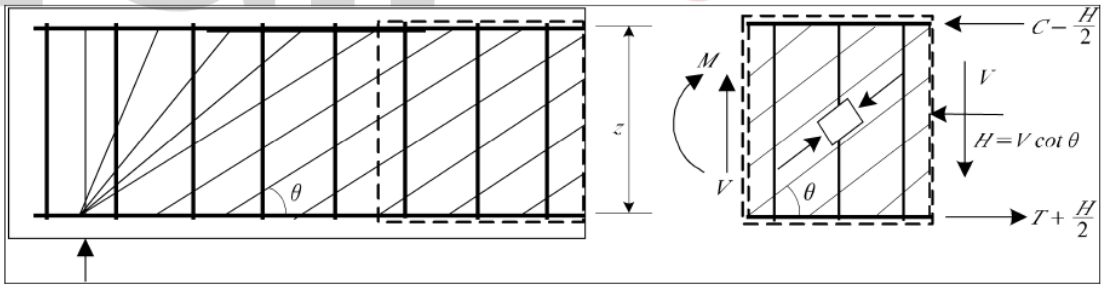


그림 5.5.3 트러스 모델과 전단보강 부재의 기호 정의

㉯ 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

HanGil

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

하중 | 지진하중(교량받침) | 피복 | 노출등급 | 설계등급 | 설계선택사항 | 철근기호 설정 | 철근 정착장 | 철

구 분	설 정 값	
최소전단 철근량 검토 : 벽체	☑	적용
최소전단 철근량 검토 : 기초	☑	적용
최소전단 철근량 검토 : 날개벽	☑	적용
최소전단 철근량 검토 : 접속슬래브	☑	적용

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

Hangil

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

$ft = M / Zb = M / (b \times h^2 / 6)$

$= 214,897,863 / (1,000 \times 450^2 / 6)$

$= 6.4\ N/mm^2 \geq 2.4\ N/mm^2$

→ 균열 단면이므로 균열검토 필요

- 균열시 응력 검토

- 콘크리트 연단에 발생하는 응력

$fc = 2M / ((1 - k / 3) \times b \times c \times d)$

$= 2 \times 214,897,863 / ((1 - 0.330 / 3) \times 1000 \times 115.4 \times 350)$

$= 12.0\ N/mm^2 \leq 21.0\ N/mm^2 \quad \therefore O.K$

- 철근에 발생하는 응력

$fs = M / (As \times (1 - k / 3) \times d)$

$= 214,897,863 / (4,054 \times (1 - 0.330 / 3) \times 350.0$

$= 170.2\ N/mm^2 \leq 320.0\ N/mm^2 \quad \therefore O.K$

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

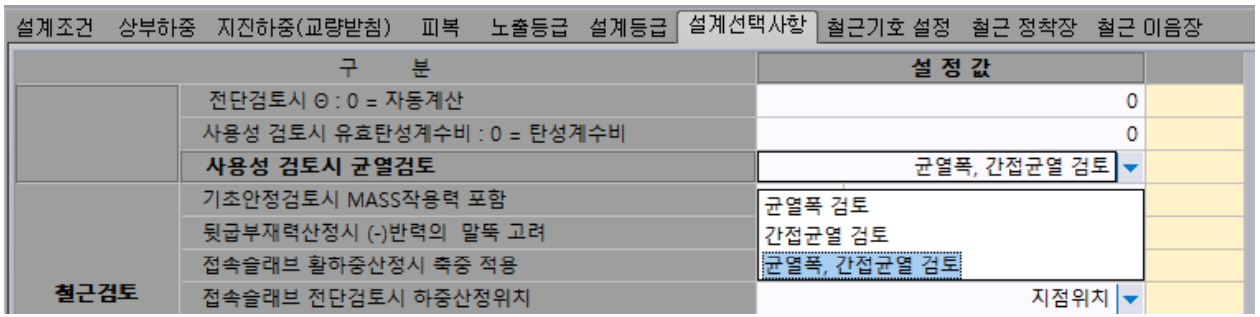
pe = As / Acte = 4,054 / 111,537 = 0.036

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

HanGil

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 mm^2 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』
  단면적대비 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

HanGil

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 1200mm 이하인 부재 : 단면적비

  As ≥ 0.75 Ag / fy

- 수평방향 : h = 450 mm, b = 1000 mm

  사용철근량 : H19 - CTC 200

  H19 - CTC 300 = 2387.5 mm²

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

- 수직방향 : h = 450 mm, b = 1000 mm

  사용철근량 : H25 - CTC 125

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

* 건조수축 및 온도철근 『도.설(2015) 5.12.15』

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

- 수평방향 : H16 , s = 125 mm

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

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

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

- 수직방향 : H19 , s = 250 mm

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

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

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

HanGil

단면검토

기둥 단면검토

횡방향보강에 따른 강도증가

고려 않음

강도증가

(3) 횡방향으로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계

① 횡방향철근으로 구속된 휨부재는 횡구속 효과를 고려한 응력-변형률 관계를 사용하여 휨강도와 변형 성능을 검증할 수 있다. 이때의 횡구속 철근은 심부콘크리트를 구속할 수 있는 철근상세를 가진 횡방향 철근이어야 한다.

② 별도로 조사된 상세한 자료가 없는 경우, 다음 식으로 콘크리트의 압축강도와 변형률이 증가된 포물선-직선 형상의 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다. (그림 5.5.3)

$$f_{ck,c} = f_{ck} + 3.7 f_2 \qquad (5.5.43)$$

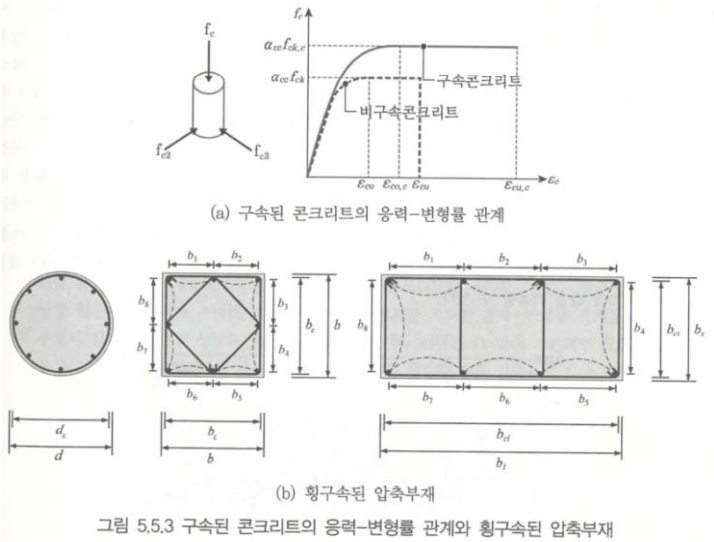
$$\varepsilon_{co,c} = \varepsilon_{co}(f_{ck,c}/f_{ck})^2 \qquad (5.5.44)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2 f_2/f_{ck} \qquad (5.5.45)$$

