

KR C-10020

Rev.1, ? January 2014

강도설계법

2014. 1. ?



한국철도시설공단

REVIEW CHART

[illegible]

경 과 조 치

이 “철도설계지침 및 편람” 이전에 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설공사에 대하여는 발주기관의 장이 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 우리공단 “철도설계지침 및 편람”을 그대로 사용할 수 있습니다.

일 러 두 기

- 사용자의 이용 편의를 위하여 책 단위로 구성된 “철도설계지침” 및 “편람”을 국제적인 방식에 맞게 체계를 코드별로 변경하였습니다.
또한, 코드에 대한 해설 및 목차역할을 하는 KR CODE 2012, 각 코드별로 기준 변경사항을 파악할 수 있도록 Review Chart 및 Record History를 제정하였습니다.
- 이번 개정된 “철도설계지침 및 편람”은 개정 소요가 발생할 때마다 각 항목별로 수정되어 공단 EPMS, CPMS에 게시될 것이니 설계적용 시 최신판을 확인 바랍니다.
- “철도설계지침 및 편람”에서 지침에 해당하는 본문은 설계 시 준수해야 하는 부분이고, 해설(이전 편람) 부분은 설계용역 업무수행의 편의를 제공하기 위해 작성한 참고용 기술도서입니다. 여기서, 제목 부분의 편람은 각 코드에서의 해설을 충칭한 것입니다.

목 차

1. 용어의 정의	1
2. 기호	2
3. 강도	5
3.1 소요강도	5
3.2 설계강도	5
4. 설계일반	6
4.1 기본가정	6
5. 휨부재	7
5.1 일반원칙	7
5.2 휨부재 설계의 제한 사항	8
6. 압축부재	10
6.1 일반내용	10
6.2 압축부재의 강도	11
6.3 2축휨을 받는 압축부재	11
6.4 장주효과	12
7. 전단에 대한 설계	18
7.1 전단강도	18
7.2 철근콘크리트 부재의 콘크리트에 의한 전단강도	19
7.3 프리스트레스트콘크리트 부재에서 콘크리트에 의한 전단강도	20
7.4 전단철근에 의한 전단강도	21
7.5 전단마찰	23
7.6 합성콘크리트 휨부재의 수평전단강도	25
7.7 슬래브와 기초판에 대한 전단 설계	26
7.8 박스형 암거슬래브의 전단	29
7.9 브래킷 및 내민받침보의 전단	29
7.10 깊은 보에 대한 전단설계	30
8. 비틀림에 대한 설계	31
9. 지압강도	36
해설 1. 보의 휨해석	37
1. 설계개념	37
1.1 허용응력설계법	37



1.2 강도설계법	38
2. 보의 휨해석	39
3. 설계 휨강도 및 단면설계	39
해설 2. 전단 및 비틀림	41
1. 설계개념	41
2. 전단설계	41
2.1 전단강도	41
2.2 콘크리트가 부담하는 전단강도	41
2.3 전단철근이 부담하는 전단강도	43
2.4 전단마찰	44
2.5 합성휨부재의 수평전단강도	46
2.6 슬래브와 확대기초의 전단	47
2.7 사각형 암거슬래브의 전단	48
2.8 브래킷 및 코벨의 전단	48
2.9 깊은 보에 대한 전단설계	50
3. 스트럿 타이 모델	50
3.1 스트럿 타이 모델의 기본	50
3.2 스트럿 타이 모델의 설계과정	53
3.3 스트럿의 설계	55
3.4 타이의 설계	58
3.5 절점영역의 설계	59
4. 비틀림 설계	62
4.1 비틀림을 검토해야 하는 경우	62
4.2 비틀림계수모멘트	63
4.3 비틀림모멘트 강도	63
4.4 비틀림 철근의 상세	66
4.5 최소 비틀림 철근량	66
4.6 비틀림 철근의 간격	66
RECORD HISTORY	67

1. 용어의 정의

- (1) 강재의 인장강도 : 한국산업규격(KS)에 규정되어 있는 인장강도의 규격 최소값. PS 강선 및 PS강연선에서는 인장하중의 최소값.
- (2) 강재의 항복점 : 한국산업규격(KS)에 규정되어 있는 강재의 항복점 또는 내력의 규격 최소값. PS강선 및 PS강연선에서는 0.2% 영구오프셋(offset)에 대한 하중의 최소값.
- (3) 계수하중 : 강도설계법으로 부재를 설계할 때 사용되는 하중으로서, 사용하중에 하중계수를 곱한 하중.
- (4) 공칭강도 : 강도설계법의 규정과 가정에 따라 계산된 부재 또는 단면의 강도로 강도감소계수를 적용하기 전의 강도.
- (5) 긴장재(tendon) : 콘크리트에 프리스트레스를 가하는 데 사용되는 강선, 강연선, 강봉 또는 이들의 다발.
- (6) 단부 스트럿(end strut) : 거더에 작용하는 모든 힘을 받침부로 전달시키는 통로로서 특별한 전단보강 철근이 필요한 곳.
- (7) 마찰 : 프리스트레싱 동안 접촉하게 되는 긴장재와 덱트 사이의 표면 저항. 곡률마찰과 파상마찰이 있음.
- (8) 부착된 긴장재(bonded tendon) : 직접 또는 그라우팅을 통해 콘크리트에 부착되는 긴장재.
- (9) 브래킷 또는 내민받침(코벨) : 집중하중이나 보의 반력을 지지하기 위하여 기둥면 또는 벽체면에서부터 나와 있는 짧은 캔틸레버 부재.
- (10) 사용 프리스트레스 힘(unfactored prestressing force) : 프리스트레싱에 의해 부재 단면에 작용하는 힘으로서 하중계수를 곱하지 않은 것.
- (11) 사용하중 : 하중계수를 곱하지 않는 하중, 작용하중.
- (12) 설계강도 : 공칭강도에 강도감소계수 ϕ 를 곱한 강도.
- (13) 설계단면력 : 하중작용에 의해 부재단면에 생기는 휨모멘트, 전단력, 축방향력 및 비틀림모멘트. 강도설계법에서는 계수하중작용에 의해 생기는 부재의 단면력. 소요강도.
- (14) 설계하중 : 부재를 설계할 때 사용되는 적용가능한 모든 하중과 힘, 또는 이와 관련된 내적 모멘트와 힘으로서, 허용응력설계법에 의한 설계에서는 하중계수가 없는 하중(사용하중)이고, 강도설계법에 의한 설계에서는 적절한 하중계수를 곱한 하중(계수하중).
- (15) 소요강도 : 하중조합에 따른 계수하중을 저항하는데 필요한 부재 또는 단면의 강도, 또는 이와 관련된 휨모멘트, 전단력, 축방향력 및 비틀림모멘트 등으로 나타낸 단면력.
- (16) 유효깊이 : 휨모멘트가 작용하는 부재단면에서 콘크리트의 압축단에서 인장철근의 도심까지의 거리.



- (17) 유효폭 : T형보의 플랜지 등에서 유효하게 작용한다고 보는 플랜지 등의 폭.
- (18) 유효 프리스트레스트 : 프리스트레싱에 의한 콘크리트내 응력 중 자중과 외력에 의한 영향을 제외하고 계산된 모든 응력 손실량을 뺀 나머지 응력, 또는 자중과 외력의 영향을 제외하고 모든 손실이 발생한 후에 프리스트레스트 긴장재 내에 남아있는 응력.
- (19) 정착길이 : 위험단면에서 철근의 설계강도를 발휘하기 위해 필요한 철근의 묻힘길이.
- (20) 콘크리트의 건조수축 : 콘크리트의 건조 또는 수화반응에 의해 시간 경과에 따라 발생하는 수축 변형.
- (21) 콘크리트의 크리프 : 콘크리트에 일정한 응력이 장기 지속적으로 작용하는 상태에서 시간의 경과와 더불어 변형이 증가하는 현상.
- (22) 프리스트레스트 : 외력의 작용에 의한 인장응력을 상쇄할 목적으로 미리 계획적으로 콘크리트에 준 응력.

2. 기호

- (1) 이 지침은 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교량에 적용할 수 있다.

- (2) 기호

A_c	= 전단전달에 저항하는 콘크리트의 단면적(mm ²)
A_{cp}	= 콘크리트 단면의 바깥 둘레로 둘러싸인 단면적. 뚫린 단면에서도 뚫린 면적을 포함함(mm ²)
A_f	= 브래킷이나 내민받침에서 계수휨모멘트 [$V_u a_v + N_{uc}(h-d)$]에 저항하는 철근의 단면적(mm ²)
A_g	= 단면의 총단면적(mm ²)
A_l	= 비틀림에 저항하는 종방향 철근의 전체단면적(mm ²)
A_n	= 브래킷이나 내민받침에서 인장력 N_{uc} 에 저항하는 철근의 면적(mm ²)
A_{oh}	= 가장 바깥의 비틀림 저항철근의 중심선으로 폐합된 면적(mm ²)
A_s	= 인장철근의 단면적(mm ²)
A_s'	= 압축철근의 단면적(mm ²)
A_{st}	= 축방향 철근의 총단면적(mm ²)
A_t	= 거리 s 내의 비틀림에 저항하는 페쇄스터럽의 다리 1개의 면적(mm ²)
A_v	= 거리 s 내의 전단철근의 단면적 또는 깊은 보의 경우 간격 s 내의 휨인장철근에 수직한 전단철근의 전체 단면적(mm ²)
a	= 등가사각형 응력분포의 깊이
b	= 단면의 폭

b_v	= 수평진단을 고려할 때의 접촉면의 단면폭(mm)
b_w	= 복부의 폭
C_m	= 등가모멘트 수정계수
c	= 최대 압축변형률이 발생하는 연단에서 중립축까지의 수직거리
d	= 압축연단에서 인장철근의 중심까지의 거리(유효깊이)
d'	= 압축연단에서 압축철근의 중심까지의 거리
d''	= 종단면의 중심에서부터 압축철근의 중심까지의 거리
E_s	= 철근의 탄성계수(MPa)
f_{ck}	= 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)
f_{ct}	= 경량 콘크리트의 평균조강인장강도(MPa)
f_{sb}'	= 평형변형률 상태의 압축철근의 응력(MPa)
f_y	= 철근의 항복강도(MPa)
f_{yl}	= 종방향 비틀림 철근의 항복강도(MPa)
f_{yv}	= 폐합된 횡비틀림 철근의 항복강도(MPa)
I_g	= 단면의 도심에 대한 콘크리트 종단면의 단면 2차모멘트
I_{se}	= 단면의 도심에 대한 철근의 단면 2차모멘트
k	= 유효길이계수
l_n	= 지지부 내면 사이의 순지간
l_u	= 압축부재의 비지지장
M_n	= 단면의 공칭휨강도
M_u	= 소요 휨강도
M_{ux}, M_{uy}	= 2축휨을 받는 경우의 단면의 x, y 방향으로의 계수휨강도
M_{nx}, M_{ny}	= 2축휨을 받는 경우의 단면의 x, y 방향으로의 공칭휨강도
M_1, M_2	= 압축부재 끝단의 계수 모멘트, M_2 는 기둥의 상·하부 단모멘트 중 큰 값
M_c	= 부재곡률의 영향을 고려한 확대모멘트
P_c	= 임계하중
P_{nxy}	= 2축휨을 받는 경우의 공칭 축하중강도
d''	= 종단면의 중심에서부터 압축철근의 중심까지의 거리
E_s	= 철근의 탄성계수(MPa)
f_{ck}	= 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)



f_{ct}	= 경량 콘크리트의 평균조강인장강도(MPa)
f_{sb}'	= 평형변형률 상태의 압축철근의 응력(MPa)
f_y	= 철근의 항복강도(MPa)
f_{yl}	= 종방향 비틀림 철근의 항복강도(MPa)
f_{yv}	= 폐합된 횡비틀림 철근의 항복강도(MPa)
I_g	= 단면의 도심에 대한 콘크리트 총단면의 단면 2차모멘트
I_{se}	= 단면의 도심에 대한 철근의 단면 2차모멘트
k	= 유효길이계수
l_n	= 지지부 내면 사이의 순지간
l_u	= 압축부재의 비지지장
M_n	= 단면의 공칭휨강도
M_u	= 소요 휨강도
M_{ux}, M_{uy}	= 2축휨을 받는 경우의 단면의 x, y 방향으로의 계수휨강도
M_{nx}, M_{ny}	= 2축휨을 받는 경우의 단면의 x, y 방향으로의 공칭휨강도
M_1, M_2	= 압축부재 끝단의 계수 모멘트, M_2 는 기둥의 상·하부 단모멘트 중 큰 값
M_c	= 부재곡률의 영향을 고려한 확대모멘트
P_c	= 임계하중
P_{nxy}	= 2축휨을 받는 경우의 공칭 축하중강도
P_{nx}	= 휨이 x축 방향으로만 고려되는 경우의 M_{nx} 에 부합하는 단면의 공칭 축하중강도($M_{nx} = P_{nx}e_y, e_x = 0$)
P_{ny}	= 휨이 y축 방향으로만 고려되는 경우의 M_{ny} 에 부합하는 단면의 공칭 축하중강도($M_{ny} = P_{ny}e_x, e_y = 0$)
P_o	= 순수 축하중강도 ($e_x = e_y = 0$)
P_u	= 계수축하중
p_h	= 외곽부 폐합 횡방향 비틀림 철근의 중심선의 둘레길이
p_{cp}	= 전단면의 둘레 길이
r	= 회전반경
s	= 부재 축방향으로의 전단철근의 간격
T_{cr}	= 비틀림 균열모멘트
T_u	= 계수 비틀림모멘트

V_n	= 단면의 공칭전단력
V_{nh}	= 공칭 수평전단강도
V_u	= 소요전단력
α	= 경사스터럽과 부재축선 사이의 각
α_f	= 전단마찰철근과 전단면 사이의 각
β_c	= 집중하중이나 반력면의 짧은 변에 대한 긴 변의 비
β_d	= (1) 횡변위가 지지된 경우 전체 계수축하중에 대한 최대 계수축고정하중의 비 (2) 횡변위가 지지되지 않은 경우 해당 층의 전체 계수전단력에 대한 해당 층의 최대 계수지속전단력의 비 (3) 안정성 검토의 경우 전체 계수축하중에 대한 최대 계수지속축하중의 비
Δ_o	= 일차탄성 골조해석으로 구한 V_u 로 인해 발생한 해당 층의 상·하부 사 이 의 상대횡변위
δ_{ns}	= 횡방향 변위가 방지된 골조구조에서 압축부재의 양단사이의 부재곡률 의 영향을 반영한 모멘트 확대계수
ϕ_k	= 강성감소계수
μ	= 마찰계수

3. 강도

3.1 소요강도

단면의 소요강도는 규정된 설계 하중조합에 의한 계수하중을 저항하는데 필요한 강도이다. 구조물과 구조부재의 모든 단면은 적어도 설계단면력과 같은 크기의 설계강도를 가져야 한다. 강도설계법의 기본 요구조건은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{설계강도} \geq \text{설계단면력}$$

3.2 설계강도

- (1) 하중, 휨, 전단 또는 응력으로 표시되는 부재나 단면의 설계강도는 강도설계법의 요구사항과 가정에 따라 계산되는 공칭강도에 강도감소계수 ϕ 를 곱한 강도이다.
- (2) 강도감소계수는 다음과 같다.

① 휨 $\phi_f = 0.90$

② 전단과 비틀림 $\phi_v = 0.85$



③ 축방향 압축부재

가. 나선철근으로 보강된 부재 $\phi_c = 0.70$

나. 띠철근으로 보강된 부재 $\phi_c = 0.65$

압축부재의 축하중강도 $\phi_c P_n$ 이 $0.10f_{ck} A_g$ 와 $\phi_c P_b$ 중 작은 값보다 작은 경우, ϕ_c 값은 직선 보간법을 적용하여 구해야 한다.

④ 축방향 인장부재 $\phi_t = 0.85$

⑤ 콘크리트의 지압 $\phi_b = 0.65$

⑥ 무근 콘크리트의 휨, 압축, 전단, 지압 $\phi_{pc} = 0.55$

⑦ 압축부재의 안정모멘트

확대계수를 고려해야 하는 압축부재) $\phi_s = 0.55$

(3) 철근의 정착길이와 이음길이에겐 강도감소계수를 적용할 필요가 없다.

4. 설계일반

4.1 기본가정

- (1) 휨모멘트나 축력 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재의 강도설계에는 이 규정에 명시된 가정에 따라야 하며, 힘의 평형조건과 변형률 적합조건을 만족시켜야 한다.
- (2) 철근과 콘크리트의 변형률은 중립축으로부터 거리에 비례하는 것으로 가정할 수 있다. 「5.2.4항」에 규정된 깊은 보의 경우에는 비선형 변형률 분포를 고려하거나 스트럿-타이 모델을 적용해야 한다.
- (3) 휨 또는 휨과 축력을 동시에 받는 부재의 콘크리트 압축연단의 극한변형률은 0.003으로 가정해야 한다.
- (4) 철근의 응력이 설계기준항복강도 f_y 이하일 때, 철근의 응력은 그 변형률에 E_s 를 곱한 값으로 해야 한다. 철근의 변형률이 f_y 에 대응하는 변형률보다 큰 경우 철근의 응력은 변형률에 관계없이 f_y 로 해야 한다.
- (5) 콘크리트의 인장강도는 철근콘크리트 부재 단면의 축강도와 휨강도 계산에서 무시할 수 있다.
- (6) 콘크리트 압축응력의 분포와 콘크리트 변형률 사이의 관계는 직사각형, 사다리꼴, 포물선형 또는 강도의 예측에서 광범위한 실험의 결과와 실질적으로 일치하는 어떤 형상으로도 가정할 수 있다.