여기서, $f_2(=f_3)$는 극한한계상태에서 구속에 의해서 발생하는 횡방향 유효 압축응력으로 원형후프나 나선철근으로 횡구속된 경우에는 식 (5.5.46a)으로, 사각형띠철근으로 횡구속된 경우에는 식 (5.5.46b)로 구한다.

$$f_2 = \frac{1}{2}\rho_s f_{yh}\left(1-\frac{s}{d_s}\right) = \frac{2A_{sp}f_{yh}}{s\,d_c}\left(1-\frac{s}{d_c}\right) \qquad (5.5.46a)$$

$$f_2 = \rho_{r\min} f_{yh}\left(1-\frac{s}{b_{ci}}\right)\left(1-\frac{s}{b_{cs}}\right)\left(1-\frac{\Sigma b_i^2/6}{b_{ci}\,b_{cs}}\right) \qquad (5.5.46b)$$



(a) 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계

(b) 횡구속된 압축부재

그림 5.5.3 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계와 횡구속된 압축부재

단면검토

기둥 단면검토

한계상태설계법

- 횡방향 철근의 직경, 간격에 따라 구속응력발생
- 증가된 강도로 기둥검토

◎ 횡방향 구속 콘크리트의 응력-변형률 관계 [도.설 5.5.1.6(3)]

기둥의 직경 2,500 ㎜, 피복 125 ㎜, 압축철근 공칭지름 = 22.20 ㎜, 띠철근 공칭지름 = 19.10 ㎜

dc = 2,500 - (125 x 2 - 22.20 - 19.10 x 2) = 2,310 ㎜

f2 = (2 x Asp x fyh) / (s x dc) x (1 - s / dc)

= (2 x 286.500 x 400) / (300 x 2,310) x (1 - 300 / 2,310)

= 0.288

fck,c = fck + 3.7 x f2

= 35 + 3.7 x 0.288 = 36.065

εco,c = εco x (fck,c / fck)²

= 0.0020 x (36.065 / 35)² = 0.0021

εcu,c = εcu + 0.2 x f2 / fck

= 0.0033 + 0.2 x 0.288 / 35)² = 0.0049

구 분		설 정 값	단위
철근 항복강도(Fy)	기초 (전단철근)	400	N/mm²
콘크리트 탄성계수(Ec)	두부보	29747.3	N/mm²
	기둥	29747.3	N/mm²
	기초	28417.5	N/mm²
횡방향으로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 적용		☑ 횡방향 구속적용	

교각입력 - 설계환경 - 설계조건

내구성검토

노출검토

강도검토

고려 않음

노출환경등급

HanGil

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, 미모나 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)

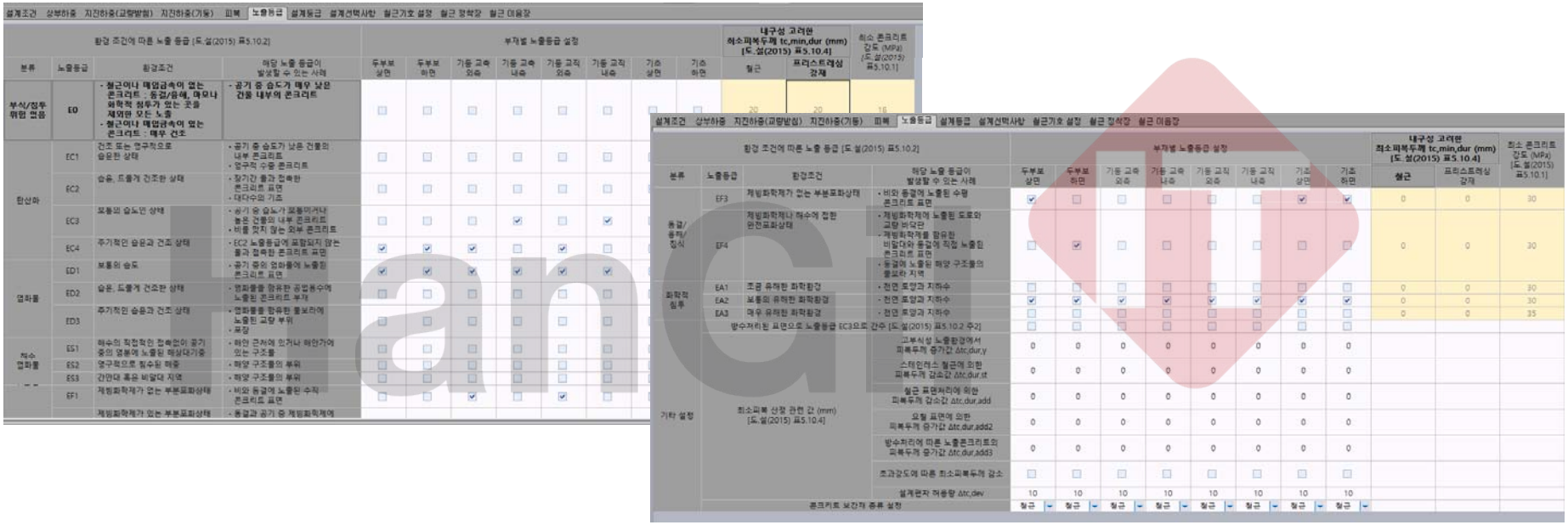
$\Delta t_{c,dur,add}$ = 코팅과 같은 추가 보호 조치를 취한 경우 이 절 (8)항에 의한 피복두께 감소값(mm)

HanGil

내구성검토

노출검토

한계상태설계법



노출등급 : 강동 Ramp-C 접속교교각

노출등급

구 분	부 식			콘크리트 손상		결정노출등급	최소 콘크리트 강도		최소피복두께		
	탄산화	염화물	해수염화물	동결/융해/침식	화학적침투		결정강도	적용강도	결정피복	설계피복	적용피복
두부보상면	EC4	ED1	-	EF3	EA2	ED1	30	35	55	90.5	100
두부보하면	EC4	ED1	-	EF4	EA2	ED1	30	35	55	90.5	100
기둥 교축외측	EC4	ED1	-	EF1	EA2	ED1	30	35	55	114.0	125
기둥 교축내측	EC3	ED1	-	-	EA2	ED1	30	35	55	114.0	125
기둥 교직외측	EC4	ED1	-	EF1	EA2	ED1	30	35	55	114.0	125
기둥 교직내측	EC3	ED1	-	-	EA2	ED1	30	35	55	114.0	125
기초상면	EC2	ED1	-	EF3	EA2	ED1	30	30	55	89.0	100
기초하면	EC2	ED1	-	EF3	EA2	ED1	30	30	55	139.0	150

AAbutPier 2014 LSD

하중&하중효과

하중 & 하중효과

하중

고려 않음

하중수정계수

HanGil

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

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

(2) 주요 하중조합의 하중계수

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

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

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

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

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

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

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

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

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

한계상태별 조합

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	

HanGil

하중 & 하중효과

하중조합

한계상태설계법

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

설계하중선택 | 하중조합선택 | 극한한계상태-교직 | 극한한계상태-교축 | 극단상황한계상태-교직 | 극단상황한계상태-교축 | 사용한계상태-교직 | 사용한계상태-교축 | 하중수정계수 | 풍하중 | 수압,파압,온도하중 | 원심하

구분	설정값	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	EQ	IC
극한한계상태 I	☑	γP	1.80	1.00			1.00	0.50	γTG	γSD		
극한한계상태 II	☐	γP	1.40	1.00			1.00	0.50	γTG	γSD		
극한한계상태 III	☐	γP		1.00	1.40		1.00	0.50	γTG	γSD		
극한한계상태 IV	☐	γP		1.00			1.00	0.50				
극한한계상태 V	☐	γP	1.40	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50	γTG	γSD		
극단상황한계상태 I	☑	γP	γEQ	1.00			1.00				1.00	
극단상황한계상태 II	☐	γP	0.50	1.00			1.00					1.00
사용한계상태 I	☑	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00	γTG	γSD		
사용한계상태 II	☐	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00				
사용한계상태 III	☐	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00	γTG	γSD		
사용한계상태 IV	☐	1.00		1.00	0.70		1.00	1.00		1.00		
사용한계상태 V	☑	1.00						0.50				

설계하중선택 | 하중조합선택 | 극한한계상태-교직 | 극한한계상태-교축 | 극단상황한계상태-교직 | 극단

구분	설정값	교직방향	교축방향
제동하중 BR	☐	-	-
보도하중 PL	☐	-	-
상재활하중 LS	☐	-	-
원심하중 CF	☑	좌측에서 재하	-
유수압 WA	☑	좌측에서 재하	양방향 재하
부력 BP	☑	-	-
파압 WP	☑	좌측에서 재하	진행방향 재하
풍하중 WS	☑	양방향 재하	양방향 재하
활하중에 작용하는 풍하중 WL	☑	좌측에서 재하	-
마찰력 FR	☐	우측에서 재하	-
온도하중 TU	☑	양방향 재하	양방향 재하
온도구배 TG	☐	-	-

γP 에 관한 하중계수

하중조합 극한한계상태 I

하중의 종류			하중계수 최대	하중계수 최소
DC	구조부재와 비구조적 부착물		1.25	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			
		전체안정	1.00	1.00
		옹벽 및 교대	1.35	1.00
		강성암거	1.30	0.90
		뼈대형 강성구조물	1.35	0.90
		연성 암거	1.95	0.90
		박스형 연성 강재암거	1.50	0.90
ES	상재토하중		1.50	0.75
EL	시공중 발생하는 구속응력		1.00	1.00
PS	프리스트레스힘			
		세그멘탈콘크리트교량의 상부, 하부	1.00	1.00
		비세그멘탈콘크리트교량 상부구조	1.00	1.00
		비세그멘탈콘크리트교량 하부구조(휨)	0.50	0.50
		비세그멘탈콘크리트교량 하부구조(압)	1.00	1.00
		강재 하부구조	1.00	1.00
CR	크리프			
		세그멘탈콘크리트교량의 상부, 하부	1.25	0.90
		비세그멘탈콘크리트교량 상부구조	1.00	1.00
		비세그멘탈콘크리트교량 하부구조(휨)	0.50	0.50
		비세그멘탈콘크리트교량 하부구조(압)	1.00	1.00
		강재 하부구조	1.00	1.00
SH	건조수축			
		세그멘탈콘크리트교량의 상부, 하부	1.25	0.90
		비세그멘탈콘크리트교량 상부구조	1.00	1.00
		비세그멘탈콘크리트교량 하부구조(휨)	0.50	0.50
		비세그멘탈콘크리트교량 하부구조(압)	1.00	1.00
		강재 하부구조	1.00	1.00

권고안 | 확 인 | 취소

하중 & 하중효과

하중조합

한계상태설계법

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

설계하중선택 | 하중조합선택 | 극한한계상태-교직 | 극한한계상태-교축 | 극단상황한계상태-교직 | 극단상황한계상태-교축 | 사용한계상태-교직 | 사용한계상태-교축 | 하중수