- (7) 상기 「⑥항」의 규정은 다음에 정의되는 등가 직사각형 응력블록으로 나타낼 수 있다.
- ① 단면의 가장자리와 최대 압축변형률이 일어나는 연단부 $a = \beta_1 c$ 거리에 있고 중립축과 평행한 직선에 의해 이루어지는 등가 압축영역에 $0.85f_{ck}$ 인 콘크리트 응력이 등분포하는 것으로 가정한다.
 - ② 최대 변형률이 발생하는 압축연단에서 중립축까지 거리 c 는 중립축에 대해 직각방향으로 측정한 것으로 한다.
 - ③ 계수 β_1 은 콘크리트 강도가 28MPa 이하인 경우는 0.85로 한다. 콘크리트 강도가 28MPa를 초과할 경우, 28MPa를 초과하는 매 1MPa의 강도에 대하여 β_1 의 값을 0.007씩 감소시킨다. 그러나 그 값은 0.65보다 작지 않게 한다.
 - ④ 철근의 응력이 설계기준항복강도 f_y 이하일 때, 철근의 응력은 그 변형률에 E_s 를 곱한 값으로 해야 한다. 철근의 변형률이 f_y 에 대응하는 변형률보다 큰 경우 철근의 응력은 변형률에 관계없이 f_y 로 해야 한다.
 - ⑤ 콘크리트의 인장강도는 철근콘크리트 부재 단면의 축강도와 휨강도 계산에서 무시할 수 있다.
 - ⑥ 콘크리트 압축응력의 분포와 콘크리트 변형률 사이의 관계는 직사각형, 사다리꼴, 포물선형 또는 강도의 예측에서 광범위한 실험의 결과와 실질적으로 일치하는 변형상으로도 가정할 수 있다.
 - ⑦ 상기 「⑥항」의 규정은 다음에 정의되는 등가 직사각형 응력블록으로 나타낼 수 있다.
가. 단면의 가장자리와 최대 압축변형률이 일어나는 연단부 $a = \beta_1 c$ 거리에 있고 중립축과 평행한 직선에 의해 이루어지는 등가 압축영역에 $0.85f_{ck}$ 인 콘크리트 응력이 등분포하는 것으로 가정한다.
나. 최대 변형률이 발생하는 압축연단에서 중립축까지 거리 c 는 중립축에 대해 직각방향으로 측정한 것으로 한다.
다. 계수 β_1 은 콘크리트 강도가 28MPa 이하인 경우는 0.85로 한다. 콘크리트 강도가 28MPa를 초과할 경우, 28MPa를 초과하는 매 1MPa의 강도에 대하여 β_1 의 값을 0.007씩 감소시킨다. 그러나 그 값은 0.65보다 작지 않게 한다.

5. 휨부재

5.1 일반원칙

- (1) 인장철근이 설계기준항복강도 f_y 에 대응하는 변형률에 도달하고 동시에 압축 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때, 그 단면이 균형변형률 상태에 있다고 본다.



- (2) 압축 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장 변형률 ε_t 가 압축지배 단면이라고 한다. 압축지배 변형률 한계는 균형변형률 상태에서의 인장철근의 순인장변형률을 기준으로 하며 압축지배 변형률 한계는 0.002로 한다.
- (3) 압축 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장 변형률 ε_t 가 0.005의 인장지배 변형률 한계 이상인 단면을 인장지배 단면이라고 한다. 다만 철근의 항복강도가 400MPa를 초과하는 경우에는 인장지배 변형률 한계를 철근항복변형률의 2.5배로 한다. 순인장변형률 ε_t 가 압축지배 변형률 한계와 인장지배 변형률 한계 사이인 단면은 변화구간 단면이라고 한다.
- (4) 프리스트레스를 가하지 않은 휨부재 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재로서 계수축력이 $0.10f_{ck}A_g$ 보다 작은 경우, 공칭축강도 상태에 있어서 순인장변형률 ε_t 는 · 휨부재의 최소허용변형률 이상이어야 한다. 휨부재의 최소허용변형률은 철근의 항복강도가 400MPa 이하인 경우 0.004로 하며, 철근의 항복강도가 400MPa를 초과하는 경우 철근 항복변형률의 2배로 한다.
- (5) 휨부재의 강도를 증가시키기 위하여 추가 인장철근과 이에 대응하는 압축철근을 사용할 수 있다.

5.2 휨부재 설계의 제한 사항

5.2.1 휨부재의 횡지지 간격

- (1) 보의 횡지지 간격은 압축 플랜지 또는 압축면의 최소폭의 50배를 초과하지 않도록 해야 한다.
- (2) 하중의 횡방향 편심의 영향은 횡지지 간격을 결정할 때 고려되어야 한다.

5.2.2 휨부재의 최소 철근량

- (1) 해석에 의하여 인장철근 보강이 요구되는 휨부재의 모든 단면에 대하여 아래 「나. 다. 라.항」에 규정된 내용을 제외하고는 철근의 단면적 A_s 는 <식 (1)>과 <식 (2)>에 의해 계산된 값 중에서 큰 값 이상으로 해야 한다.

$$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \quad (1)$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (2)$$

- (2) 정정구조물로서 플랜지가 인장 상태인 T형단면에 대하여 철근의 단면적 $A_{s,\min}$ 은 <식 (1)>과 <식 (2)>에서 b_w 에 플랜지의 유효폭 b 와 $2b_w$ 중 작은 값을 대입하여 계산되는 철근 단면적의 값 중 큰 값과 <식 (3)>에 의해 계산되는 값을 비교하여 두 값 중에서 작은 값 이상으로 해야 한다.

$$A_{s,min} = \frac{0.50 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \quad (3)$$

- (3) 부재의 모든 단면에서 해석에 의해 필요한 철근량보다 1/3 이상 인장철근이 더 배치되는 경우에는 「5.2(2)① 및 ②」의 규정을 적용하지 않을 수 있다.
- (4) 두께가 균일한 구조용 슬래브와 기초판에 대하여 경간방향으로 보장되는 인장철근의 최소 단면적은 「KR C-10040 9항」의 값과 같아야 한다. 철근의 최대 간격은 슬래브 또는 기초판의 두께의 3배와 400mm 중 작은 값 이하로 해야 한다.

5.2.3 보 및 1방향 슬래브의 휨철근 배치

- (1) 보 또는 한 방향으로만 휨응력을 저항하도록 철근이 배치된 1방향 슬래브는 휨균열을 제어하기 위하여 휨철근의 배치에 대한 이 「5.2.3항」을 따라야 한다.
- (2) 2방향 슬래브의 휨철근 배치는 「KR C-10050 4.6항」에 따라야 한다.
- (3) 휨인장철근은 「(4)항」에 규정된 바에 따라 부재 단면의 최대 휨인장 영역 내에 배치되어야 한다.
- (4) 콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심간격 s 는 <식 (4)>과<식 (5)>에 의해 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 해야 한다.

$$s = 375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5c_c \quad (4)$$

$$s = 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) \quad (5)$$

여기서, c_c 는 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 두께이다. 철근이 하나만 배치된 경우에는 인장연단의 폭을 s 로 한다. f_s 는 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력으로 사용하중 휨모멘트에 대한 해석으로 결정해야 하지만, 근사값으로 f_y 의 2/3를 사용할 수 있다.

- (5) T형보 구조의 플랜지가 인장을 받는 경우에는 휨인장철근을 「KR C-10010 7항」에 정의된 유효 플랜지 폭이나 경간의 1/10의 폭 중에서 작은 폭에 걸쳐서 분포시켜야 한다.

만일 유효 플랜지 폭이 경간의 1/10을 넘는 경우에는 약간의 종방향 철근을 플랜지 바깥부분에 배치해야 한다.

- (6) 보나 장선의 유효깊이 d 가 900mm를 초과하면, 종방향 표피철근을 가장 가까운 곳에 위치한 휨인장철근으로부터 $d/2$ 지점까지에 부재 양쪽 측면을 따라 균일하게 배치해야 한다. 이 때 한쪽면의 단위 m당 표면 철근의 면적 A_{sk} 는 $(d-750)\text{mm}^2$ 이상이어야 하고, 표피 철근의 최대 간격은 $d/6$ 와 300mm 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다. 개개의 철근이나 철망의 응력을 결정하기 위하여 변형률 적합조건에 따라 해석을 하는 경우, 이러한 철근은 강도계산에 포함될 수 있으며, 양 측면의 종방향 표피



철근의 전체 면적은 필요한 휨인장철근의 1/2을 초과할 필요는 없다.

5.2.4 깊은 보의 설계

- (1) 깊은 보의 한쪽 면이 하중을 받고 반대쪽 면이 지지되어 하중과 받침부 사이에 압축대가 형성되는 구조요소로서, 「①항 또는 ②항」에 해당하는 부재이다. 깊은 보의 비선형변형률 분포를 고려하여 설계하거나 스트럿-타이모델 설계절차에 따라 설계해야 하며, 횡좌굴을 고려해야 한다.
 - ① 순경간 l_n 이 부재 깊이의 4배 이하인 부재
 - ② 받침부 내면에서 부재 깊이의 2배 이하인 위치에 집중하중이 작용하는 경우는 집중하중과 받침부 사이의 구간
- (2) 깊은 보의 전단강도는 「7.9항」 깊은 보에 대한 전단설계에 따라 계산해야 한다.
- (3) 최소 휨인장철근량은 「5.2.2항」에 따라야 한다.
- (4) 깊은 보의 양 측면의 수평 및 수직철근은 「7.9항」 및 「KR C-10050 5.3 (2)항 및 (3)항」의 요구조건을 만족하도록 해야 한다.

6. 압축부재

6.1 일반내용

- (1) 축방향력 또는 휨과 축방향력을 겸해 받는 부재의 설계는 「4항」의 내용을 사용하여 응력과 변형률의 적합조건에 기초를 둔다. 장주효과는 「6.4항」의 요구조건에 따라 고려해야 한다.
- (2) 축방향 압축력과 휨을 겸해 받는 부재는 그 압축력에 수반될 수 있는 최대모멘트에 대해 설계해야 한다. 주어진 편심에서의 계수축방향력 P_u 는 축방향 설계강도 ϕP_n 을 초과할 수 없으며 ϕP_n 은 다음과 같다.
 - ① 「7.2 (2)항」의 규정에 따른 나선철근을 갖고 있는 프리스트레스를 가하지 않은 부재의 경우 <식 6>에 따라야 한다.

$$\phi P_{n(\max)} = 0.85\phi[0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (6)$$

- ② 「7.2 (2)항」의 규정에 따른 띠철근을 가진 프리스트레스를 가하지 않은 부재의 경우 <식 (7)>에 따라야 한다.

$$\phi P_{n(\max)} = 0.80\phi[0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (7)$$

여기서, A_g : 단면의 총단면적

A_{st} : 축방향 철근의 총단면적

6.2 압축부재의 강도

휨과 축방향력을 동시에 받는 부재에 대한 하중-모멘트 상관관계의 범위를 정의하는 것으로서 다음 규정을 따른다.

- (1) 순수압축 - 편심이 없는 축방향설계강도는 <식 (8)>으로 계산한다.

$$\phi P_o = \phi [0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (8)$$

압축부재의 축방향강도는 「6.1 (2)항」에 따라 편심이 없는 축방향력의 80% 및 85%로 제한되므로 설계시 순수압축강도는 가설적 조건이다.

- (2) 순수휨 - 「5항」에 의해야 한다.

- (3) 평형변형률조건 - 단면에 대한 평형변형률 조건은 「5.1 (1)항」에서 정의된 바와 같다. 철근이 한 면 또는 모멘트축에서 거의 같은 거리로 두 면에 배치된 직사각형 단면에 대한 평형 축하중강도 ϕP_b 와 평형 휨강도 ϕM_b 는 <식 (9)>와 <식 (10)>로 계산한다.

$$\phi P_b = \phi [0.85 f_{ck} ab + A_s' f_{sb}' - A_s f_y] \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \phi M_b = & \phi [0.85 f_{ck} ab \left(d - d'' - \frac{a}{2} \right) \\ & + A_s' f_{sb}' (d - d' - d'') + A_s f_y d''] \end{aligned} \quad (10)$$

여기서 등가 직사각형 응력분포의 깊이 a 와 평형변형률 조건에서의 압축철근의 응력 f_{sb}' 는 각각 <식 (11)>와 <식 (12)>과 같다.

$$a = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \beta_1 d \quad (11)$$

$$f_{sb}' = 600 \left[1 - \frac{d'}{d} \left(\frac{600 + f_y}{600} \right) \right] \leq f_y \quad (12)$$

d'' = 충단면의 중심에서부터 압축철근의 중심까지의 거리

- (4) 휨과 축방향력을 겸해 받는 경우 - 단면의 강도는 공칭 축하중강도 P_n 이 평형 축하중강도 P_b 보다 작을 때는 인장에 의해 지배되고, P_n 이 P_b 보다 클 때는 압축에 의해 지배된다. 공칭 축하중강도 P_n 과 공칭 휨강도 M_n 에 「3.2 (2)항」에 주어진 축방향 압축에 대한 강도감소계수 ϕ 를 곱해야 한다.

6.3 2축휨을 받는 압축부재

응력과 변형률 조건에 준한 일반적인 단면해석 대신에 2축 휨을 받는 비원형 부재의 설계강도는 <식 (13)>로 구한다.

6.3.1 계수축하중 $P_u \geq 0.1 f_{ck} A_g$ 의 경우

$$\frac{1}{P_{nxy}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o} \quad (13)$$



여기서, P_{nxy} : 2축 휨을 받는 경우의 공칭 축하중강도

P_{nx} : 휨이 x축 방향으로만 고려되는 경우의 M_{nx} 에 부합하는 단면의 공칭 축하중강도 ($M_{ny} = P_{nx}e_y, e_x = 0$)

P_{ny} : 휨이 y축 방향으로만 고려되는 경우의 M_{ny} 에 부합하는 단면의 공칭 축하중강도 ($M_{nx} = P_{ny}e_x, e_y = 0$)

P_o : 순수축하중강도 ($e_x = e_y = 0$), 「6.2 (1)항」참조

6.3.2 계수하중 $P_u < 0.1f_{ck}A_g$ 의 경우

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1 \quad (14)$$

여기서, M_{ux}, M_{uy} : 2축 휨을 받는 경우의 단면의 x, y 방향으로의 계수휨강도

M_{nx}, M_{ny} : 위의 「6.3.1항」에 정의된 각각 x, y 방향으로의 공칭 휨강도

6.4 장주효과

6.4.1 비선형 해석

- (1) 압축부재의 설계는 재료의 비선형성, 균열, 부재의 곡률, 하중의 지속기간, 크리프와 건조수축, 지지하는 기초와의 관계를 고려한 2계해석(second order analysis)에 의한 계수하중과 모멘트에 근거해야 한다.
- (2) 해석에 사용되는 부재의 단면과 최종설계된 부재의 단면이 10%이상 차이가 나면 새로운 치수를 가진 부재로 계산하여 해석을 반복해야 한다.
- (3) 압축부재의 설계는 위에 기술된 방법 대신 세장비에 따라 다음 「6.4.2항」에 제시된 근사 방법에 따라도 좋다.

6.4.2 장주효과의 고려 여부

계수축하중 P_u , 압축부재 끝단의 계수모멘트 M_1 과 M_2 , 상대횡변위 Δ_o 는 축력의 영향, 부재길이를 따라 발생한 균열영역의 존재, 하중지속의 영향들을 고려하여 결정된 단면에 대하여 선형탄성해석을 이용하여 계산해야 한다.

- (1) 골조구조의 단면특성은 다음을 따라야 한다.

- ① <표 1>에 주어진 단면특성은 균열을 고려한 해석에 사용되어도 좋다. 그러나 구조물의 사용하중 상태에서의 해석을 할 때는 표의 단면 2차모멘트를 $1/0.7 = 1.43$ 을 곱하여 사용해야 한다.
- ② 단면 2차모멘트는 지속하중이 작용하거나 안정에 대한 검토가 수행되었을 때 $(1+\beta_d)$ 로 나누어야 한다.

표 1. 골조구조 해석을 위한 단면 2차모멘트

구 분	탄성계수	단면 2차 모멘트	단면적
보	「KR C 10010,4(3)항」 참조	$0.35 I_g$	$1.0 A_g$
기둥		$0.70 I_g$	
균열이 발생하지 않은 벽		$0.70 I_g$	
균열이 발생한 벽		$0.35 I_g$	
평편한 판과 슬래브		$0.25 I_g$	

(2) 압축부재의 비지지장

- ① 압축부재의 비지지장 l_u 는 바닥슬래브들 사이의 순거리, 보 및 거더들 사이의 순거리, 기타 압축부재를 횡방향으로 지지하는 부재들 사이의 순거리로 취해야 한다.
- ② 헌치가 있는 경우의 비지지장은 해당 평면 내에 있는 헌치의 하단으로부터 켜 거리로 해야 한다.
- (3) 회전반지름 r 은 직사각형 압축부재에 대해서는 좌굴이 고려되는 방향의 단면치수의 0.3배, 원형압축부재에 대해서는 지름의 0.25배를 사용할 수 있다. 그 외의 형상에 대한 r 은 콘크리트의 총단면적에 대하여 계산할 수 있다.
- (4) 장주효과의 근사적으로 고려하는 모멘트 확대계수 설계법에서는 횡변위가 지지된 구조물과 횡변위가 지지되지 않는 구조물을 구별해야 한다. 횡구속 골조구조나 층의 기둥설계는 「6.4.3항」에 따라야 하고, 비횡구속 골조구조나 층의 기둥설계는 「6.4.4항」에 따라야 한다.
 - ① 구조물의 한 층에서 $P-\Delta$ 효과로 발생하는 횡하중 모멘트 증가가 1계 탄성해석에 의한 모멘트의 5%를 넘지 않으면 횡변위가 구속되어 있다고 가정할 수 있다.
 - ② 구조물의 한 층의 안정지수 $Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c}$ 가 0.05이하이면 구조물의 그 층은 횡변위가 구속되어 있다고 가정할 수 있다. 여기서 $\sum P_u$ 와 V_u 는 각각 해당층에서의 총 수직하중과 전단력이고, Δ_o 는 V_u 에 의한 해당 층의 상·하부의 1계 탄성해석에 의한 상대변위이다.
- (5) 압축부재의 유효길이 - 횡구속 압축부재의 경우, 유효길이계수 k 는 <그림 10.6.1>에 의해 구하되 1.0이하의 값을 사용해야 한다. 다만 좀 더 작은 값을 사용할 수 있다는 것을 해석에 의해 증명할 수 있는 경우는 예외로 한다. 비횡구속 압축부재의 경우, 유효길이계수 k 는 균열과 철근량이 반영된 상대강성을 고려하여 결정하되 1.0보다 커야 한다.



- ① 유효길이계수 k 를 구하기 위한 예비설계자료로는 <그림 1>의 Jackson and Moreland Alignment Chart가 있다. 이 도표는 다경간 구조물에서 일정단면을 갖는 기둥에 대하여 k 를 도표로 결정하는 것이다.