구분	최대	표준	최소	DC1	DW1	SH	LL1	LL2	LL3	CF	WA1	BP	WP	WS11	WS12	TU11	TU12
ST1O01	◉	○	○	1.25	1.50	0.50	1.80			1.80	1.00	1.00	1.00			0.50	
ST1O02	◉	○	○	1.25	1.50	0.50	1.80				1.00	1.00	1.00				0.50
ST1O03	◉	○	○	1.25	1.50	0.50		1.80		1.80	1.00	1.00	1.00			0.50	
ST1O04	◉	○	○	1.25	1.50	0.50		1.80			1.00	1.00	1.00				0.50
ST1O05	◉	○	○	1.25	1.50	0.50			1.80	1.80	1.00	1.00	1.00			0.50	
ST1O06	◉	○	○	1.25	1.50	0.50			1.80		1.00	1.00	1.00				0.50
ST1O07	○	○	◉	0.90	0.65	0.50	1.80			1.80	1.00	1.00	1.00			0.50	
ST1O08	○	○	◉	0.90	0.65	0.50	1.80				1.00	1.00	1.00				0.50
ST1O09	○	○	◉	0.90	0.65	0.50		1.80		1.80	1.00	1.00	1.00			0.50	
ST1O10	○	○	◉	0.90	0.65	0.50		1.80			1.00	1.00	1.00				0.50
ST1O11	○	○	◉	0.90	0.65	0.50			1.80	1.80	1.00	1.00	1.00			0.50	
ST1O12	○	○	◉	0.90	0.65	0.50			1.80		1.00	1.00	1.00				0.50
ST3O01	◉	○	○	1.25	1.50	0.50					1.00	1.00	1.00	1.40		0.50	
ST3O02	◉	○	○	1.25	1.50	0.50					1.00	1.00	1.00	1.40			0.50
ST3O03	◉	○	○	1.25	1.50	0.50					1.00	1.00	1.00		1.40	0.50	
ST3O04	◉	○	○	1.25	1.50	0.50					1.00	1.00	1.00		1.40		0.50
ST3O05	○	○	◉	0.90	0.65	0.50					1.00	1.00	1.00	1.40		0.50	
ST3O06	○	○	◉	0.90	0.65	0.50					1.00	1.00	1.00	1.40			0.50
ST3O07	○	○	◉	0.90	0.65	0.50					1.00	1.00	1.00		1.40	0.50	
ST3O08	○	○	◉	0.90	0.65	0.50					1.00	1.00	1.00		1.40		0.50

하중 & 하중효과

하중수정계수

고려 않음

하중수정계수

HanGil

- 최대하중계수가 적용되는 하중의 경우

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \qquad (1.3.2)$$

- 최소하중계수가 적용되는 하중의 경우

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \qquad (1.3.3)$$

여기서,

R_r = 계수저항 : 콘크리트부재에 대하여는 $R_r = R\{\phi_i X_i\}$, 그 이외에는 $R_r = \phi R_n$을 적용한다. (여기서, ϕ_i 및 X_i는 5장에 정의된 재료계수 및 재료의 기준강도, ϕ 및 R_n은 6장, 7장 및 8장에서 적용하는 저항계수 및 공칭저항)

Q_i = 하중효과

γ_i = 하중계수 : 하중효과에 적용하는 통계적 산출계수

η_i = 하중수정계수 : 연성, 여용성, 구조물의 중요도에 관련된 계수

η_D = 1.3.3에 규정된 연성에 관련된 계수

η_R = 1.3.4에 규정된 여용성에 관련된 계수

η_I = 1.3.5에 규정된 구조물중요도에 관련된 계수

하중 & 하중효과

하중수정계수

한계상태설계법

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





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.

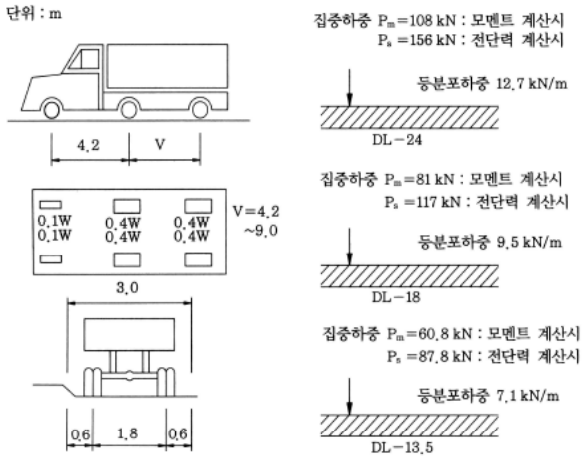


그림 2.1.1 DB 및 DL하중

KL-510

3.6.1.3.1 표준트럭하중

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

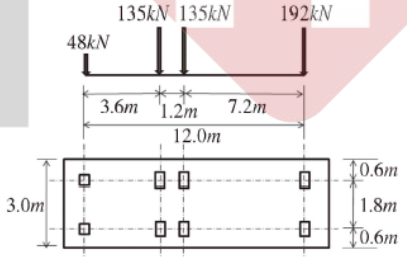


그림 3.6.1 표준트럭하중

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)

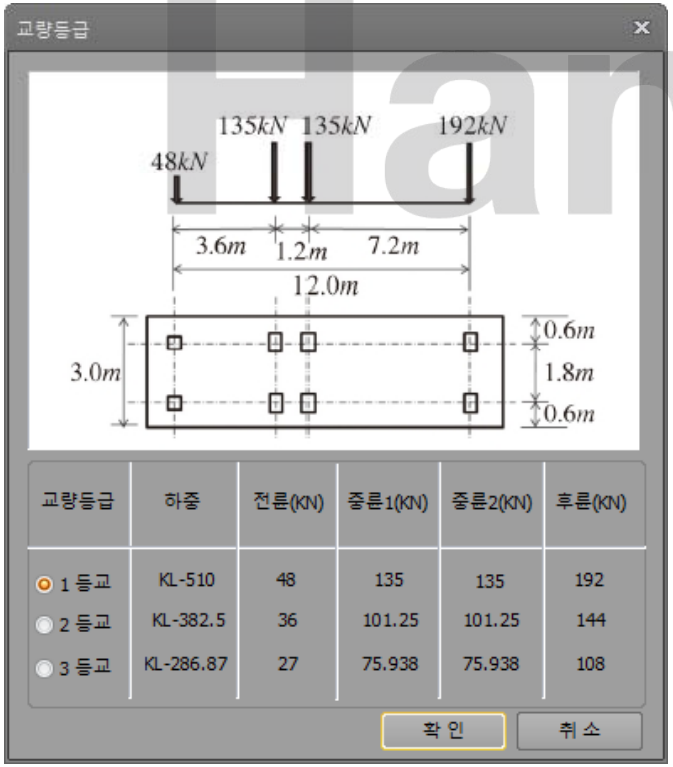
L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간

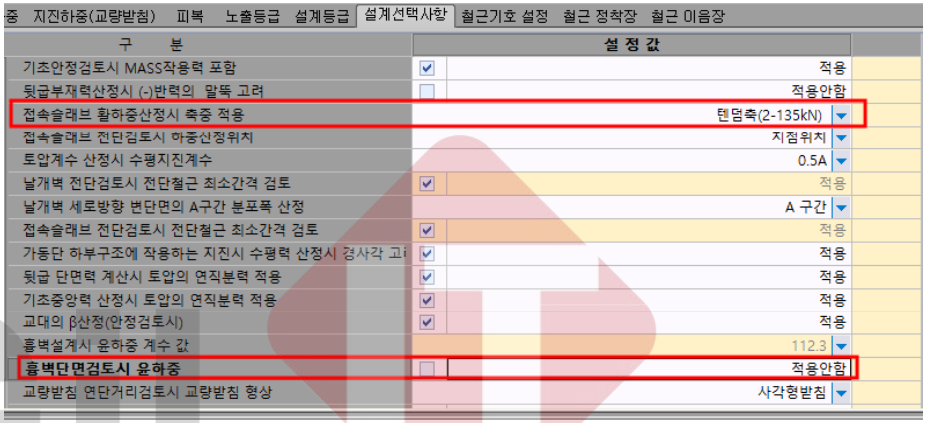
하중 & 하중효과

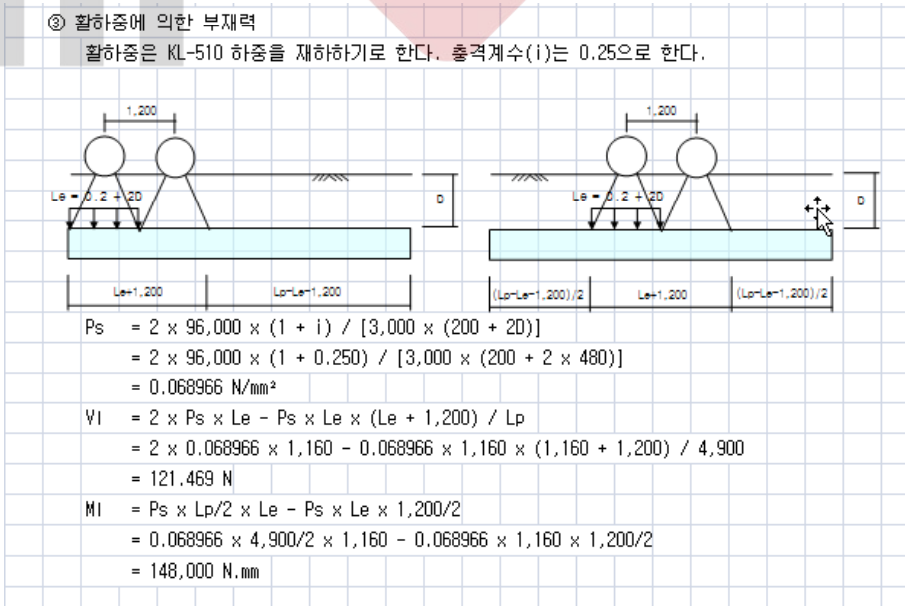
활하중

한계상태설계법

- 등급에 따른 하중적용
- 접속슬래브에 후륜/중륜의 텐덤하중
- 흉벽단면검토시 윤하중 옵션적용







하중 & 하중효과

고정하중

단일하중

DC, DW 분리

HanGil

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



구 분	고정하중		활하중	계
	DC	DW		
1	1172334	349186	686963	2208483
2	616369	189902	344276	1150547
계	1788703	539088	1031239	3359030

하중 & 하중효과

고정하중

하중계수 미고려

하중계수 고려

HanGil

설계하중선택 | 하중조합선택 | 극한한계상태 | 극단상황한계상태 | 사용한계상태 | 하중수정계수 | 사용자하중

구분	최대	표준	최소	DC1	DW1	EH	EV	LL1	LS	EQ	상부하중	안정검토	단면검토
EX1C01	◉	○	○	1.25	1.50	1.50	1.35			1.00	☐	☑	☑
EX1C02	◉	○	○	1.25	1.50	1.50	1.35			1.00	☐	☐	☐
EX1C03	◉	○	○	1.25	1.50	1.50	1.00			1.00	☐	☐	☐
EX1C04	◉	○	○	1.25	1.50	1.50	1.00			1.00	☐	☐	☐
EX1C05	◉	○	○	1.25	1.50	0.90	1.35			1.00	☐	☐	☐
EX1C06	◉	○	○	1.25	1.50	0.90	1.35			1.00	☐	☐	☐
EX1C07	◉	○	○	1.25	1.50	0.90	1.00			1.00	☐	☐	☐
EX1C08	◉	○	○	1.25	1.50	0.90	1.00			1.00	☐	☐	☐
EX1C09	○	○	◉	0.90	0.65	1.50	1.35			1.00	☐	☐	☐
EX1C10	○	○	◉	0.90	0.65	1.50	1.35			1.00	☐	☐	☐
EX1C11	○	○	◉	0.90	0.65	1.50	1.00			1.00	☐	☐	☐
EX1C12	○	○	◉	0.90	0.65	1.50	1.00			1.00	☐	☐	☐

벽체추가검토시 계산높이	0	mm
교대구체, 뒷채움재 관성력의 하중구분	DC	
상재하중	DC	N/mm²
상재활하중 산정을 위한 차로수	EQ	
상재활하중 산정시 보정계수	☑ 적용	
날개벽 검토시 상재활하중 적용	LS하중	