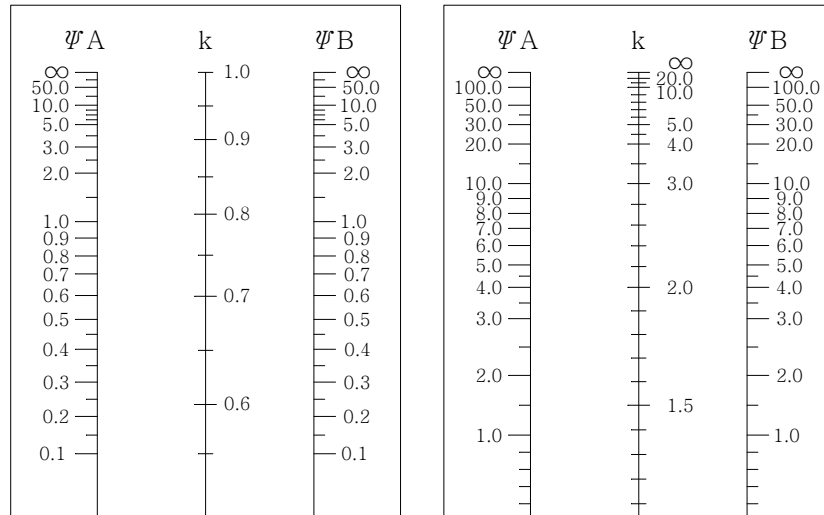


그림 1. Jackson and Moreland Alignment Chart

<그림 1>에서,

Ψ = 압축부재의 한 단부의 평면에서, 휨부재의 $\sum (EI/l)_b$ 에 대한 압축부재의 $\sum (EI/l)_c$ 의 비. Ψ_A 와 Ψ_B 는 기둥의 각 단부에서의 Ψ 값을 의미한다.

l = 절점의 중심간 거리로 측정된 휨부재의 경간길이

- ② 유효길이계수 k 를 구하기 위해 간편식을 사용할 수도 있다.

가. 횡구속된 압축부재에 대한 유효길이계수의 상한치로서 <식 (15)>과 <식 (16)>중 더 작은 값을 취해야 한다.

$$k = 0.7 + 0.05(\Psi_A + \Psi_B) \leq 1.0 \quad (15)$$

$$k = 0.85 + 0.05\Psi_{\min} \leq 1.0 \quad (16)$$

여기서, Ψ_A, Ψ_B = 기둥의 각 단부에서의 Ψ 값

Ψ_{\min} = Ψ_A 와 Ψ_B 중 더 작은 값

나. 양단 비횡구속 압축부재에 대한 유효길이는 <식 (17)>와 <식 (18)>으로 구할 수 있다.

$$\Psi_m < 2 \text{에 대하여, } k = \frac{20 - \Psi_m}{20} \sqrt{1 + \Psi_m} \quad (17)$$

$$\Psi_m \geq 2 \text{에 대하여, } k = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_m} \quad (18)$$

여기서, Ψ_m = 압축부재 양단에서의 Ψ 값의 평균치

다. 한 끝단이 힌지인 비횡구속 압축부재에 대한 유효길이계수는 <식 (19)>로 구할 수 있다.

$$k = 2.0 + 0.3\Psi \quad (19)$$

여기서, Ψ = 구속된 끝단에서의 Ψ 값

(6) 장주효과의 고려

$\frac{kl_u}{r}$ 의 값에 따라 <표 2>와 같이 장주효과를 고려할 수 있다.

6.4.3 횡구속골조의 확대모멘트

(1) 횡구속골조의 경우에는 압축부재는 계수축하중 P_u 와 부재곡률의 영향을 고려한 <식 (20)>의 확대 모멘트 M_c 를 사용하여 설계해야 한다.

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (20)$$

표 2. kl_u/r 값에 따른 장주효과의 고려

비횡구속골조		횡구속골조
$\frac{kl_u}{r} < 22$	장주효과 무시	$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12(M_1/M_2)$
$22 \leq \frac{kl_u}{r} \leq 100$	$P-\Delta$ 효과를 고려한 근사방법 사용	$34 - 12(M_1/M_2) \leq \frac{kl_u}{r} \leq 100$
$\frac{kl_u}{r} > 100$	$P-\Delta$ 해석	$\frac{kl_u}{r} > 100$

주) ① 위에서 $M_1/M_2 \geq -0.5$ 이라야 한다. 기둥이 단일곡률로 휘는 경우, M_1/M_2 는 정(+)의 값을 갖는다.

② $\frac{kl_u}{r}$ 의 값이 100을 초과하는 모든 압축부재에 대해서는 「6.4.1 (1)항」에 따라 $P-\Delta$ 해석을 해야 한다. 그러나 그보다 작은 세장비에 대해서도 「6.4.1 (1)항」의 적용은 가능하다.

(2) 여기서, M_2 는 기둥의 상·하부 단모멘트 중 큰 값으로서 $P_u(15+0.03h)$ 보다는 커야 하며, 1.5와 h 는 mm단위이다. 만일 계산된 단모멘트 M_2 가 매우 작거나 0이 나오면, 기둥의 설계는 최소모멘트 $M_{2,min} = P_u(15+0.03h)$ 에 따라야 한다. 그리고 δ_{ns} 는 횡구속골조구조에서 압축부재의 양단사이의 부재곡률의 영향을 반영한 모멘트 확대계수이다.

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_c}} \geq 1.0 \quad (21)$$



$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \quad (22)$$

- (3) 임계하중 P_c 를 정의할 때 중요한 문제는 균열이나 크리프, 콘크리트의 응력-변형률 곡선의 비선형성으로 인한 강성의 변화를 합리적으로 근사화한 휨강성 EI 를 선택하는 것이다. 매우 정확한 해석을 위한 경우가 아니라면 EI 값은 <식 (23)>과 <식 (24)>를 이용하여도 좋다.

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad (23)$$

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (24)$$

- (4) <식 (23)>는 <식 (24)>을 근사화한 것으로, $\beta_d = 0.6$ 으로 가정하여 $EI = 0.25E_c I_g$ 로 사용할 수도 있다. <식 (23)>과 <식 (24)>는 모두 실제의 단면특성 EI 의 하한값을 근사화한 것이기 때문에 상당히 보수적인 값이라고 할 수 있다. 지속하중과 콘크리트의 크리프 현상이 있는 철근콘크리트 기둥에서 콘크리트가 받는 하중의 일정량은 철근으로 전달되어 철근의 응력이 증가하게 된다. 과소철근보에서는 이러한 하중의 전달이 압축철근의 항복을 성급하게 유도하여 결과적으로 EI 의 유효값을 감소시킨다. 이러한 점을 고려하여 EI 를 $(1 + \beta_d)$ 로 나누는데, 횡방향 지지된 경우의 β_d 는 전체계수축하중에 대한 최대계수 축방향 고정하중의 비로 정의된다.

- (5) C_m 은 등가모멘트 수정계수로서 <식 (25)>을 따라야 한다.

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (\text{횡하중이 없는 경우}) \quad (.25)$$

$$= 1.0 \quad (\text{횡하중이 있는 경우})$$

6.4.4 비횡구속골조의 확대모멘트

- (1) 장주효과를 고려할 필요가 있는 경우, 각 압축부재의 단모멘트 M_1 과 M_2 는 <식 (26)>과 <식 (27)>와 같이 취해야 한다. 즉 기둥의 각 단부에서 확대된 횡변위가 가능한 모멘트 $\delta_s M_s$ 가 확대되지 않은 횡변위가 방지된 모멘트 M_{ns} 에 더해진다.

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (26)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (27)$$

- (2) 횡변위 방지 모멘트 M_{1ns} 와 M_{2ns} 는 선형탄성해석을 통하여 계산해야 한다.

- (3) 확대된 횡변위 가능 모멘트 $\delta_s M_s$ 는 다음 방법 중 택해서 구해야 한다.

① 2차 탄성 골조구조 해석(「6.4.1 (1)항」참조)

② $\delta_s M_s$ 를 근사적인 2차해석에 의하면

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s \quad (28)$$

여기서, Q 는 「6.4.2 (4)항」에 의해야 한다. 위 방법에 의하면 δ_s 가 1.5이하인 경우는 횡변위 지지되지 않은 구조물에서 2차 모멘트를 매우 근사하게 예측해야 한다.

그러나 δ_s 가 1.5를 초과하는 경우 $\delta_s M_s$ 는 「①항 또는 ③항」의 방법에 따라야 한다.

③ 근사적인 확대계수법

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_c}} \geq M_s \quad (29)$$

여기서, $\sum P_u$: 해당 층의 모든 수직하중의 합

$\sum P_c$: 해당 층의 횡변위를 지지하는 기둥들의 임계하중의 합

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad \text{또는} \quad EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad \text{를 사용해야 한다.}$$

④ 유효길이계수 k 는 1.0보다 커야하며, <표 1>에 주어진 E 와 I 값에 의존해야 한다.

β_d 는 횡변위가 구속된 경우와 구속되지 않은 경우가 서로 다르다. 횡변위가 구속되지 않은 경우에는 해당 층의 전체 계수전단력에 대한 해당 층의 최대 계수지속전단력의 비라고 정의된다. 따라서 풍하중이나 지진하중과 같은 단기하중에 대해서는 $\beta_d = 0$ 이며, 횡하중이 지속되는 경우에 대해서는 β_d 는 0이 아니다.

- (4) 부재 끝단의 확대되지 않은 횡변위 구속 모멘트가 같은 위치의 확대된 횡변위 가능 모멘트에 더해진다. 일반적으로 그 결과 나타나는 단모멘트 중 하나가 기둥의 최대 모멘트가 된다. 그러나 높은 축력을 받는 가는 기둥(slender column)에서는 최대모멘트 발생위치가 양 단의 사이에 있어서 단모멘트가 더 이상 최대모멘트가 아니다. 만일 l_u/r 가 <식 (30)>에 주어진 값을 초과하면 최대모멘트는 기둥의 양단사이에서 발생할 것이고 최대단모멘트를 5%이상 초과할 것이다.

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{P_u/(f_{ck} A_g)}} \quad (30)$$

그런 경우, 기둥은 계수축하중 P_u 와 「6.4.3 (1)항」의 모멘트 M_c 에 대하여 설계된다.

최대모멘트는 <식 (20)>을 이용한 단모멘트를 확장함으로서 계산될 것이다.

$$M_c = \delta_s M_2 \quad (31)$$

$$= \left(\frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \right) (M_{2ns} + \delta_s M_{2s})$$

k 는 「6.4.2 (5)항」에 따르며, δ_{ns} 는 1.0 이상이다.



(5) 연직하중 하에서의 횡방향의 안정성에 대한 검토는 다음의 세 경우에 대하여 실시해야 한다.

- ① <표1>의 부재 강성에 의한 2차해석을 이용하여 $\delta_s M_s$ 가 계산된 경우, $1.4P_D + 2.0P_L$ + 횡하중에 대하여, $\frac{2차\ 횡방향\ 처짐}{1차\ 횡방향\ 처짐} \leq 2.5$ 라야 한다.
- ② <식 (28)>에 의하여 $\delta_s M_s$ 가 계산된 경우, $1.4P_D + 2.0P_L$ 에 대하여, $Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \leq 0.6$ 이라야 한다.
- ③ <식 (29)>에 의하여 $\delta_s M_s$ 가 계산된 경우, δ_s 가 $1.4P_D + 2.0P_L$ 에 상응하는 $\sum P_u$ 와 $\sum P_c$ 를 이용하여 계산되었을 때, $0 < \delta_s \leq 2.5$ 라야 한다.

7. 전단에 대한 설계

7.1 전단강도

(1) 전단력이 작용하는 단면은 <식 (32)>을 기본으로 설계해야 한다.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (32)$$

(2) 여기서 V_u 는 해당 단면의 계수전단력(하중계수를 곱한 전단력)이며, V_n 은 <식 (33)>에 의해 계산되는 공칭 전단강도이다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (33)$$

(3) 여기서 V_c 는 「7.2항」에 따라 계산되는 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도이며, V_s 는 「7.3항」에 따라 계산되는 전단철근에 의한 공칭전단강도이다.

(4) 전단강도 V_n 을 결정할 때, 부재에 개구부가 있는 경우에는 그 영향을 고려해야 한다.

(5) 전단강도 V_c 를 결정할 때, 구속된 부재에서 크리프와 건조수축으로 인한 축방향 인장력의 영향을 고려해야 하며, 깊이가 일정하지 않은 부재의 경사진 휨압축력의 영향도 고려해야 한다.

(6) 이 장에서 사용하는 $\sqrt{f_{ck}}$ 의 값은 8.4 MPa를 초과하지 않도록 해야 한다. 그러나, 「10.6.6 (3) ⑤항」 및 「10.6.6 (3) ⑥항」의 규정에 따라 최소 전단철근이 배치된 철근 콘크리트 또는 프리스트레스트콘크리트 보와 콘크리트 장선구조에 있어서 V_c 와 V_{ci} 및 V_{cw} 를 계산할 때는 $\sqrt{f_{ck}}$ 의 값이 8.4 MPa를 초과할 수 있다.

(7) 아래 「①항」의 조건을 모두 만족한다면, 다음 「②항」 또는 「③항」의 규정에 따라 받침부의 최대 계수전단력 V_u 를 산정할 수 있다.

- ① 작용전단력 방향으로 받침부 반력이 부재의 단부를 압축하고 하중은 부재의 윗면 또는 그 근처에 작용하며, 받침부 내면과 아래의 다음 「나.항」 또는 「다.항」에서 정의되는 위험단면 사이에 집중하중이 작용하지 않을 경우

- ② 철근 콘크리트 부재의 경우, 받침부 내면에서 거리 d 이내에 위치한 단면을 거리 d 에서 구한 계수전단력 V_u 의 값
- ③ 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우, 받침부 내면에서 $0.5h$ 거리 이내에 위치한 단면을 $0.5h$ 거리에서 구한 것과 동일한 계수전단면력 V_u 의 값

7.2 철근콘크리트 부재의 콘크리트에 의한 전단강도

- (1) 아래 「(2)항」의 규정에 따라 상세한 계산을 하지 않는 한, <식 (34)>와 <식 (35)>에 따라 전단강도 V_c 를 계산해야 한다.

- ① 전단력과 휨모멘트만을 받는 부재의 경우 <식 (34)>에 의해 계산할 수 있다.

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (34)$$

- ② 축방향 압축력을 받는 부재의 경우, <식 (35)>에 의해 계산할 수 있다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (35)$$

여기서, N_u/A_g 의 단위는 N/mm^2 이다.

- ③ 현저히 큰 축방향 인장력이 작용하는 부재의 경우, 「(2)항」의 <식 (39)>를 사용하여 상세한 계산을 하지 않는 한 전단철근이 모든 전단력에 저항하도록 설계해야 한다.

- (2) 다음 <식 (36)>에서 <식 (39)>까지 식을 사용하여 정밀하게 전단강도 V_c 를 구할 수 있다.

- ① 전단력과 휨모멘트를 받는 부재의 경우 <식 (36)>에 따라 계산할 수 있다.

$$V_c = \left(0.16 \lambda \sqrt{f_{ck}} + 17.6 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (36)$$

그러나 V_c 의 값은 $0.29 \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 를 초과할 수 없으며, <식 (36)>의 $V_u d/M_u$ 의 값은 1.0을 초과할 수 없다. 여기서, M_u 는 전단을 검토하는 단면에서 V_u 와 동시에 발생하는 계수휨모멘트이다.

- ② 축방향 압축력을 받는 부재의 경우 <식 (36)>의 M_u 를 아래와 같이 구한 M_m 으로 대체하여 V_c 를 계산할 수 있으며, 이 때 $V_u d/M_u$ 의 값은 1.0 이하라는 제한을 받지 않는다.

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8} \quad (37)$$

그러나 V_c 는 다음 값 이하이어야 한다.

$$V_c = 0.29 \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{3.5 A_g}} \quad (38)$$

여기서, N_u/A_g 의 단위는 N/mm^2 이다. <식 (37)>에 의해 계산된 M_m 이 음(-)일 경우는 V_c 를 <식 (38)>에 의해 계산해야 한다.



- ③ 현저히 큰 축방향 인장력을 받는 부재의 경우 <식 (39)>에 의해 계산할 수 있다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g} \right) \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (39)$$

여기서, N_u 는 인장력일 때 음(-)이며, N_u/A_g 의 단위는 N/mm^2 이다.

- (3) 원형단면 부재의 V_c 를 계산하기 위한 단면적을 콘크리트 단면의 유효깊이와 지름의 곱으로 구해야 한다. 이때 단면의 유효깊이는 부재단면 지름의 0.8배로 할 수 있다.

7.3 프리스트레스트콘크리트 부재에서 콘크리트에 의한 전단강도

- (1) 콘크리트에 의한 전단강도는 다음 「(2)항」과 「(3)항」의 방법 중에서 어느 하나를 선택하여 결정하여야 한다. 다만, 받침부 안쪽 면에서 $h/2$ 거리에 있는 단면부터 부재의 단부까지 거리가 프리텐서닝 긴장재의 전달길이보다 짧거나 긴장재 일부의 부착이 부재의 단부까지 연장되어 있지 않는 프리텐션 부재는 「(3)항」에 따라 콘크리트에 의한 전단강도를 구하여야 한다.
- (2) 휨철근 인장강도의 40 % 이상의 유효프리스트레스 힘이 작용하는 부재의 경우 「(3)항」의 계산에 의하지 않는 한 다음 <식 (40)>에 따라 V_c 를 계산해야 한다.

$$V_c = \left(0.05\lambda \sqrt{f_{ck}} + 4.9 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \quad (40)$$

그러나 이때 V_c 는 $(\lambda \sqrt{f_{ck}}/6)b_w d$ 이상이고, $(5\lambda \sqrt{f_{ck}}/12)b_w d$ 이하이어야 하며, 또한 아래 「(4)항」이나 「(5)항」에서 주어진 값 이하이어야 한다. 이 식에서 $V_u d_p/M_u$ 는 1.0 이하이어야 하고, M_u 는 검토하는 단면에서 V_u 와 동시에 발생하는 계수 휨모멘트이다. 여기서, d_p 는 $0.8h$ 이상이어야 한다.

- (3) 다음 <식 (41)>과 <식 (43)>에 따라 전단강도 V_c 를 계산할 수 있다. 여기서, V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 하여야 한다.

- ① 전단강도 V_{ci} 를 다음 식으로 계산하여야 한다.

$$V_{ci} = 0.05\lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (41)$$

여기서, d_p 는 $0.8h$ 이상이어야 하며, M_{cre} 를 다음 <식 10.6.42>에 의해 계산한다.