하중 & 하중효과

상재하중

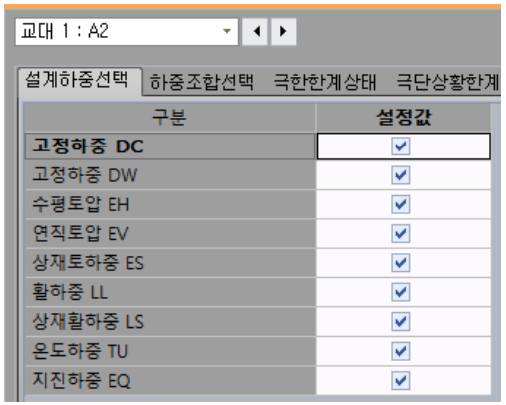
활하중 적용

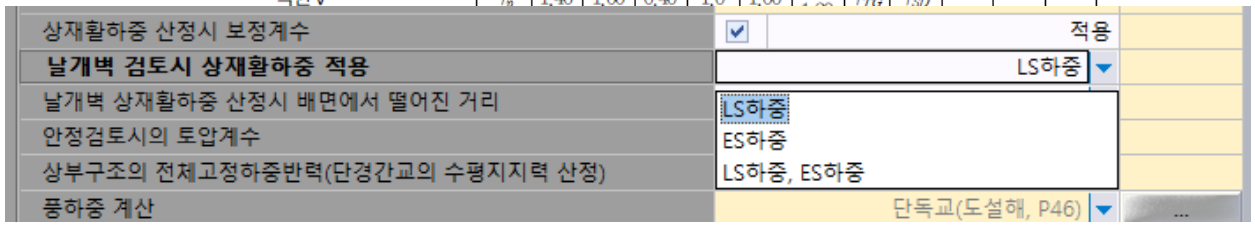
ES, LS 별도하중

- 활하중계수 적용
- 10.0 kN/m² 적용

표 3.4.1 하중조합과 하중계수

한계상태 / 하중조합	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, DW DC만 고려	γ_p	–	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	–	–	–	–	–	–
극한 V	γ_p	1.40	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–





하중 & 하중효과

유수압

1방향하중

(2) 유수압은 유수방향에 대한 교각의 연직투영면적에 작용하는 수평하중으로 하고 식 (2.1.5)에 의해 산출한다. 작용위치는 하저면에서 $0.6H$로 한다.

$$P = 10 \cdot K \cdot v^2 \cdot A \qquad (2.1.5)$$

여기서,

P : 유수압(kN)
K : 표 2.1.8에 나타낸 교각의 형상에 따라 정해지는 계수
v : 최대유속(m/s)
A : 교각의 연직투영면적(m^2)
H : 수심(m)

표 2.1.8 교량의 저항계수, K

교각의 유수방향	단부의 형상	계수
→	□	0.07
→	○	0.04
→	◇	0.02
	유송잡물이 집적되는 교각	0.07

각도에 따른 작용

3.12.2.1 종방향

하부구조물에 종방향으로 작용되는 유수에 의한 압력은 식 (3.12.1)과 같이 구한다.

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2 \qquad (3.12.1)$$

여기서,

p = 유수에 의한 압력(MPa)
C_D = 표 3.12.1에 의해 주어지는 교각의 기하학적 형상에 따른 항
V = 설계홍수시의 설계유속(m/s)

표 3.12.1 항력계수

교각의 단면 형상	C_D
반원형(선단) 교각	0.7
사각형 교각	1.4
부유물질이 부착 · 집적된 교각	1.4
쐐기형 선단 교각(선단각 90°이하)	0.8

종방향 항력은 종방향 동수압과 흐름에 노출된 투영면적을 곱하여 구한다

3.12.2.2 횡방향

교각단면의 종축에 θ 의 각도로 접근하는 흐름이 하부구조에 미치는 횡방향 등분포 압력은 식 (3.12.2)와 같이 구한다.

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \qquad (3.12.2)$$

여기서,

p = 횡방향 압력(MPa)
C_L = 표 3.12.2로 주어지는 횡방향 항력계수

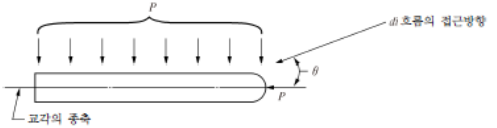


그림 3.12.1 동수압을 보여 주는 교각의 평면도

표 3.12.2 횡방향 항력계수

흐름과 교각의 종축이 이루는 각도, θ	C_L
0°	0.0
5°	0.5
10°	0.7
20°	0.9
≥ 30°	1.0

횡방향 항력은 횡방향 동수압과 흐름에 노출된 면적의 곱으로 구한다.