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (0.5\lambda \sqrt{f_{ck}} + f_{pcc} - f_d) \quad (42)$$

위 식에서 M_{max} 과 V_i 의 값을 해당 단면에 최대 휨모멘트가 일어나는 하중조합에 대하여 계산하여야 하며, V_{ci} 는 $0.17\lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 이상이어야 한다.

- ② 전단강도 V_{cw} 를 다음 식으로 계산하여야 한다.

$$V_{ci} = (0.29\lambda \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) b_w d_p + V_p \quad (43)$$

여기서, d_p 를 $0.8h$ 보다 작게 취할 필요는 없다. 다른 방법으로서, 부재의 도심 축에서 또는 도심축이 플랜지 내에 있을 때는 플랜지와 복부의 교차선에서 $\lambda\sqrt{f_{ck}}/3$ 의 주인장응력을 일으키는 고정하중과 활하중의 합에 해당되는 전단력으로 V_{cw} 를 계산할 수 있다. 합성부재에서는 활하중을 저항하는 단면을 사용하여 주인장응력을 계산하여야 한다.

- (4) 프리텐션 부재에서 받침부의 안쪽 면에서 $h/2$ 거리에 있는 단면부터 부재의 단부까지 거리가 프리텐서닝 긴장재의 전달길이보다 짧은 경우에는 V_{cw} 를 계산할 때 감소된 프리스트레스 힘을 고려하여야 한다. 또한 이 V_{cw} 의 값을 <식 (40)>의 상한값으로 취하여야 한다. 프리스트레스 힘을 긴장재 끝에서 영이고, 긴장재 단부부터 전달길이 만큼 떨어진 거리에서 최대 값으로 선형적으로 변화한다고 가정하여야 한다. 긴장재의 전달길이는 강연선의 경우 지름의 50배, 단일 강선의 경우 지름의 100배로 가정할 수 있다.
- (5) 긴장재 일부의 부착이 부재의 단부까지 연장되어 있지 않은 프리텐션 부재의 경우, 「(2)항」 또는 「(3)항」에 따라 V_e 를 계산할 때 감소된 프리스트레스 힘을 사용하여야 한다. 이와 같이 감소된 프리스트레스 힘을 사용하여 계산한 V_{cw} 의 값을 <식 (40)>의 최대값으로 취하여야 한다. 부재의 단부까지 부착이 연장되어 있지 않은 긴장재의 프리스트레스 힘은 부착이 시작되는 점에서 영이고, 이 점에서 전달길이 만큼 떨어진 거리에서 최대 값으로 선형적으로 변화한다고 가정하여야 한다. 긴장재의 전달길이는 강연선의 경우는 지름의 50배, 단일 강선의 경우 지름의 100배로 가정할 수 있다.

7.4 전단철근에 의한 전단강도

- (1) 전단철근은 다음과 같은 형태를 사용하여야 한다.
 - ① 부재의 축에 직각인 주인장철근에 45°이상의 경사로 설치되는 스테럽
 - ② 부재축에 직각으로 배치한 용접철망
 - ③ 주인장철근에 30°이상의 경사로 구부린 굽힘철근
 - ③ 나선철근, 원형 띠철근 또는 후프철근
- (2) 철근콘크리트 부재의 경우 다음과 같은 형태의 전단철근을 사용할 수 있다.
 - ① 주인장 철근에 45°이상의 각도로 설치되는 스테럽
 - ② 주인장 철근에 30°이상의 각도로 구부린 굽힘철근
 - ③ 스테럽과 굽힘철근의 조합
- (3) 전단철근의 설계기준항복강도는 500MPa을 초과할 수 없다. 다만, 용접 이형철망을 사용할 때는 설계기준항복강도는 600MPa을 초과할 수 없다.
- (4) 프리스트레스트콘크리트 부재에 「10.6.6 (4)항」의 규정을 적용하는 경우, 유효깊이는 압축 콘크리트 연단부터 긴장재와 철근의 도심까지 거리로 하여야 한다. 이 값은 $0.8h$ 이상이어야 한다.



(5) 전단철근의 정착전단철근으로 사용하는 스테럽과 기타 철근 또는 철선은 콘크리트 압축연단부터 거리 d 만큼 연장해야 하며, 항복강도를 발휘할 수 있도록 「7.4 항」의 규정에 따라 정착해야 한다.

(6) 전단철근의 간격제한

- ① 부재축에 직각으로 배치된 전단철근의 간격은, 철근콘크리트 부재일 경우는 $d/2$ 이하, 프리스트레스트 콘크리트 부재일 경우는 $0.75h$ 이하이어야 하고, 또 어느 경우이든 600mm 이하로 해야 한다.
- ② 경사스테럽과 굽힘철근은 부재의 중간높이인 $0.5d$ 에서 반력점 방향으로 주인장철근까지 연장된 45° 선과 한번 이상 교차되도록 배치해야 한다.
- ③ V_s 가 $\lambda(\sqrt{f_{ck}}/3)b_w d$ 를 초과하는 경우에 위 「①항」 및 「②항」에서 규정된 최대 간격을 절반으로 감소시켜야 한다.

(7) 최소전단철근

- ① 계수전단력 V_u 가 콘크리트에 의한 설계전단강도 ϕV_c 의 $1/2$ 을 초과하는 모든 철근콘크리트 및 프리스트레스트콘크리트 휨부재(프리스트레스트 콘크리트 휨부재도 포함)에는 다음의 경우를 제외하고 최소전단철근을 배치해야 한다.

가. 슬래브와 기초판

나. 콘크리트 장선구조

다. 전체 깊이가 250mm 이하이거나 I형보, T형보에서 그 깊이가 플랜지 두께의 2.5배 또는 복부폭의 $1/2$ 중 큰 값 이하인 보

라. 교대 벽체 및 날개벽, 옹벽의 벽체, 암거 등과 같이 휨이 주거동인 판 부재

마. 순 단면의 깊이가 315mm 를 초과하지 않는 속빈 부재에 작용하는 계수전단력이 $0.5\phi V_{cw}$ 를 초과하지 않는 경우

바. 보의 깊이가 600mm 를 초과하지 않고 설계기준압축강도가 40MPa 을 초과하지 않는 강섬유콘크리트 보에 작용하는 계수전단력이 $\phi(\sqrt{f_{ck}/6})b_w d$ 를 초과하지 않는 경우

- ② 전단철근이 없어도 계수휨모멘트와 계수전단력에 저항할 수 있다는 것을 실험에 의해 확인할 수 있다면 「①항」을 적용하지 않을 수 있다.
- ③ 「①항」 또는 강도 요구조건에 의해 전단철근이 필요하고, 「8.항」에 의해 비틀림을 고려하지 않아도 되는 곳의 최소 전단철근량은 철근콘크리트 부재나 다음 「④항」의 규정에 해당하는 부재를 제외한 프리스트레스트 콘크리트 부재나 철근콘크리트 부재의 경우 <식 (44)>에 따라 산정해야 한다.

$$A_{v, \min} = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (44)$$

그러나 최소 전단철근량은 $0.35b_w s/f_{yt}$ 보다 작지 않아야 한다. 여기서, b_w 와 s 의 단위는 mm 이다.

(8) 전단철근의 설계

- ① 계수전단력 V_u 가 전단강도 ϕV_c 를 초과하는 곳에는 <식 (32)> 및 <식 (33)>을 만족

시키기 위해 전단철근을 배치해야 하며, 전단철근에 의한 전단강도 V_s 는 다음 「②항」에서 「⑨항」까지의 규정에 따라 계산해야 한다.

- ② 부재축에 직각인 전단철근을 사용하는 경우에는 <식 (45)>에 따라야 한다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (45)$$

여기서, A_v 는 거리 s 내의 전단철근의 전체 단면적이며, f_{yt} 는 전단철근의 설계기 준항복강도이다.

- ③ 원형 띠철근, 후프철근 또는 나선철근을 전단철근으로 사용한 경우, <식 (45)>를 사용하여 V_s 를 산정해야 한다. 이때 d 는 원형 단면 부재에 대하여 「(3)항」에 규정한 값을 사용하여야 하며, A_v 는 종방향 철근과 평행하게 켜 간격 s 내에 배치된 나선철근, 후프철근 또는 원형 띠철근의 두 가닥 면적에 해당한다.
- ④ 경사스터럽을 전단철근으로 사용하는 경우에는 전단강도 V_s 를 <식 (46)>에 따라 계산해야 한다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin\alpha + \cos\alpha) d}{s} \quad (46)$$

여기서, α 는 경사스터럽과 부재축의 사이각이며, s 는 종방향 철근과 평행한 방향의 철근 간격이다.

- ⑤ 전단철근의 1개의 굽힘철근 또는 받침부에서 모두 같은 거리에서 구부린 평행한 1조의 철근으로 구성된 경우의 V_s 는 <식 (47)>에 따라 계산해야 한다.

$$V_s = A_v f_{yt} \sin\alpha \quad (47)$$

여기서, V_s 는 $0.25\sqrt{f_{ck}}b_w d$ 를 초과할 수 없으며, α 는 굽힘철근과 부재축의 사이각이다.

- ⑥ 전단철근이 받침부에서 서로 다른 거리에서 구부린 일련의 평행한 굽힘철근 또는 여러 조의 평행한 철근으로 구성될 경우의 V_s 는 <식 (46)>에 따라야 한다.
- ⑦ 종방향 철근을 구부려 전단철근으로 사용할 경우 그 경사길이의 중앙 3/4만이 전단 철근으로서 유효하다고 보아야 한다.
- ⑧ 여러 종류의 전단철근이 부재의 같은 부분을 보강하기 위해 사용되는 경우의 전단 강도 V_s 는 각 종류별로 구한 V_s 를 합한 값으로 해야 한다. 여기서 어느 한 종류에 의한 저항이 전체 전단저항의 2/3를 넘을 수는 없다. 이 때 V_c 는 단 한 번만 포함되 어야 한다.
- ⑨ 전단강도 V_s 는 $2/3\sqrt{f_{ck}}b_w d$ 이하로 해야 한다.

7.5 전단마찰

- (1) 이 규정은 해당되는 면에서 전단전달을 고려해야 하는 것이 적절한 경우에 적용된다. 이러한 면은 균열이 발생하거나 발생할 가능성이 있는 면, 서로 다른 재료간의 접촉면 또는 서로 다른 시기에 켜 콘크리트 사이의 접촉면이다.



- (2) 「(1)항」에서 기술된 전단전달을 받는 단면의 설계는 <식 (32)>에 기초를 두어야 하며, 이때 전단강도 V_n 은 「(3)항」이나 「(4)항」에 따라 계산해야 한다.
- (3) 균열은 해당 전단면(shear plane)에 걸쳐 발생한다고 가정해야 한다. 이 전단면상의 소요 전단마찰 철근단면적 A_{vf} 는 다음 「(4)항」에 따라 계산하거나 그 외의 전단전달 설계방법을 사용하여 계산하여도 좋으나, 이 때는 강도가 포괄적인 실험결과와 실질적으로 일치해야 한다. 전단전달 강도의 모든 계산은 「(4)항」의 규정을 적용해야 한다.

(4) 전단마찰 설계방법

- ① 전단마찰철근이 전단력 전달 면에 수직한 경우, 공칭전단강도 V_n 은 <식 (48)>로 계산해야 한다.

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (48)$$

여기서, μ 는 「③항」에 규정된 마찰계수이다.

- ② 전단마찰철근이 전단력 전달 면과 경사를 이루어 작용 전단력에 의해 전단마찰철근에 인장력이 일어날 때에 전단강도 V_n 은 <식 (49)>로 구해야 한다.

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (49)$$

여기서, α_f 는 전단마찰철근과 전단면 사이의 각이다.

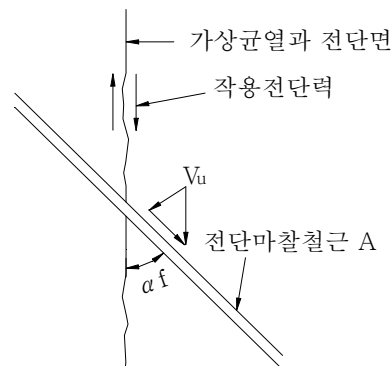


그림 2. 균열과 전단마찰철근

- ③ <식 (48)> 및 <식 (49)>에서 마찰계수 μ 는 다음 값이어야 한다.

- 가. 일체로 친 콘크리트 1.4λ
- 나. 「⑧항」에 따라 일부러 표면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트 1.0λ
- 다. 일부러 거칠게 하지 않는 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트 0.6λ
- 라. 전단연결재에 의하거나 철근에 의해 구조용 강재에 정착된 콘크리트(「⑧항」참조) 0.7λ

여기서, λ 는 f_{sp} 값이 규정되어 있지 않은 경우에 전경량 콘크리트에 대해서는 0.75,

모래경량콘크리트에 대해서는 0.85이며, 0.75에서 0.85 사이의 값은 모래경량콘크리트의 잔골재를 경량잔골재로 치환하는 체적비에 따라 직선보간하고, 0.85에서 1.0 사이의 값은 보통중량콘크리트의 굵은골재를 경량골재로 치환하는 체적비에 따라 직선보간한다. f_{sp} 값이 주어진 경우에는 $f_{sp}/(0.56\sqrt{f_{ck}})$ 로 계산하며, 1.0 이하의 값으로 한다.

- ④ 일체로 친 콘크리트나 「10.6.6 (5) ④ 아.항」에 따라 표면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 보통콘크리트의 경우, 전단강도 V_n 은 $0.2f_{ck}A_c$, 또한 $(3.3+0.08f_{ck})A_c$ (단위는 N) 이하로 하여야 한다. 그 밖의 경우 전단강도 V_n 은 $0.2f_{ck}A_c$, 또한 $5.5A_c$ 이하로 하여야 한다. 여기서 A_c 는 전단전달에 저항하는 콘크리트 단면의 면적이다. 강도가 서로 다른 콘크리트를 친 경우, 낮은 강도 콘크리트의 f_{ck} 값을 사용하여 전단강도 V_n 을 산정하여야 한다.
- ⑤ 전단마찰철근의 설계기준항복강도는 500 MPa 이하로 해야 한다.
- ⑥ 전단면상에 순인장력이 작용할 때는 이에 저항하기 위해서 철근을 추가로 두어야 한다. 한편 소요철근량 A_{vf} 를 계산할 때 전단면상의 영구적으로 작용하는 순압축력은 전단마찰철근이 저항하는 힘 $A_{vf}f_y$ 에 추가되는 힘으로 고려할 수 있다.
- ⑦ 전단마찰철근은 전단면에 걸쳐 적절하게 배치해야 하며, 철근 양쪽에 정착길이를 확보하거나 갈고리 또는 특수한 장치에 용접하여 철근이 설계기준항복강도를 발휘할 수 있도록 양측에 정착시켜야 한다.
- ⑧ 「7.5항」의 규정을 효과적으로 적용하기 위해서 이미 굳은 콘크리트에 새로운 콘크리트를 칠 때는 전단전달을 위한 접촉면은 깨끗하고 레이턴스가 없도록 해야 한다. μ 가 1.0 λ 와 같다고 가정하는 경우의 접촉면은 그 요철의 크기가 대략 6mm 정도 되도록 거칠게 만들어야 한다.
- ⑨ 스티드를 사용하거나 철근을 용접하여 구조용 강재와 콘크리트 사이에서 전단력이 전달되는 경우에는 강재는 깨끗하고 페인트가 묻어 있지 않아야 한다.

7.6 합성콘크리트 휨부재의 수평전단강도

- (1) 합성콘크리트 휨부재에서 수평전단력이 상호 연결된 요소들의 접촉면에서 충분히 전달되는지 여부를 확인해야 한다.
- (2) 계산결과가 다음 「⑥항」이나 「⑦항」의 규정에 부합되도록 계산된 경우를 제외하고, 수평전단에 대한 단면설계는 <식 (50)>에 따라야 한다.

$$V_u \leq \phi V_{nh} \quad (50)$$

여기서, V_{nh} 는 공칭 수평전단강도로서 다음과 같이 규정한다.

- ① 접촉면이 청결하고, 부유물이 없으며 표면을 거칠게 만들어진 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh} 는 $0.56b_v d$ 이하로 한다.



- ② 아래 「(3)항」에서 규정한 최소전단연결재가 있으며, 접촉면이 청결하고 부유물은 없으나 표면이 일부러 거칠게 만들어지지 않은 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh} 는 $0.56b_v d$ 이하로 한다.
- ③ 「(3)항」에 규정된 최소전단연결재가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 6mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh} 는 $(1.8 + 0.6 \rho_v f_y) \lambda b_v d$ 로 하며, $3.5b_v d$ 보다 크게 취할 수 없다. 여기서, ρ_v 는 $A_v/(b_v s)$ 이다.
- ④ 고려하는 단면에서 계수전단력 V_u 가 $\phi(3.5b_v d)$ 를 초과하는 경우, 수평전단력에 대한 설계는 「7.5항」의 전단마찰 규정에 부합되도록 해야 한다.
- ⑤ 「7.6항」에서 d 는 긴장재와 종방향 인장철근의 중심에서 압축측 연단까지의 거리이며, 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 $0.8h$ 이상이어야 한다.
- ⑥ 수평전단력은 합성부재의 임의 요소에서의 압축력이나 인장력의 실제 변화량을 계산하여 구하며, 이러한 힘은 이를 지지하는 요소에 수평전단력으로 전달할 수 있도록 조치하여야 한다. 계수수평전단력은 「(2)항」에 규정된 수평전단강도 ϕV_{nh} 이하이어야 한다. 이때, $b_v d$ 대신에 접촉면적 A_c 를 사용해야 한다.
- ⑦ 수평전단력에 저항하는 전단연결재를 「⑥항」에 만족되도록 설계할 때, 부재축을 따라 전단연결재의 간격과 단면적은 부재 내의 전단력 분포를 반영하여 결정하여야 한다.
- ⑧ 상호 연결된 요소사이에 접촉면을 가로질러 인장력이 존재할 경우에, 최소의 전단연결재가 「7.5 (5)항」에 따라 배치된 경우에만 접촉에 의한 전단전달을 허용해야 한다. 접촉면을 통과하는 철근 중 「7.5 (5)항」에 규정된 최소량을 초과하는 철근량의 매 %당 전단강도 V_{nh} 를 $0.004b_v d$ 씩 증가시켜도 좋다.

(3) 수평전단에 대한 연결재

- ① 수평전단력을 전달시키기 위해 전단연결재를 사용할 경우가 요구될 경우에는 연결재를 상호 연결된 요소사이에 두어야 하며, 이 연결재의 단면적은 $0.0625 \sqrt{f_{ck}} (b_w s / f_{yt})$ 이상으로 하고, $0.35b_w s / f_{yt}$ 보다 적어서는 안 된다. 또한 연결재의 간격은 지지요소의 최소 치수의 4배, 또한 600mm이하이어야 한다.
- ② 수평전단력에 대한 전단연결재로는 단일철근이나 철선, 다중 스티럽 또는 용접철망의 수직철근 등이 사용될 수 있다.
- ③ 모든 전단연결재는 모두 문힘길이나 갈고리로 상호 연결된 요소들에 충분히 정착되어야 한다.

7.7 슬래브와 기초판에 대한 전단 설계

- (1) 집중하중이나 반력 부근에서의 슬래브와 기초판의 전단설계는 다음 두 가지 조건 중 불리한 경우에 대하여 검토하여야 한다.

- ① 슬래브 또는 기초판이 폭이 넓은 보와 같이 휨거동을 할 때, 설계위험단면은 전체 폭으로 이루어진 단면으로 하고 「7.1항」에서 「7.4항」까지의 규정에 따라 설계해야 한다. 그러나 말뚝으로 지지된 확대기초에서는 위험단면의 전단력은 「KR C-10040 7항」에 따라 결정되어야 한다.
 - ② 슬래브 또는 기초판이 2방향으로 휨거동을 할 때, 슬래브로 작용함으로써 슬래브의 면에 수직인 위험단면이 집중하중이나 반력을 받는 면적의 주위에 걸쳐 연장되는 경우에는 슬래브 또는 기초판은 「(1)항」과 「(3)항」에 따라 설계해야 한다. 이 때 위험단면의 둘레길이 b_0 는 최소로 되어야 하나, 집중하중, 반력구역, 기둥, 기둥머리 또는 지판 등의 경계로부터 $d/2$ 보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.
 - ③ 「②항」의 경우, 사각형 형태의 기둥, 집중하중 또는 반력구역에 대한 전단위험단면은 네 변에 나란한 직선으로 정의할 수 있다.
- (2) 2방향으로 거동하는 슬래브 또는 기초판의 설계는 <식 (32)>와 <식 (33)>에 근거하여야 한다. 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c 는 「①항」및 「②항」에 따라 구하여야 한다. 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_s 는 「(3)항」에 따라 구해야 한다. 전단머리 또는 확대머리 전단스터드가 배치된 슬래브의 V_n 은 「(4)항」 또는 「(5)항」에 따라 각각 구하여야 한다. 슬래브-기둥 접합부 또는 기초판-기둥 접합부에 뚫림전단과 휨 모멘트가 함께 작용하는 경우에는 「(2)항」과 「(7)항」의 규정을 모두 만족하도록 설계하여야 한다.
- ① 철근콘크리트 슬래브와 기초판에 대한 공칭전단강도 V_c 는 <식 (51)>에 의해 계산한다.

$$V_c = v_c b_0 d \quad (51)$$

$$v_c = \lambda k_s k_{b0} f_{te} \cot \psi (c_u / d) \quad (52)$$

여기서, v_c 는 콘크리트 재료의 공칭전단응력강도, b_0 는 「7.7 (1) ②항」에서 정의되는 위험단면의 둘레길이, λ 는 경량콘크리트계수, k_s 는 슬래브의 두께계수 그리고 k_{b0} 는 위험단면 둘레길이의 영향계수, f_{te} 은 압축대 콘크리트의 인장강도, ψ 는 슬래브 휨 압축대의 균열각도, c_u 는 압축철근의 영향을 무시하고 계산된 슬래브 위험단면 압축대 깊이의 평균값 그리고 f_{cc} 는 위험단면의 압축대에 작용하는 평균 압축응력이다.

$$k_s = (300/d)^{0.25} \leq 1.0 \quad (53)$$

$$k_{b0} = 4 / \sqrt{\alpha_s (b_0/d)} \leq 1.25 \quad (54)$$

$$f_{te} = 0.21 \sqrt{f_{ck}} \quad (55)$$

$$\cot \psi = \sqrt{f_{te} (f_{te} + f_{cc})} / f_{te} \quad (56)$$

$$c_u = d [25 \sqrt{\rho / f_{ck}} - 300 (\rho / f_{ck})] \quad (57)$$

$$f_{cc} = (2/3) f_{ck} \quad (58)$$



<식 (53)>에서 d 의 단위는 mm이다. α_s 는 내부 기둥에 대하여 1.0, 외부기둥(모서리 기둥 제외)에 대하여 1.33, 모서리 기둥에 대하여 2.0이다. <식 (57)>은 $\rho \leq 0.03$ 의 범위에서 사용할 수 있으며, ρ 가 0.005 이하인 경우 0.005를 사용할 수 있다.

- ② 2방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브와 기초판의 기둥 주위의 공칭전단강도 V_c 는 <식 (59)>로 계산해야 한다.

$$V_c = v_c b_0 d + V_p \quad (59)$$

여기서, b_0 는 「7.7 (1) ②항」에서 정의되는 위험단면의 둘레길이, V_p 는 위험단면에서 모든 유효프리스트레스 힘의 수직성분이다. v_c 는 <식 (52)>에서 계산한다. 이때 c_u 는 슬래브의 위험단면 압축대 깊이의 평균값으로서, 압축철근의 영향을 무시하고 위험단면에 작용하는 프리스트레스 압축력의 영향을 고려하여 단면해석을 통하여 계산한다.

- ③ 다음 「가.나.다.항」을 만족하는 경우 전단강도는 <식 (59)>에 따라 구할 수 있다. 그렇지 않은 경우는 위의 「①항」의 규정을 적용하여야 한다.

가. 기둥단면의 어느 부분도 불연속단부터 슬래브 두께의 4배 이내에 있지 않아야 하고,

나. f_{ck} 는 35 MPa 이하로 하여야 하며,

다. 각 방향의 프리스트레스 압축응력 f_{pc} 는 0.88 MPa 이상이어야 하고 3.5 MPa 이하이어야 한다.

- ④ 공칭전단강도 V_c 는 $0.34f_{ck}b_0c_u$ 이하이어야 한다. 여기서, b_0 는 위의 「7.7 (1) ②항」에서 정의된 위험단면의 둘레길이이다.

- ⑤ 슬래브-기둥 접합부에서 계수전단력 V_u 를 계산할 때에는 각 기둥면에서 $0.5d$ 내에 재하되는 등분포하중의 영향을 무시할 수 있다. 기초판-기둥 접합부의 경우에는 기둥면에서 $0.75d$ 내에 재하되는 등분포 지반력의 영향을 무시할 수 있다.

- (3) 철근이나 철선으로 구성되는 전단철근과 한 가닥 또는 여러 가닥의 스티럽은 다음의 규정에 따라 d 가 150 mm 이상이고 전단철근의 지름의 16배 이상인 슬래브와 기초판에 적용될 수 있다. 전단철근은 다음의 「가.항」부터 「라.항」까지 규정에 따라 설계하여야 한다.

- ① 전단강도 V_n 은 <식 (33)>으로 계산해야 하며, 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c 는 <식 (51)>과 <식 (59)>로 구하며, 전단철근에 의한 공칭전단강도 V_s 는 <식 (60)>에 따라 구해야 한다.

$$V_s = \frac{0.5A_v f_{yt} d}{s} \quad (60)$$

여기서, A_v 는 전단위험단면에 따라 배치된 모든 전단철근의 단면적이다. f_{yt} 는 400 MPa을 초과할 수 없다.

- ② 공칭전단강도 V_n 은 $0.34f_{ck}b_0c_u$ 이하이어야 한다. 여기서 b_0 는 「10.6.6 (7) ① 나.항」에서 정의된 위험단면의 둘레길이이다.

- ③ 기둥면과 기둥 주위를 감싸는 첫 번째 열 스테럽 사이의 간격은 $d/2$ 이하이어야 한다. 첫 번째 열에서 기둥면의 평행방향의 스테럽 다리 사이의 간격은 $2d$ 이하이어야 한다. 스테럽 열 사이의 간격은 기둥면에 직각방향으로 $d/2$ 이하이어야 한다.
- ④ 슬래브 전단철근은 단면 상, 하에서 충분히 정착되어야 한다. 스테럽은 「7.항」에서 제시하는 정착 요건을 만족시켜야 하며 길이방향 휨철근을 둘러싸야 한다.

7.8 박스형 암거슬래브의 전단

- (1) 박스형 암거슬래브의 전단강도 V_c 는 그 위에 채움흙 높이가 60mm 이상의 경우 <식 (61)>에 의해 계산해도 좋다.

$$V_c = \left(0.178 \sqrt{f_{ck}} + 32.4 \frac{\rho V_u d}{M_u} \right) b d \quad (61)$$

- (2) 그러나 V_c 는 $\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b d$ 를 초과할 수 없다. 다만, 단일 사각형 암거에 대해서만은 벽체와 일체로 된 슬래브의 V_c 는 $0.25 \sqrt{f_{ck}} b d$ 보다 작게 취할 필요는 없으며, 또 단순 지지된 슬래브의 V_c 는 $0.20 \sqrt{f_{ck}} b d$ 보다 작게 취할 필요는 없다. M_u 와 V_u 는 고려되는 단면에서 동시에 발생하는 계수단면력으로서 $V_u d / M_u$ 의 값은 1.0보다 크게 취하여서는 안 된다.

7.9 브래킷 및 내민받침의 전단

- (1) 「7.9항」의 규정은 전단경간에 대한 깊이의 비 a_v/d 가 1.0이하이고, V_u 보다 크지 않은 계수수평인장력 N_{uc} 를 받는 브래킷과 내민받침의 설계에 적용해야 한다. 이때 유효 깊이 d 의 크기는 기둥면에서 측정한 값이다. 전단경간에 대한 깊이의 비 a_v/d 가 2 이하인 경우는 스트럿-타이 모델 해석을 이용하여 설계할 수 있다.
- (2) 지압면의 외측단의 깊이를 적어도 $0.5d$ 이상으로 해야 한다.
- (3) 받침부 면의 단면은 계수전단력 V_u 와 계수모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ 및 계수수평인장력 N_{uc} 를 동시에 견디도록 설계해야 한다. h 는 받침부 면의 총높이 이다.
- ① 「7.9항」에 따른 모든 설계에서 모든 단면력에 대한 계산에서는 강도감소계수 ϕ 를 전단강도에 대한 강도감소계수 0.75로 취해야 한다.
- ② 전단력 V_u 에 저항할 전단마찰철근 A_{vf} 의 설계는 「7.5항」에 따라야 한다. 보통중량콘크리트에 대한 전단강도 V_n 은 $0.2 f_{ck} b_w d$, $(3.3 + 0.08 f_{ck}) b_w d$ 및 $11 b_w d$ 중 가장 작은 값을 초과할 수 없다. 전 경량 콘크리트 또는 모래 경량 콘크리트에 대한 전단강도 V_n 은 $(0.2 - 0.07 a_v/d) f_{ck} b_w d$ 와 $(5.6 - 2.0 a_v/d) f_{ck} b_w d$ 중의 작은 값을 초과할 수 없다.
- ③ 계수휨모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ 에 저항할 철근 A_f 는 「4.항 및 5.항」에 따라 구해야 한다.
- ④ 계수인장력 N_{uc} 에 저항할 철근 A_n 은 $N_{uc} \leq \phi A_n f_y$ 로부터 결정해야 한다. 인장력 N_{uc} 는 브래킷 또는 내민받침 위에 놓이는 부재가 인장력을 피하도록 특별한 장치가 마련되어 있지 않은 한 N_{uc} 를 $0.2 V_u$ 이상으로 하여야 한다. 이때 인장력 N_{uc} 는 이 인장력이 비록 크리프, 건조수축 또는 온도변화에 기인한 경우라도 활하중으로 간주해야 한다.



- ⑤ 주인장철근의 단면적 A_s 는 $(A_f + A_n)$ 와 $(2A_{vf}/3 + A_n)$ 중에서 큰 값 이상이어야 한다.
- (4) A_s 와 나란한 폐쇄스터럽이나 띠철근의 전체 단면적 A_h 는 $0.5(A_s - A_n)$ 이상이어야 하고 A_s 에 인접한 유효깊이의 2/3내에 균등하게 배치해야 한다.
- (5) 주인장철근의 철근비 A_s/bd 를 $0.04(f_{ck}/f_y)$ 이상으로 해야 한다.
- (6) 브래킷 또는 내민받침의 전면에서 주인장철근 A_s 를 다음 방법 중 한 방법에 의해 정착시켜야 한다.
 - ① 적어도 같은 크기의 횡방향철근에 구조적으로 용접되어야 하며, 이러한 용접은 주인장철근 A_s 의 명시된 설계기준항복강도를 발휘할 수 있도록 설계되어야 한다.
 - ② 주인장철근은 자유단에서 수평으로 구부려 지지부재에 정착되도록 해야 한다. 수평 갈고리 형태가 되도록 구부린다.
 - ③ 그 외 확실한 정착방법을 사용해야 한다.
- (7) 브래킷 또는 내민받침 위에서 하중이 작용하는 하중의 지압면은 주인장철근 A_s 의 직선부분 보다 나와 있지 않아야 하며, 또 횡방향 정착철근을 사용하는 경우에는 이 철근의 내측면보다 나와 있지 않아야 한다.

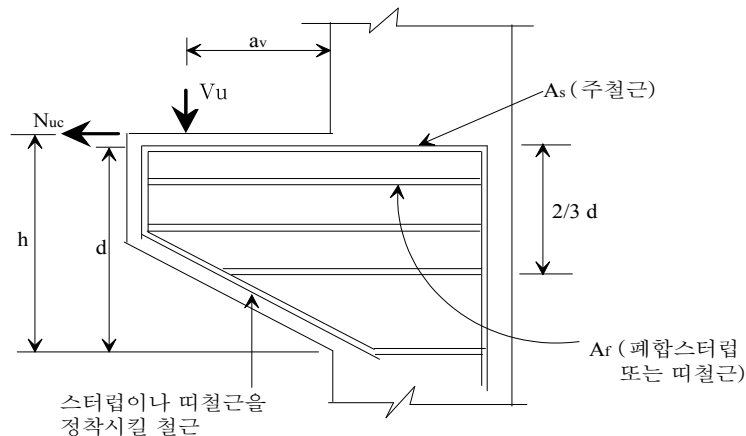


그림 3. 브래킷 및 내민받침의 전단

7.10 깊은 보에 대한 전단설계

- (1) 다음의 규정은 l_n 이 부재 깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재 깊이의 2배 거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용된다. 또한, 「KR C-10040 13.1 (5)항」도 참고해야 한다.
- (2) 깊은 보의 깊은보의 설계에서 허용된 비선형해석 또는 스트럿-타이 모델 설계절차에 따라야 한다.
- (3) 깊은 보의 V_n 은 $(5\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)b_w d$ 는 이하이어야 한다.
- (4) 횡인장철근과 직각인 수직전단철근의 단면적 A_v 는 $0.0025b_w s$ 이상으로 해야 하며, s 는

$d/5$ 이하, 또한 300mm 이하로 해야 한다.

- (5) 휨인장철근과 평행한 수평전단철근의 단면적 A_{vh} 는 $0.0015b_ws_h$ 이상으로 해야 하며, s_h 는 $d/5$ 이하, 또한 300mm 이하로 해야 한다.
- (6) 「(4), (5)항」에 의한 최소철근 대신 스트럿-타이 모델 해석을 만족하는 철근을 배치할 수 있다.

8. 비틀림에 대한 설계

- (1) 비틀림에 대한 설계는 박벽관(thin-walled tube), 즉, 공간 트러스 해석에 의하여 한다. 비틀림을 받는 부재는 단면의 중앙부가 무시되는 박벽관으로 가정해야 한다. (<그림 4> 참조)

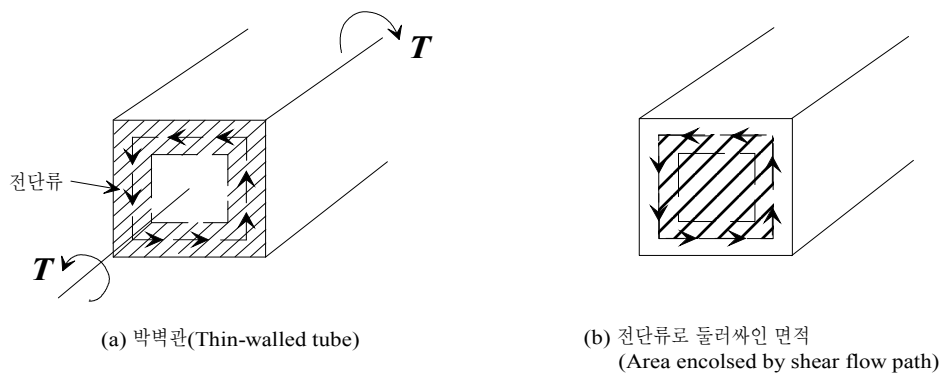


그림 4. 박벽관(thin-walled tube)

- (2) 비틀림이 고려되어야 하는 경우

- ① 비틀림은 계수 비틀림모멘트 T_u 가 $T_{cr}/4$ 보다 작은 경우 무시될 수 있다. T_{cr} 은 비틀림 균열모멘트로서 주인장응력이 $\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}$ 에 도달할 때에 상응한다. 프리스트레싱되지 않은 부재의 비틀림 균열모멘트는 <식 47>과 같다.

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (47)$$

- ② 여기서, p_{cp} 는 전단면의 둘레의 길이이며 A_{cp} 는 콘크리트 단면의 바깥 둘레로 둘러싸인 단면적으로, 뚫린 단면에서는 뚫린 면적을 포함해야 한다. 프리스트레스트 부재의 비틀림 균열모멘트는 <식 (48)>와 같다.

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (48)$$

- ③ 따라서 다음과 같은 경우는 비틀림에 대한 고려를 설계시 무시할 수 있다.
가. 프리스트레싱되지 않은 경우



$$T_u < \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (49)$$

나. 프리스트레스트 콘크리트 부재의 경우

$$T_u < \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (50)$$

다. 축방향 인장 및 압축을 받는 철근콘크리트 부재의 경우

$$T_u < \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{\frac{A_g}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (51)$$

④ 슬래브와 일체로 타설된 경우의 부재에서, A_{cp} 와 p_{cp} 를 계산할 때 필요한 내민 플랜지의 폭은 「KR C-10050 4항」에 따라야 한다.