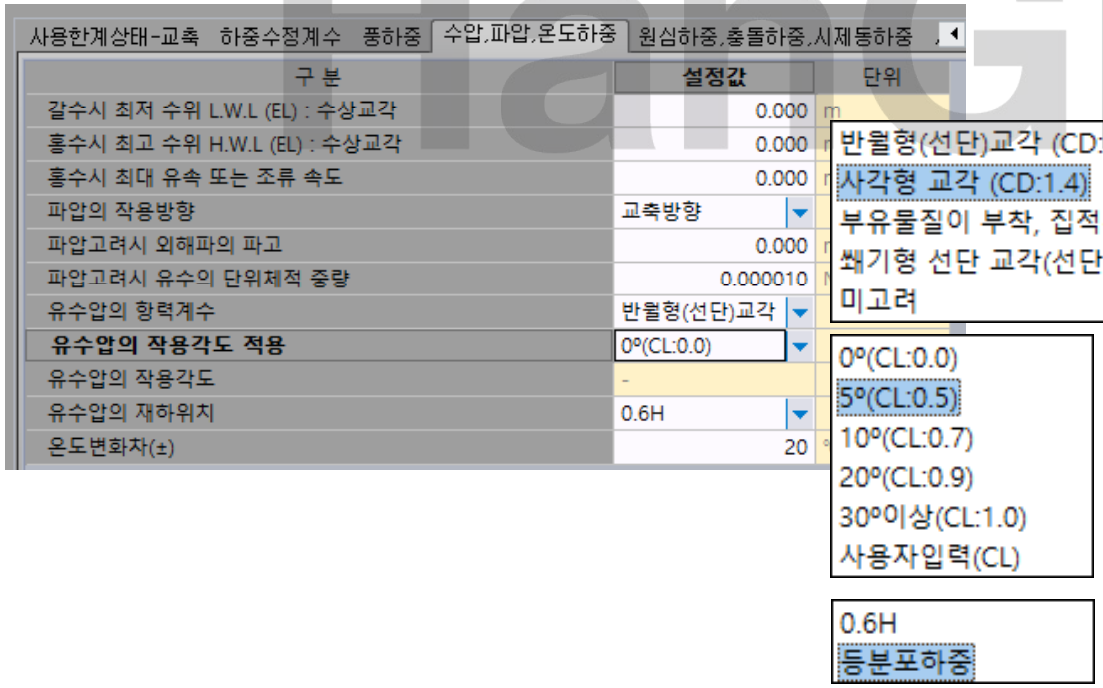
HanGil

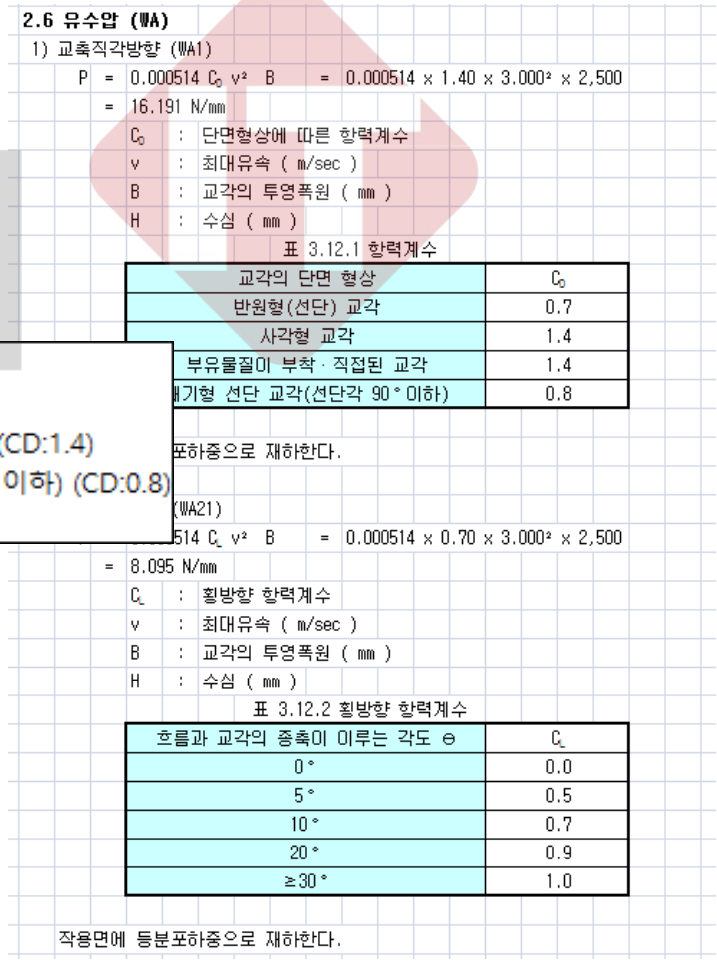
하중 & 하중효과

유수압

한계상태설계법

- 형상에 따른 항력계수
- 작용각도에 따른 반대반향 하중
- 분포하중 또는 집중하중으로 재하





하중 & 하중효과

차량, 선박충돌하중

유목충돌 고려

각도에 따른 작용

2.1.19 충돌하중

(1) 자동차의 충돌

자동차가 충돌할 우려가 있는 각주에는 콘크리트벽 등으로 충분히 안전한 방호시설을 설치하여야 한다. 이들 방호시설을 설치하지 않은 경우에는 다음 충돌하중이 노면 위 1,800mm에서 수평으로 작용하는 것으로 보고 각주를 설계하여야 한다.

차도방향에 대하여 1,000kN
차도직각방향에 대하여 500kN

(2) 유목 등의 충돌

유목 및 기타의 유송물이 충돌할 우려가 있는 경우에는 식(2.1.10)에 의해 충돌력을 산출한다. 그 작용 높이는 수면으로 한다.

$$P = 0.1 W v \qquad (2.1.10)$$

여기서,

P : 충돌력(kN)
W : 유송물의 중량(kN)
v : 표면유속(m/s)

(3) 선박의 충돌

항로상 또는 항로 근처에 교각을 설치하여 선박과 충돌할 우려가 있는 경우에는 이것을 설계에 고려하여야 한다.

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	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–

3.20 차량충돌하중 : CT

3.20.1 구조물의 보호

구조물이 아래와 같이 충돌로부터 보호된 경우 차량충돌하중을 적용시킬 필요가 없다.

- 제방
- 구조적으로 독립된, 충돌에 강한 높이 1,370 mm가 넘는 방호울타리가 보호받아야 할 구조물로부터 3,000 mm 내에 있는 경우
- 높이 1,070 mm인 방호울타리가 보호받아야 할 구조물로부터 3,000 mm 이상 떨어져 있는 경우

이러한 경우 방호울타리는 구조적, 기하적으로 '도로안전시설 설치 및 관리 지침' 의 규정에 따라야 한다.

3.20.2 구조물과 차량이나 열차의 충돌

3.20.1에서 허용된 경우를 제외하고 도로의 가장자리로부터 9,000 mm 내에 위치하거나, 궤도의 중심선으로부터 15,000 mm 거리 내에 위치한 교대나 교각은 1,800 kN 크기의 등가정적 하중에 대해 설계된다. 이 하중은 노면상 1,200 mm 높이에서 수평으로 임의의 방향으로 작용할 수 있다.

하중수정계수 | 풍하중 | 수압,파압,온도하중 | 원심하중,충돌하중,시제동하중 | 사용자하중

하 중	구 분	설정값	단
선박충돌하중	충돌선박의 종류	바지선	
	충돌력 사용자 입력	-	N
	선박/바지선의 톤수	200	ton
	선박/바지선의 충돌속도	0	m/sec
	바지선의 수리등적질량계수	1.25	
차량충돌하중	교축방향	1800000	N
	교축직각방향	1800000	N

AAbutPier 2014 LSD

기초 검토

기초검토

직접기초

직접기초

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

HanGil

기초검토

직접기초

직접기초

검토별 안전율

안전율	전도에 대한 안전율 : 평상시	2
	전도에 대한 안전율 : 지진시	1.5
	활동에 대한 안전율 : 평상시	1.5
	활동에 대한 안전율 : 지진시	1.2

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

HanGil

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

HanGil

기초지반설정

구 분	설정값	단 위
기초지반의 단위중량	0.000020	N/mm³
기초지반의 계산된 허용지지력 : 사용한계	0.000	N/mm²
기초지반의 계산된 허용지지력 : 극한한계	0.000	N/mm²
기초지반의 계산된 허용지지력 : 극단상황한계	0.000	N/mm²
기초지반의 공칭지지력 산정식	표준관입시험(SPT)방법	
기초지반의 내부마찰각 추정식	√15N + 15	
SPT 타격평균값(Ncorr)	10	N/mm²
강성에 따른 형상계수(βz)	1.10	