(3) 계수비틀림모멘트 - 계수비틀림모멘트 T_u 가 평형을 유지해야 하고, 「8(1)항」의 최소값을 초과하면 부재는 비틀림모멘트에 저항하도록 설계되어야 한다.

① 내력의 재분배로 인해 비틀림모멘트의 감소가 발생할 수 있는 부정정 구조물의 경우, 최대 계수비틀림모멘트 T_u 는 다음과 같이 감소되어도 좋다.

가. 철근콘크리트 부재의 경우(「(2) ②항」에서 설명한 단면)

$$\phi \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (52)$$

나. 프리스트레스트 부재의 경우(「(2) ③항」에서 설명한 단면)

$$\phi \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (53)$$

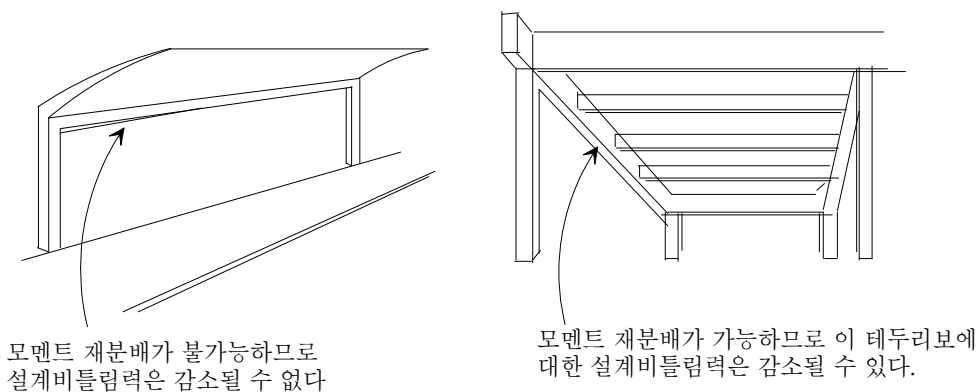


그림 5. 비틀림모멘트의 재분배

② 프리스트레싱되지 않은 부재에서는, 지점으로부터 d 이내에 위치한 단면의 설계를

할 때 d 에서 계산된 T_u 보다 작지 않게 설계해야 한다. 만일 d 이내에서 집중비틀림이 발생하면 설계의 임계단면은 지점면이 된다.

- ③ 프리스트레스트 부재에서 지점으로부터 $h/2$ 이내에 위치한 단면의 설계를 할 때 $h/2$ 에서 계산된 T_u 보다 작지 않게 설계해야 한다. 만일 $h/2$ 이내에서 집중비틀림이 발생하면 설계의 임계단면은 지점면이 된다.

(4) 비틀림모멘트 강도

- ① 단면의 치수는 2가지 이유로 제한할 수 있다. 첫째, 보기좋은 균열을 감소시키고 둘째, 전단과 비틀림의 경사압축응력에 의한 표면 콘크리트의 파괴를 방지하기 위해서이다.

가. 속찬 단면(solid section)

이 단면에서 전단에 의한 응력은 단면의 전(全) 폭에 걸쳐서 발생하지만, 비틀림에 의한 응력은 박벽관에 의해 저항한다고 가정해야 한다. 따라서 전단에 의한 응력과 비틀림에 의한 응력 사이에 <식 (54)>와 같은 타원의 관계를 규정해야 한다.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f_{ck}}}{3} \right) \quad (54)$$

나. 속빈 단면(hollow section)

이 단면에서는 전단과 비틀림에 의해 발생한 전단응력이 <그림 6>과 같이 직접 더해진다. 따라서 전단에 의한 응력과 비틀림에 의한 응력 사이에 <식 (55)>과 같은 선형의 관계를 규정해야 한다.

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f_{ck}}}{3} \right) \quad (55)$$

여기서, V_c 는 전단에 대한 콘크리트의 저항이다. 그리고 <식 (55)>을 속빈 단면에 적용할 때 실제 벽의 두께 t 가 A_{oh}/p_h 보다 작은 경우에는 A_{oh}/p_h 대신 실제 벽의 두께가 사용되어야 한다.

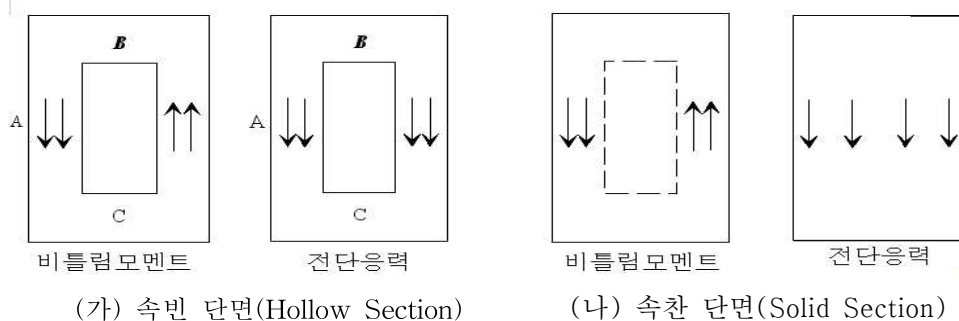


그림 6. 전단응력과 비틀림응력의 합

- ② 만일 속빈 단면의 주위로 벽의 두께가 변한다면 <식 (55)>은 좌변이 최대가 되는



위치에서 계산되어야 한다.

- ③ 만일 벽의 두께가 A_{oh}/p_h 보다 작다면, <식 (55)>의 둘째 항을($T_u/1.7A_{oh}t$)로 해야 한다. 여기서 t 는 응력이 계산되는 위치에서 속빈 단면의 벽의 두께이다.
- ④ 프리스트레싱되지 않은 비틀림 철근의 설계항복강도는 400MPa를 넘지 않아야 한다. 비틀림에 필요한 철근량은 <식 (56)>로부터 결정된다.

$$\phi T_n \geq T_u \quad (56)$$

- ⑤ 계수비틀림 저항 ϕT_n 은 계수하중에 의한 비틀림 T_u 이상이라야 한다. T_n 을 계산할 때는 모든 비틀림이 스티럽과 주철근에 의해 저항되고 $T_c=0$ 이라고 가정해야 한다. 동시에 콘크리트에 의한 전단저항 V_c 는 비틀림에 의해서 변하지 않는다고 가정해야 한다.
- ⑥ 비틀림에 대한 횡철근은 <식 (57)>을 이용하여 설계해야 한다.

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta \quad (57)$$

여기서, $A_o = 0.85A_{oh}$ (단순화를 위한 가정)

$A_{oh} =$ <그림 7>과 같이 비틀림 저항철근의 중심선으로 폐합된 면적

$\theta =$ 압축경사각으로 $30^\circ \sim 60^\circ$

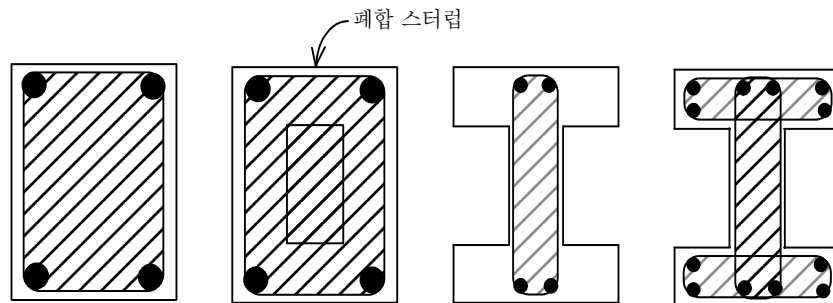
프리스트레싱되지 않은 부재나 프리스트레싱 힘이 주철근의 인장강도의 40% 이하인 경우는 45°

프리스트레싱 힘이 주철근의 인장강도의 40% 이상인 경우는 37.5°

- ⑦ 비틀림에 저항하기 위한 종방향 철근량은 <식 (58)>값 이상이라야 한다.

$$A_t = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \cot^2 \theta \quad (58)$$

여기서, θ 는 <식 (57)>에 사용된 값이며, A_t/s 값은 <식 (57)>에서 계산되는 값으로써 최소 비틀림 철근량의 규정에 의해 수정되지 않는다.



$A_{oh} =$ 폐합단면

그림 7. A_{oh} 의 정의

- ⑧ 부재가 휨, 전단, 비틀림, 축력을 동시에 받을 때는 주철근과 횡철근량을 각각 구하

여 중첩해야 한다. 이때 철근간격과 배치의 제한사항은 만족되어야 한다.

- ⑨ 휨을 받는 부재에서는 휨에 의한 압축을 고려하기 위해 휨압축 영역의 종방향 비틀림 철근의 면적을 $M_u/(0.9df_{yl})$ 만큼 줄여도 된다. 여기서 M_u 는 T_u 와 함께하는 단면에서의 계수모멘트이다. 이때 필요한 철근량은 최소 비틀림 철근량의 규정을 만족시켜야 한다.
- ⑩ 프리스트레스트 부재에서는
- 가. 각 단면에서의 PS강재를 포함한 총 종방향 철근이 그 단면에서의 계수모멘트와 그 단면에서의 계수비틀림에 근거한 추가적인 집중 종방향 인장력 $A_t f_{yl}$ 에 저항할 수 있어야 한다.
- 나. PS강재를 포함한 종방향 철근의 간격은 비틀림 철근의 간격에 관한 규정을 만족시켜야 한다.
- ⑪ 프리스트레스트 부재는 휨에 의한 압축영역에서 종방향 비틀림 철근의 면적을 「⑨항, ⑩항」에서 요구한 양 이하로 줄일 수 있다.

(5) 비틀림 철근의 상세

- ① 비틀림 철근은 종방향 철근 또는 PS강재와 다음 중 선택된 것들로 구성된다.
- 가. 부재축에 수직인 폐쇄스터립 또는 폐쇄띠철근
- 나. 부재축에 수직인 횡방향 강선으로 구성된 폐쇄용접철망
- 다. 프리스트레싱되지 않은 부재에서 나선철근
- ② 횡방향 비틀림 철근은 다음 중의 하나로 정착된다.
- 가. 종방향 철근 주위의 135°로 꺾인 표준갈고리에 의해 정착
- 나. 철근상세에 의하면 정착부 근처의 콘크리트는 플랜지나 슬래브 또는 유사한 부재에 의하여 파괴가 억제된다.
- ③ 종방향 비틀림 철근은 양단에 정착되어야 한다.
- ④ 속빈 단면의 비틀림에서는 횡방향 비틀림 철근의 중심선에서 단면 내벽까지의 거리가 $0.5A_{oh}/p_h$ 이상이 되어야 한다.

(6) 최소 비틀림 철근

- ① 비틀림 철근의 최소면적은 계수 비틀림모멘트 T_u 가 「7.1항」에 규정된 값을 초과하는 경우 모든 영역에서 확보되어야 한다.
- ② 「①항」에 의해 비틀림 철근이 요구되는 경우, 횡방향 폐쇄스터립의 최소면적은 <식 (59)>에 의하여 계산된다.

$$(A_v + 2A_t) = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (59)$$

다만 $0.35b_w s/f_{yt}$ 이상이어야 한다.

- ③ 「①항」에 의하여 비틀림 철근이 요구되는 경우, 종방향 비틀림 철근의 총면적은 <식 (60)>에 의하여 계산된다.



$$A_{t,\min} = \frac{0.42 \sqrt{f_{ck}} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (60)$$

여기서, A_t/s 는 $0.175b_w/f_{yt}$ 보다 작아서는 안 된다.

(7) 비틀림 철근의 간격

- ① 횡방향 비틀림 철근의 간격은 $p_h/8$ 또는 300mm 중 작은 것보다 커서는 안 된다.
- ② 비틀림에 대해 필요한 종방향 철근은 최대간격 300mm인 페쇄스터럽의 주변을 둘러서 배치해야 한다. 종방향 철근이나 PS강재는 스테럽의 내부에 배치되어야 하며 스테럽의 각 모서리에는 적어도 하나의 주철근 또는 PS강재가 있어야 한다. 종방향 철근은 스테럽 간격의 적어도 1/24 이상이 되어야 하며, D10이상이어야 한다.
- ③ 비틀림 철근은 이론적으로 필요한 위치로부터 적어도 $(b_t + d)$ 이상의 거리에 설치되어야 한다.

9. 지압강도

- (1) 콘크리트의 설계지압강도는 아래 「(2)항, (3)항」 및 「(4)항」 경우를 제외하고는 $\phi(0.85f_{ck}A_1)$ 을 초과할 수 없다. 여기서 A_1 은 재하면적이다.
- (2) 지지표면이 재하면보다 모든 측면에서 큰 경우에는 설계지압강도는 $\sqrt{A_2/A_1}$ 을 곱한 값을 사용할 수 있으며, $\sqrt{A_2/A_1}$ 의 값은 2.0이하라야 한다. 여기서 A_2 는 재하면과 닮은 꼴이고 중심이 같은 지지표면 일부분의 최대면적이다.
- (3) 지지표면이 경사지거나 층을 이루고 있는 경우에는 재하면으로부터 수직과 수평을 1:2의 비율로 경사를 그렸을 때 형성되어 지지부내에 포함되는 가장 큰 절두체(截頭體)의 밑면적을 A_2 로 취해야 한다.
- (4) 재하면이 처짐이나 편심하중으로 인하여 재하면의 단에서 큰 지압응력이 발생하는 경우에는 위의 「(1)항, (2)항」 및 「(3)항」에서 구한 설계지압강도에 0.75를 곱해야 한다.

해설 1. 보의 휨해석

1. 설계개념

과거 설계방법 및 절차는 하중에 의한 작용력의 해석과 재료의 강도에 대한 기술자의 경험에 기초하였으나, 해석기술이 향상되고 재료의 품질관리가 향상됨에 따라 많은 변화를 거치며 발전해왔다. 종래에는 허용응력설계법(ASD ; Allowable Stress Design)이 유일한 설계법이었으며 현재까지도 설계에 적용되고 있다.

1960년대 초반부터 강재에는 소성설계법(Plastic Design)이, 콘크리트에는 강도설계법(SD ; Strength Design)이 선진국의 시방서에 채택되기 시작하였고, 1980년대에 이르러 명칭은 다르지만 원칙적으로 구조신뢰성이론에 기초한 동일한 설계이론인 하중저항계수설계법(LRFD ; Load and Resistance Factor Design)과 한계상태설계법(LSD ; Limit State Design)이 미국과 유럽을 비롯한 선진각국의 설계방법으로 일반화되고 있을 뿐만 아니라 이러한 설계법으로 설계기준을 통일하려는 움직임이 국제적으로 활발히 진행되고 있다.

우리나라도 1983년부터 콘크리트 구조물에는 강도설계법을 채택하고, 1996년 발행된 콘크리트표준시방서와 2007년 개정된 콘크리트구조설계기준[이후 콘·설로 표기]에서는 강도설계법을 원칙으로 하고 있다. 강구조물에 대해서는 아직도 허용응력설계법이 사용되고 있으나, 2009년 발행된 도로교표준시방서의 부록에 하중저항계수설계법을 도입하여 참고하도록 하였다.

따라서 본 절에서는 설계법의 기초개념과 관련 설계기준에 대하여 간략하게 요약하였다.

1.1 허용응력설계법

허용응력설계법은 재료가 공칭항복강도에 도달하면 파괴가 일어난다고 가정하여 이상적인 Hooke의 법칙, 즉 선형탄성거동에 의한 구조물내의 응력이 허용응력을 넘을 수 없다는 가정에 기초를 두고 있어 일명 탄성설계법(Elastic Design)이라고도 한다. 허용응력은 재료와 단면성질·사용하중·2차응력·잔류응력 등에 대해 충분한 여유를 두고 과거의 경험으로부터 결정된다. 일반적으로 사용하중 하에서 구조물이 거의 탄성적으로 거동하는 강구조물의 설계에서는 아직까지 탄성이론에 의한 허용응력설계법이 많이 이용되고 있으며, 재료적 비탄성거동을 하는 콘크리트구조물에서도 ① 변형은 중립축으로부터 거리에 비례하며, ② 콘크리트의 탄성계수는 일정하고, ③ 콘크리트의 휨인장응력은 무시한다는 세 가지 가정을 전제로 하여 콘크리트를 탄성체로 보고 탄성이론을 적용한다. 대부분의 기준은 항복점의 응력을 적당한 안전율로 나누어줌으로써 최대허용응력을 결정하고 있는데, 이때의 안전율은 식 (8.4.1)과 같이 규정함으로써 얻어진다.



설계기준이 이와 같이 안전율 $n(\geq 1)$ 만큼 허용되는 응력의 한계를 설정했기 때문에 허용응력설계라고 불리게 되었다.

$$\begin{aligned} \text{안전율} &= \frac{\text{저 항}(R)}{\text{하중효과}(Q)} \\ &= \frac{\sigma_y}{\sigma_y/n} = n \end{aligned} \quad (61)$$

허용응력설계법은 초창기의 정역학적 정정인 강구조물의 설계를 위해 개발되었으므로 다른 재료와 다른 수준의 여유성(Redundancy)을 갖는 구조에는 명료하게 반드시 적용되지는 않는다. 따라서, 철근콘크리트구조물의 설계에서는 재료의 비선형·비탄성거동을 이해하고 오래 전부터 강도설계법을 사용했다. 이는 콘크리트의 물성이 시간과 주어진 조건에 따라 변하는 비선형재료이므로 재료물성을 정확히 추정할 수 없지만 조건에 무관하게 비교적 정확히 규명할 수 있는 유일한 값이 한계상태에서의 콘크리트강도, 즉 극한강도(Ultimate Strength)이기 때문이다.

허용응력설계법과 관련하여 강교와 강교각은 이 설계법을 따르고 콘크리트교와 콘크리트 교대, 교각 등은 원칙적으로 강도설계법을 따르되 허용응력설계법도 사용할 수 있도록 규정하고 있다.

1.2 강도설계법

강도설계법은 앞에서 간략하게 기술한 바와 같이 부재의 파괴상태 또는 파괴에 가까운 상태에 기초한다. 따라서, 구조부재의 가장 중요한 성질은 그 부재의 실제 강도이다. 그러나 설계시 사용하는 공칭강도는 이러한 실제 강도와 다를 수밖에 없으며 이는 실제 시공된 구조물과 실재료 강도의 불가피한 변동성과 기타의 여러 가지 이유 때문이다. 뿐만 아니라 작용하는 하중 역시 어떤 범위의 오차를 가지고 어느 정도 예측할 수 있을 뿐이지 작용하중의 실제 크기는 알지 못한다.

따라서, 구조부재가 안전하기 위해서는 공칭강도 S_n 은 예상되는 강도의 결함을 고려하여 강도감소계수 ϕ 에 의하여 감소시켜야 하고, 설계기준에 규정된 설계하중 L 은 있을 수 있는 초과하중을 고려하여 하중계수 γ 에 의하여 증가시켜야 한다. 따라서 식 (8.4.2)와 같은 관계가 만족되어야 한다.

$$\phi S_n \geq \sum \gamma_i L_i = \gamma_d D + \gamma_l L = U \quad (62)$$

여기서, D : 사용 고정하중(Service dead load)에 의한 단면력

L : 사용활하중(Service Live Load)에 의한 단면력

γ_d, γ_l : 각 하중에 대한 하중계수

ϕS_n : 설계강도(Design Strength)

U : 소요강도(Required Strength) 또는 계수화된(Factored) 설계작용 외력

사용하중(Service Load)이란 하중계수를 곱하기 전의 하중으로서 공용하중 또는 실 작용하중이라고도 하며 허용응력설계법에서의 설계하중과 같은 크기의 하중이다. 설계강도가 계수화된 작용외력(극한외력)보다 크게 되도록 설계하는 것이 강도설계법(StrengthDesign)이라 한다.

소요강도는 사용하중에 하중계수를 곱해서 구하기 때문에 이 설계법을 하중 계수설계법(Load Factor Design)이라고도 한다.

2. 보의 휨 해석

휨과 축방향력을 갖는 부재의 강도설계는 다음의 평형조건과 변형률의 적합조건을 만족시켜야 한다.

- (1) 철근과 콘크리트의 변형률은 중립축에서의 거리에 직접 비례하여야 한다.
- (2) 콘크리트의 압축연단에서 이용할 수 있는 최대변형률인 극한변형률은 0.003으로 가정하여야 한다.
- (3) 사용철근의 응력이 항복응력 f_y 이하일때 철근의 응력은 그 변형률의 E_s 배로 취한 철근의 변형률이 항복변형률(ϵ_y)보다 클 경우에는 변형률에 관계없이 f_y 와 같다고 가정하여야 한다.
- (4) 콘크리트의 인장강도는 철근콘크리트의 휨계산에서 무시하여야 한다.
- (5) 콘크리트의 포물선형, 기타 어느 형상으로든지 가정할 수 있으나, 적절한 시험에 의해 그 강도를 미리 알아 낼 수 있는 것이라야 한다.
- (6) 콘크리트 압축응력의 분포는 다음에 정의되는 등가(等價) 직사각형 응력분포로 생각해도 좋다. 즉, 콘크리트의 압축응력이 $0.85 f_{ck}$ 로 균등하고, 이 응력은 최대 압축변형률이 발생하는 연단에서 $a = \beta_1 c$ 까지의 부분에 등분포한다고 가정하여야 한다. 여기서, c 는 최대압축변형률이 발생하는 연단에서 중립축까지의 수직거리이고, β_1 은 f_{ck} 가 28MPa까지의 콘크리트에서는 0.85이고, 28MPa에서 1MPa씩 증가하는데 따라 0.85의 값을 0.007씩 감소시켜야 한다. 다만, β_1 의 값은 0.65 이상이라야 한다.

3. 설계 휨강도 및 단면설계

단면의 설계단면력은 규정된 설계 하중조합에 의한 계수하중을 저항하는데 필요한 강도이다. 구조물과 구조부재의 모든 단면은 적어도 설계단면력과 같은 크기의 설계강도를 가져야 한다. 강도설계법의 기본 요구조건은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{설계강도} \geq \text{설계단면력}$$

강도설계법에서는 구조물의 안전여부를 두 가지 방법으로 제시하고 있다. 첫째, 설계 단면력은 과중하중 및 구조해석상의 단순화 가정과 같은 가능한 요인들에 기인하는



초과하중 영향을 고려하는 하중계수를 사용하중에 곱함으로써 계산된다. 둘째, 구조요소의 설계강도는 공칭강도에 1.0보다 작은 값인 강도감소계수 ϕ 를 곱함으로써 계산된다. 강도감소계수는 설계계산상의 불확실량과 부재의 다양한 형식에 대한 상대적 중요도, 그리고 재료의 실제강도 및 실제 단면치수와 제작시공기술 등에 관련된 다소의 불리한 오차들이 개별적으로 허용한계내에 있더라도 총체적으로 결합시 부재의 강도감소를 초래할 가능성에 대비한 것이다.

해설 2. 전단 및 비틀림

1. 설계개념

이 기준은 강도설계법에 의한 전단 및 비틀림을 받는 철근콘크리트 부재의 설계에서 요구되는 전단강도에 관한 기본사항을 제시한 것으로서, 이외의 상세설계 등에 대해서는 원칙적으로 [콘크리트 구조설계기준(2007) 제7장 전단과 비틀림의 원칙]의 규정에 따르기로 한다.

2. 전단설계

2.1 전단강도

전단을 받는 단면의 설계는 다음 식에 기초한다.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (63)$$

여기서 V_u 는 해당 단면에서의 계수전단력이며, V_n 은 다음 식에 의해 계산되는 공칭전단강도이다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (64)$$

여기서, V_c 는 8.5.2에 따르는 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도이며 V_s 는 8.5.3에 따르는 전단철근이 부담하는 공칭전단강도이다. 그리고 전단에 대한 콘크리트의 기여를 계산할 때, 전단과 비틀림 사이의 관계는 고려치 않는다.

작용전단력 방향으로의 받침점 반력이 부재의 단부를 압축하는 경우에는 받침부 내면에서 d 거리 이내에 위치한 단면은 d 거리에서 구한 것과 동일한 계수전단력 V_u 에 대해 설계한다. 다만 집중하중이 받침부 내면과 d 거리 사이에 작용하는 경우는 예외이며, 이 경우 d 거리 내의 단면은 d 거리에서의 전단력에 집중하중을 더한 전단력에 대해 설계한다.

2.2 콘크리트가 부담하는 전단강도

- (1) 보, 슬래브 및 확대기초에서의 전단과 휨만을 받는 부재에 대해서는 식 (65)이나 식 (66)에 의해 V_c 를 산정한다.

$$V_c = (0.16 \sqrt{f_{ck}} + 17.6 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \quad (65)$$

$$\text{또는, } V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (66)$$

여기서, b_w 은 복부의 폭, d 는 압축축 연단에서 종방향 인장철근 중심까지의 거리



이며, $\rho_w = A_g / b_w d$ 이다. 원형 단면에서 b_w 는 지름이 되고 d 는 압축 연단에서 반대 측 반원에 있는 종방향 철근의 중심까지의 거리보다 작을 필요는 없다. 복부의 폭이 높이에 따라 변하는 경우에 b_w 는 폭의 평균값과 최소폭의 1.2배의 값 중에서 작은 값을 취해야 한다. 식 (65)에서 M_u 와 V_u 는 단면에 동시에 발생하는 계수단면력으로서 $V_u d / M_u$ 의 값은 1.0이하이어야 하며, V_c 의 값은 $0.29 \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 를 초과할 수 없다.

(2) 압축부재에서의 전단

축방향 압축력을 받는 부재에 대해서는 식 (67)나 식 (68)에 의해 V_c 를 계산한다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (67)$$

또는, 식 (65)의 M_u 대신 다음 식 (68)의 M_m 으로 대체하여 V_c 를 계산할 수 있다.

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8} \quad (68)$$

단, 계산된 V_c 는 식 (69)을 초과할 수 없으며, 계산된 M_m 이 음(-)인 경우는 식 (69)을 사용한다.

$$V_c = 0.29 \sqrt{f_{ck}} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{3.5A_g}} \quad (69)$$

여기서 N_u 는 V_u 가 발생하는 단면에 작용하는 계수 축방향력으로서 압축일 때 정(+)의 값이며, N_u / A_g 는 MPa로 표시한다.

(3) 인장부재에서의 전단

축방향 인장력을 받는 부재에 대해서는 식 (70)을 사용하여 좀 더 상세한 계산을 하지 않을 경우에는 전단철근이 총 전단력을 받도록 설계하여야 한다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (70)$$

여기서 N_u 는 인장일 때 부(-)의 값이며, N_u / A_g 는 MPa로 표시하여야 한다.

(4) 경량콘크리트의 전단

콘크리트의 전단강도 V_c 에 대한 규정은 보통콘크리트에 적용된다. 만약 경량콘크리트를 사용할 경우에는 다음 중 한 방법을 적용한다.

- ① 경량콘크리트의 평균조깅인장강도 f_{sp} 의 값이 명시되어 있는 경우에는 V_c 에 대한 규정의 $\sqrt{f_{ck}}$ 을 $1.76f_{sp}$ 로 대체하되, $1.76f_{sp}$ 의 값은 $\sqrt{f_{ck}}$ 을 초과할 수 없다.
- ② f_{sp} 가 명시되어 있지 않는 경우에는 V_c 와 M_{cr} 에 영향을 주는 모든 $\sqrt{f_{ck}}$ 의 값은 전 경량콘크리트에 대해서는 0.75, 모래 경량콘크리트에 대해서는 0.85를 곱한다. 일부 모래만이 대체된 경우에는 직선보간법을 사용한다.

2.3 전단철근이 부담하는 전단강도

(1) 전단철근은 다음과 같은 형태의 철근으로 구성할 수 있다.

- ① 부재의 축에 직각이거나 주인장철근에 45° 이상의 경사로 설치되는 스티럽
- ② 부재의 축에 직각으로 배치한 용접철망
- ③ 주인장철근에 30° 이상의 경사로 구부린 굽힘철근
- ④ 나선철근, 띠철근

(2) 전단철근의 설계항복강도는 400 MPa을 초과할 수 없다. 그러나 이형 용접철망을 사용할 때는 500 MPa까지 사용해도 좋다.

(3) 전단철근으로 사용된 스티럽, 기타 철근이나 강선은 콘크리트 압축 연단에서 d 거리까지 연장되어야 하며, 항복강도를 발휘할 수 있도록 4.3절에 따라 양단이 정착되어야 한다.

(4) 전단철근의 간격제한

① 부재축에 직각으로 설치되는 스티럽의 간격은 $0.5d$ 이하 또는 600 mm 이하라야 하며, 경사스티럽과 굽힘철근은 부재의 중간높이 $0.5d$ 에서 반력점 방향으로 주인장철근까지 연장된 45°선과 한 번 이상 교차되도록 배치하여야 한다.

② V_s 가 $(\frac{\sqrt{f_{ck}}}{3})b_wd$ 를 초과하는 경우에는 위 「해설2, 2.3(4)①」에서 규정한 최대 간격을 절반으로 감소시켜야 한다.

(5) 최소전단철근

① 계수전단력 V_u 가 콘크리트가 부담하는 전단강도 ϕV_c 의 1/2을 초과하는 모든 휨부재는 슬래브와 확대기초 또는 교대 벽체나 날개벽과 같이 휨이 주거동인 판 부재를 제외하고는 최소전단철근을 배치하여야 한다.

② 위 「해설2, 2.3(5)②」 또는 해석에 의해 전단철근이 필요한 경우의 최소 전단철근량은 다음 식 (71)에 따라 산정하여야 한다.

$$A_{v,min} = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_y} \quad (71)$$

그러나 이 크기는 $0.35b_w s / f_{yt}$ 보다 작지 않아야 한다. 여기서, f_y 는 횡방향 철근의 설계항복강도이고, b_w 는 복부 폭(mm), s 는 전단철근 간격(mm)이다.

③ 전단철근이 없어도 계수 휨모멘트와 전단력에 저항할 수 있다는 것을 실험에 의해 확인할 수 있는 경우에는 위 「2.3(5)②」의 최소전단철근을 적용하지 않아도 좋다.

(6) 전단철근의 설계

① 계수전단력 V_u 가 전단강도 ϕV_c 를 초과하는 곳에는 식 (63) 및 식 (64)가 만족되게 전단철근을 두어야 하며, 전단강도 V_s 는 다음 「⑥ 나~아」의 규정에 따라 계산하여야 한다.



- ② 부재축에 직각인 전단철근을 사용하는 경우에는 다음 식에 따라야 한다.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (72)$$

여기서, A_v : s거리 내의 전단철근의 단면적

- ③ 경사스터럽이 사용되는 경우에는 다음 식에 따라야 한다.

$$V_s = \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (73)$$

여기서 α 는 경사스터럽과 부재축과의 사이각이며, s는 종방향철근과 평행한 방향으로 측정된 거리이다.

- ④ 1개의 굽힘철근 또는 받침점에서부터 모두 같은 거리에서 굽힘된 평행한 1조의 철근으로 된 경우에는 다음과 같다.

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0.25 \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (74)$$

여기서, α 는 굽힘철근과 부재축 간의 사이 각이다.

- ⑤ 받침점에서부터 서로 다른 거리에서 굽힘된 일련의 평행한 굽힘철근 또는 여러 조의 평행한 철근으로 된 경우에는 식 (73)에 따라야 한다.
- ⑥ 종방향철근을 구부려 전단철근으로 사용할 경우 그 경사길이의 중앙 3/4만이 유효하다고 보아야 한다.
- ⑦ 여러 종류의 전단철근이 부재의 같은 부분을 보강하기 위해 사용되는 경우의 전단강도 V_s 는 각 종류별로 구한 V_s 를 합한 것이어야 한다.
- ⑧ 전단강도 V_s 는 $\frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 를 초과할 수 없다.

2.4 전단마찰

- (1) 이 규정은 해당되는 면에서 전단 전달을 고려해야 하는 것이 적절한 경우에 적용된다. 이러한 면은 균열이 발생하거나 발생할 가능성이 있는 면, 서로 다른 재료간의 접촉면 또는 서로 다른 시기에 친 콘크리트 사이의 접촉면이다.
- (2) 위 「8.5.2 (4) ①」에서 기술된 전단 전달을 받는 단면의 설계는 식 (63)에 기초를 두어야 하며, 이때 전단강도 V_n 은 아래 「(3)」이나 「(4)」에 따라 계산하여야 한다.
- (3) 균열은 해당 전단면에 걸쳐 발생한다고 가정한다. 이 전단면 상의 소요 전단마찰 철근단면적 A_{vf} 는 아래 「(4)」에 따라 계산하여야 한다. 다른 전단 전달 설계방법을 사용하여 계산하여도 좋으나, 이때는 예측 강도가 다양한 실험결과와 실질적으로 일치하여야 한다. 전단전달 강도의 모든 계산은 「8.5.2 (4) ④」의 규정을 적용하여야 한다.
- (4) 전단마찰 설계방법
- ① 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, 전단강도 V_n 은 다음 식으로 계산하여야 한다.

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (75)$$

여기서 μ 는 아래 「(4)항」에 규정된 마찰계수이다.

- ② 전단철근이 전단면과 경사를 이룰 경우, 전단력이 전단마찰철근에 인장력을 유발시키면 이때의 전단강도 V_n 은 다음 식으로 구하여야 한다.

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (76)$$

여기서, α_f 는 전단마찰철근과 전단면사이의 각이다

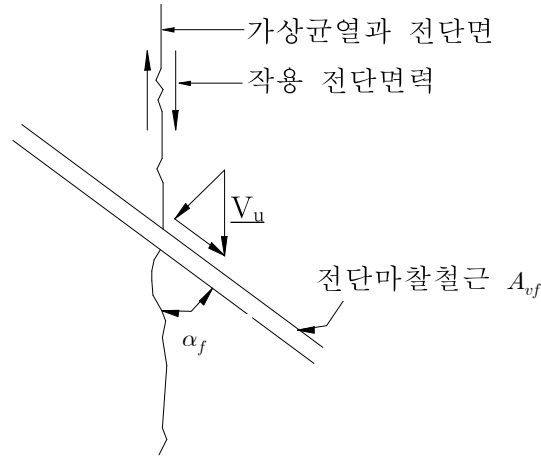


그림 8. 균열과 전단마찰철근

- ③ 식 (75) 및 식 (76)에서 마찰계수 μ 는 다음과 같다.

가. 일체로 친 콘크리트	1.4 λ
나. 「(9) 항」에 따라 일부러 표면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트	1.0 λ
다. 일부러 거칠게 하지 않는 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트	0.6 λ
라. 스티드에 의하거나 철근에 의해 구조강에 정착된 콘크리트(10항 참조)	0.7 λ

여기서, λ 는 일반콘크리트에 대해서는 1.0, 모래 경량콘크리트에 대해서는 0.85, 전 경량콘크리트에 대해서는 0.75이다. 일부의 모래만이 대체된 경우에는 직선보 간법을 적용하여도 좋다.

- (5) 전단강도 V_n 은 $0.2f_{ck}A_c$ 또는 $5.6A_c$ (단위는 N) 이하라야 하며, 여기서 A_c 는 전단 전달에 저항하는 콘크리트의 단면적이다.
- (6) 전단마찰철근의 설계기준 항복강도는 400 MPa 이하로 하여야 한다.
- (7) 전단면상의 순인장에 저항하기 위해서는 철근을 추가로 배치하여야 한다. 소요 A_{vf} 를 계산할 때 전단면상의 영구적인 순압축력을 전단마찰철근의 힘 $A_{vf}f_y$ 와 합하여도 좋다.



- (8) 전단마찰철근은 전단면에 걸쳐 적절하게 배치하여야 한다. 이 철근은 양측을 매입하거나 갈고리에 의하거나 특수 장치에 용접하여 지정된 항복강도를 발휘할 수 있도록 정착하여야 한다.
- (9) 8.5.2의 규정이 효과적이 되기 위해서는 이미 굳은 콘크리트에 새로 콘크리트를 칠 때 전단 전달을 위한 접촉면이 깨끗하고 레이턴스가 없어야 한다. μ 가 1.0 λ 와 같다고 가정하는 경우의 접촉면은 그 요철의 크기가 대략 6mm정도 되게 거칠게 만들어야 한다.
- (10) 스티드를 사용하거나 철근을 용접하여 구조강과 콘크리트 사이에서 전단이 전달되는 경우에는 구조강은 깨끗하고 페인트가 없어야 한다.