기초지반설정

구 분	설정값	단 위
기초지반의 단위중량	0.000020	N/mm³
기초지반의 계산된 허용지지력 : 사용한계	0.000	N/mm²
기초지반의 계산된 허용지지력 : 극한한계	0.000	N/mm²
기초지반의 계산된 허용지지력 : 극단상황한계	0.000	N/mm²
기초지반의 공칭지지력 산정식	Canadian Geotechnical Society	
기초지반의 내부마찰각 추정식	√15N + 15	
암의 일축압축강도(qo)	60.000	N/mm²
Rock Mass Rating(RMR)	100	
Rock Mass Rating(RMR)	0	
Rock Quality Designation(RQD)	60	%
암반의 불연속면의 빈도를 고려한 저항계수(αE)	0.15	
암반의 불연속면의 빈도를 고려한 저항계수(αE)	0.000	사용자값
암반의 변형계수 (Em)	αE · Eo	
암반의 변형계수 (Em)	0.000	사용자값

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

$$S_e = \frac{[q_o(1-\nu^2)\sqrt{A}]}{E_s \beta_z}$$ (도.한. 식 7.6.2)

Se = qo x [(1 - 0.00²) x (10,500 x 5,900)^0.5] / (200 x 1.100)
= qo x 35.776510

qo : 재하면적 바닥의 연직응력(N/mm²)
ν : 포아송 비 (= 0.00)
A : 기초의 면적(mm²)
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
SE1C01	988	2,552,269	0.000	0.001	15.000	O.K
SE1F01	1,435	3,489,877	0.000	0.001	15.000	O.K
SE5C01	988	2,675,339	0.000	0.001	15.000	O.K
SE5F01	1,281	3,289,946	0.000	0.001	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

HanGil

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)	AAbutPier LSD
	검토방법	적용
타입말뚝	O	O
현장타설말뚝	O	O
매입말뚝	X	△
PHC 말뚝	X	△
말뚝해석방법	X	변위법

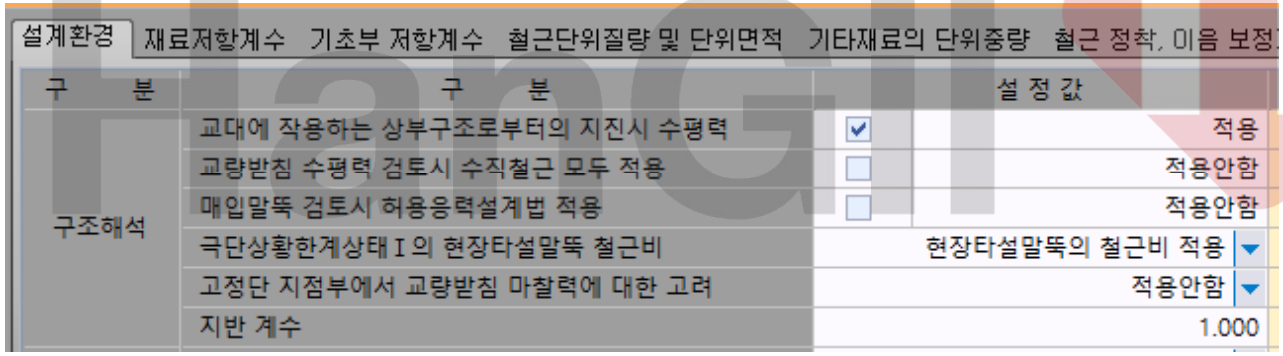
HanGil

기초검토

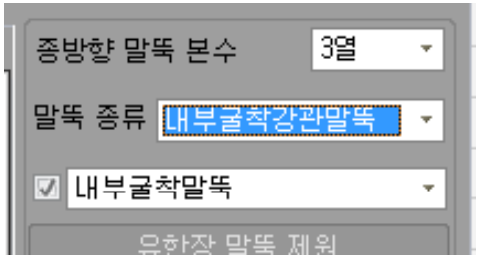
말뚝기초

강관매입말뚝

- 강관매입말뚝에 대한 허용응력검토
- 한계상태 하중 및 하중조합에 따른 말뚝 작용력을 허용응력설계법으로 검토
- 도로교 설계사례 및 해설서



교량기본설정 - 기초자료설정 - 설계환경



- 허용지지력 산정 미지원
- 결합부 검토 미지원

AAbutPier 2014 LSD

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

HanGil

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

$$\rho = \frac{Ash \times Nsh \times \sin\alpha}{sh \times b} + \frac{Asv \times Nsv \times \cos\alpha}{sv \times b}$$

(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

HanGil

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)

$f_{cd,max,ccc} = 0.85 \times (1 - fck / 250) \times \Phi c \times fck = 0.85 \times (1-30/250) \times 0.75 \times 30$

$= 16.83 \ N/mm^2$

- 한쪽에 정착타이가 있는 압축-인장절점(C-C-T)

$f_{cd,max,cct} = 0.72 \times (1 - fck / 250) \times \Phi c \times fck = 0.72 \times (1-30/250) \times 0.75 \times 30$

$= 14.256 \ N/mm^2$

- 두방향으로 정착타이가 있는 압축-인장절점(C-T-T)

$f_{cd,max,ctt} = 0.60 \times (1 - fck / 250) \times \Phi c \times fck = 0.60 \times (1-30/250) \times 0.75 \times 30$

$= 11.88 \ N/mm^2$

※ 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

Hangil

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

HanGil

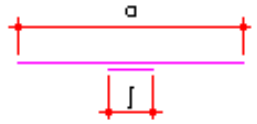
검토외 적용사항

겹이음 산정

철근 정착, 이음길이 계산식 변경

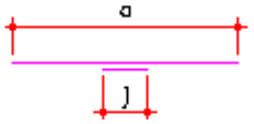
-횡방향 철근의 직경 및 간격 고려
-겹침이음 비율, 필요/사용 철근량비 반영
-최소이음길이 300mm -> 200mm

강도설계법



A1 D16	L=10,665	N=25	
	a=10,300	j=365X1	
A2 D16	L=10,665	N=12	
	a=10,300	j=365X1	
A4 D16	L=10,774	N=31	
	a=10,300	j=474X1	
A5 D16	L=10,665	N=27	
	a=10,300	j=365X1	

한계상태설계법



A1 D16	L=10,646	N=25	
	a=10,300	j=346X1	
A2 D16	L=10,646	N=12	
	a=10,300	j=346X1	
A4 D16	L=10,646	N=31	
	a=10,300	j=346X1	
A5 D16	L=10,646	N=27	
	a=10,300	j=346X1	