2.5 합성휨부재의 수평전단강도

- (1) 합성부재에서는 수평전단력이 상호연결된 요소들의 접촉면에서 충분히 전달되는지 여부를 확인하여야 한다.
- (2) 수평전단력을 받는 단면의 설계는 아래 「(3)」이나 「(4)」의 규정에 따르거나 또는 그 외의 전단 전달 설계방법을 따라도 좋으며, 이때는 예측강도가 다양한 실험결과와 실질적으로 일치하여야 한다.
- (3) 단면의 설계는 다음 식 (77)에 기초를 둘 수 있다.

$$V_u \leq \phi V_{nh} \quad (77)$$

여기서 V_u 는 단면에서의 계수전단력이고, V_{nh} 는 공칭 수평전단강도로서 다음과 같이 규정된다.

- ① 접촉면이 청결하고, 부유물이 없으며 일부러 거칠게 만들어진 경우, 전단강도 V_{nh} 는 $0.56b_v d$ (N)보다 크게 취할 수 없다. 여기서 b_v 는 수평전단에 대해 조사되는 접촉면에서의 단면폭(mm)이며 d 는 총합성 단면에 대한 것이다.
- ② 아래 「2.4(4)③」에 규정된 최소전단연결재가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으나 표면이 일부러 거칠게 만들어지지 않은 경우, 전단강도 V_{nh} 는 $0.56b_v d$ (N)보다 크게 취할 수 없다.
- ③ 아래 「2.4(4)③」에 규정된 최소전단연결재가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우, 전단강도 V_{nh} 는 $2.45b_v d$ (N)보다 크게 취할 수 없다.
- ④ 접촉면을 통과하는 철근 중 아래 「2.5(5)」에 규정된 최소량을 초과하는 철근량의 매 퍼센트(%)당 전단강도 V_{nh} 를 $0.004 b_v d$ 씩 증가시켜도 좋다.
- ⑤ 고려하는 단면에서의 계수전단력 V_u 가 $\phi(2.45b_v d)$ 를 초과하는 경우, 수평전단에 대한 설계는 전단마찰규정에 따라야 한다.

(4) 수평전단력은 합성부재단면의 압축력과 인장력의 실제 변화량으로부터 구할 수 있으며, 이 힘은 이를 지지하는 요소에 수평전단력으로 전달할 수 있도록 조치되어야 한다. 계수 수평전단력은 규정된 수평전단강도 ϕV_{nh} 를 초과해서

는 안 된다. 이때, $b_v d$ 대신에 접촉면적 A_c 를 사용하여야 한다. 상호연결 된 요소사이에 접촉면을 가로질러 인장력이 존재할 경우에는 최소의 전단연결재가 「2.5 (5) ⑤」에 따라 배치된 경우에만 접촉에 의한 전단 전달을 허용해야 한다.

(5) 수평전단에 대한 연결재

- ① 연결재가 요구될 경우에는 연결재를 상호연결 된 요소사이에 두어야 하며, 이 연결재의 단면적은 $0.35b_v s / f_y$ 보다 적어서는 안된다. 또한 연결재의 간격 s 는 지지요소의 복부의 최소폭의 4배 이하, 600mm 이하로 하여야 한다.
- ② 수평전단에 대한 연결재로는 단일철근이나 철선, 다중스터럽 또는 용접철망의 연직 각부 등이 사용될 수 있다. 이러한 연결재는 모두 문힘길이나 갈고리로 상호연결 된 요소 내에 충분히 정착되어야 한다.
- ③ 보의 전단철근은 모두 현장치기 바닥 슬래브 내로 연장되어야 한다. 연장된 전단철근이 연결재의최소량을 충족시키는데 사용되어도 좋다.

2.6 슬래브와 확대기초의 전단

(1) 슬래브와 확대기초의 집중하중이나 반력 부근에서의 전단강도는 다음 두 가지 조건 중 불리한 것에 의해 결정하여야 한다.

- ① 슬래브 또는 확대기초가 폭이 넓은 보처럼 작용하는 1방향 슬래브로 거동을 함으로써 위험단면이 집중하중점이나 받침점에서 d 거리에 위치하는 경우에는 전단강도에서 전단철근이 부담하는 전단강도까지의 규정에 따라 설계하여야 한다. 그러나 말뚝으로 지지된 확대기초에서 위험단면의 전단력규정에 따라 결정하여야 한다.
- ② 슬래브 또는 확대기초가 2방향 슬래브로 작용함으로써 슬래브의 위험단면이 집중하중 재하면 주위에 걸쳐 형성되는 경우의 슬래브 또는 확대기초는 아래 「(2)」와 「(3)」에 따라 설계하여야 한다. 이 때 위험둘레길이 b_p 는 최소로 되어야 하나 재하면에서 $d/2$ 보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.

(2) 2방향으로 작용하는 슬래브 또는 확대기초의 설계는 식 (63)에 기초를 두어야 하며, 전단강도 V_n 은 아래 「(3)」에 따라 전단철근을 두지 않는 한 식 (78)에 의한 값 중 가장 작은 값으로 하여야 한다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_{ck}} b_p d \quad (78-1)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{a_s d}{2b_p} \right) \sqrt{f_{ck}} b_p d \quad (78-2)$$



$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_p d \quad (78-3)$$

여기서, β_c : 집중하중이나 반력을 받는 면적의 긴 변의 짧은 변에 대한 비

b_p : 「2.6② 항」에서 정의되는 위험단면의 둘레길이

a_s : 내부 기둥에 대해서 40, 외부기둥(모서리기둥 제외)에 대해서 30,
모서리기둥에 대해서 20이다

(3) 철근이나 철선으로 구성되는 전단보강 철근은 다음 규정에 따라 슬래브와 확대기초에 사용될 수 있다.

- ① 전단강도 V_n 은 식 (64)에 의해 계산하여야 하며, V_c 는 「④항」에 따르고 전단강도 V_s 는 「⑤항」에 따라 산정하여야 한다.
- ② 전단강도는 위험단면과 받침점에서 「2.6(1)②」에서 정의한 거리만큼 조금 떨어진 단면에서 검증하여야 한다.
- ③ 전단강도 V_n 은 $0.5\sqrt{f_{ck}}b_p d$ 이하라야 한다. 여기서 b_p 는 「2.6(1)②」에서 정의되는 위험단면의 둘레길이이다.
- ④ 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c 는 $\frac{1}{6}(\sqrt{f_{ck}})b_p d$ 이하라야 한다. 여기서 b_p 는 「2.6(1)②」에서 정의되는 위험단면의 둘레길이이다.
- ⑤ 계수전단력 V_u 가 위 「2.5(2)④」에서 규정된 전단강도 ϕV_c 를 초과하는 경우에는 소요 전단철근 단면적 A_v 와 전단강도 V_s 는 전단철근을 부담하는 전단강도에 따라 계산하여야 한다.

2.7 사각형 암거슬래브의 전단

사각형 암거슬래브의 전단강도 V_c 는 그 위에 채움 흙 높이가 600mm 이상의 경우 다음 식 (79)에 의해 계산해도 좋다.

$$V_c = (0.178 \sqrt{f_{ck}} + 32 \frac{\rho V_u d}{M_u}) b d \quad (79)$$

그러나 V_c 는 $\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b d$ 를 초과할 수 없다. 다만, 단일 사각형 암거에 대해서만은 벽체와 일체로 된 슬래브의 V_c 는 $0.25 \sqrt{f_{ck}} b d$ 보다 작게 취할 필요는 없으며 또 단순 지지된 슬래브의 V_c 는 $0.20 \sqrt{f_{ck}} b d$ 보다 작게 취할 필요는 없다. M_u 와 V_u 는 단면에서 동시에 발생하는 계수단면력으로서 $V_u d / M_u$ 의 값은 1.0보다 크게 취하여서는 안 된다.

2.8 브래킷 및 코벨의 전단

- (1) 전단경간-깊이의 비 a_v/d 가 1.0 이하이고, V_u 보다 크지 않은 수평인장력 N_{uc} 를

- 받는 브래킷 및 코벨에 적용해야 한다. 깊이 d 는 받침부의 면에서 측정한 값이다.
- (2) 지압면의 외단에서의 깊이는 적어도 $0.5d$ 이상으로 하여야 한다.
- (3) 받침부면의 단면은 전단력 V_u , 모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ 및 수평인장력 N_{uc} 를 동시에 견디도록 설계하여야 한다. h 는 받침부 면의 총높이이다.
- ① 브래킷 및 코벨의 전단에 따른 설계에서 모든 단면력에 대한 강도감소계수 ϕ 는 전단강도에 대한 강도감소계수로 취하여야 한다.
- ② 전단력 V_u 를 저항할 전단마찰철근 A_{vf} 의 설계는 「전단마찰」에 따라야 한다. 보통 콘크리트에 대해서는 전단강도 V_n 은 $0.2f_{ck}b_wd$ 또는 $5.6b_wd$ (단위는 N)보다 크게 취해서는 안 된다. 전 경량콘크리트 또는 모래 경량콘크리트에 대해서는 $(0.2 - 0.07 \frac{a_v}{d})f_{ck}b_wd$ 또는 $(5.6 - 2.0 \frac{a_v}{d})b_wd$ (단위는 N)보다 크게 취하여서는 안 된다.
- ③ 모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ 에 저항할 철근 A_f 는 [바닥판 및 라멘교]에 따라 구하여야 한다.
- ④ 인장력 N_{uc} 에 저항할 철근 A_n 은 $N_{uc} \leq \phi A_n f_y$ 로부터 결정하여야 한다. 인장력 N_{uc} 는 인장력을 피하도록 특별한 규정이 마련되어 있지 않은 한 $0.2V_u$ 보다 작게 취해서는 안 된다. 인장력 N_{uc} 는 이 인장력이 비록 크리프, 건조수축 또는 온도변화에 기인한 경우라도 활하중으로 간주하여야 한다.
- ⑤ 주인장철근의 단면적 A_s 는 $(A_f + A_n)$ 과 $(2A_{vf}/3 + A_n)$ 중에서 큰 값 이상이어야 한다.
- (4) A_s 와 나란한 페쇄스터럽이나 띠철근은 그 총단면적 A_h 가 $0.5(A_s - A_n)$ 이상이어야 하고 A_s 에 인접한 유효깊이의 $2/3$ 내에 균등하게 배치하여야 한다.
- (5) 철근비 $\rho_w = A_s / b_w d$ 는 $0.04(f_{ck}/f_y)$ 이상이어야 한다.
- (6) 브래킷 또는 코벨의 전면에서 주인장철근 A_s 는 다음 방법 중 한 방법에 의해 정착하여야 한다.
- ① 적어도 같은 크기의 횡방향 철근에 구조적으로 용접되어야 하며, 이러한 용접은 주인장철근 A_s 의 명시된 항복강도를 발휘할 수 있게 설계되어야 한다.
- ② 주인장철근이 자유단에서 수평으로 구부러 지지부재에 정착되도록 하여야 한다 그 외의 확실한 정착방법을 사용한다.
- ③ 브래킷 또는 코벨상에 작용하는 하중의 지압면은 A_s 의 직선부분 보다 나와 있게 해서는 안 되며 또 횡방향 철근이 사용된 경우에는 이 철근의 내측면보다 나와 있게 해셔도 안 된다.

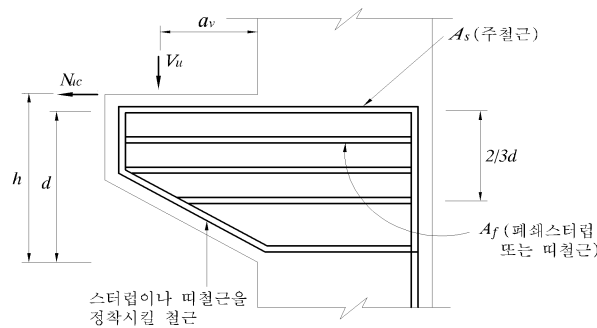


그림 9. 브래킷 및 코벨의 전단

2.9 깊은 보에 대한 전단설계

- (1) 순경간-부재 깊이의 비가 4 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재 깊이의 2배 거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대 면에 있어 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
- (2) 깊은 보에서 허용된 비선형해석 또는 스트럿-타이 모델 설계절차에 따라야 한다.
- (3) 깊은 보의 V_n 은 $(5\sqrt{f_{ck}}/6)b_wd$ 이하이어야 한다.
- (4) 최소철근량 산정과 배치
 - ① 휨인장철근과 직각인 수직전단철근의 단면적 A_v 는 $0.0025b_ws$ 이상으로 하여야 하며, s 는 $d/5$ 이하 또한 300mm 이하로 하여야 한다.
 - ② 휨인장철근과 평행한 수평전단철근의 단면적 A_{vh} 는 $0.0015b_ws_h$ 이상으로 하여야 하며, s_h 는 $d/5$ 이하 또한 300mm 이하로 하여야 한다.
 - ③ 「8.5.2 (9) ④ 가, 나」에 의한 최소철근 대신 스트럿-타이 모델 해석을 만족하는 철근을 배치할 수 있다.

3. 스트럿 타이 모델

3.1 스트럿 타이 모델의 기본

스트럿 타이 모델(이하, STM)은 소성이론과 힘의 평형조건을 이용한 트러스모델의 일종으로 부재의 응력교란구역의 전단설계에 효율적인 설계법이다. <그림 10>은

Kani의 전단스팬비를 변수로 한 철근콘크리트 보의 실험결과4)를 STM과 Collins 등5)의 트러스모델로 해석한 결과를 비교하고 있다. <그림 10>에서 트러스모델은 전단스팬비가 2.5이하일 때 보의 전단내력을 과소평가하지만, STM은 전단스팬비가 2.5이하인 보의 전단내력을 매우 정확하게 예측하여 응력교란구역에서는 STM이 매우 효율적인 설계법임을 알 수 있다. 또한 현행 설계법에서 사용되고 있는 응력교란

구역의 설계법은 힘의 흐름을 정확히 파악할 수 없고, 실험적 결과에 근거한 반경험식으로 실험의 적용범위를 벗어날 경우에 응력교란구역의 거동을 정확히 평가할 수 없다.

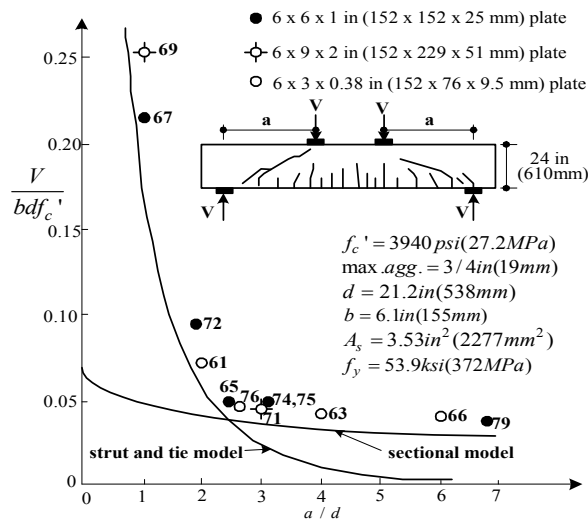


그림 10. 철근콘크리트 보의 전단실험결과와
STM 및 트러스모델에 의한 결과의 비교5)

3.1.1 B구역 및 D구역

철근콘크리트 구조물은 응력과 부재의 기하학적인 형태에 따라서 아래와 같이 B-구역과 D-구역으로 구분할 수 있다.

- (1) B구역(응력균일구역): 휨이론의 평면유지의 법칙(Bernoulli's law)을 적용할 수 있는 부재영역으로 변형률분포가 선형이다.
- (2) D구역(응력교란구역): 부재의 기하학적 형태 또는 하중의 급격한 변화에 의하여 하중이나 부재의 형태가 불연속적(discontinuity)인 구역으로 평면유지의 법칙이 위배되어 변형률분포가 비선형인 응력교란(disturbed)구역이다. D구역에 해당하는 부재는 <그림 11>와 같이 깊은 보, 코블, 엔드 탭, 집중하중 작용점 등6)이 있다.

철근콘크리트 구조물에는 일반적으로 D영역과 B영역이 혼재하는 경우가 많으며, 콘크리트구조설계기준에서는 하중의 불연속 또는 부재의 기하학적 형태의 불연속이 발생한 지점에서 단면의 높이(h) 또는 단면의 유효높이(d)까지의 영역을 D구역으로 간주한다.

두 개의 D-구역이 겹치거나 만났을 경우에는 두 개의 D-구역을 한 개의 D-구역으로 보고 설계할 수 있으며, 이러한 D-구역의 길이-높이 비의 최대값은 2이다. 따라서 D-구역의 스트럿과 타이거 이루는 최소각은 26.5° 이지만 ACI 기준에서는 25° 로 간주한다.

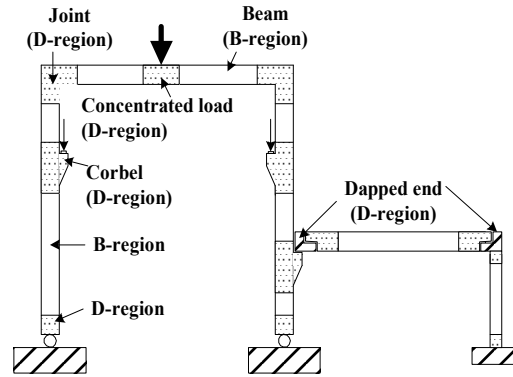


그림 11. B와 D구역⁶⁾

3.1.2 스트럿 타이 모델의 구성요소

STM은 스트럿과 타이 및 절점으로 이루어진 트러스모델로 각 구성요소의 특징은 아래와 같다.

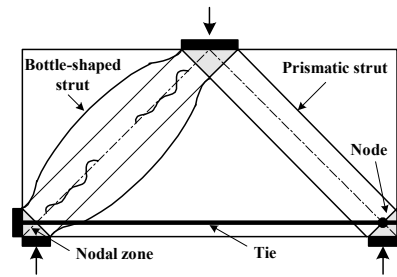


그림 12. STM의 구성요소

- (1) 스트럿(strut) - 스트럿은 STM의 압축재를 말한다. 스트럿의 형태는 힘의 분포에 의하여 프리즘(prismatic), 아치(arch), 부채모양(fan-shape), 병모양(bottle-shape) 스트럿으로 이상화한다. 스트럿 양쪽 면에서의 절점영역 강도의 차이 또는 양쪽 면의 다른 지압길이 때문에 스트럿의 유효압축강도(f_{cu})가 서로 다를 경우에는 스트럿의 폭을 일정하게 감소시킬 수 있다. 병모양 스트럿은 <그림 13>과 같이 스트럿의 중간부위의 압축력을 받는 콘크리트의 폭이 옆으로 퍼질 수 있는 스트럿이다. 설계의 단순화를 위하여 병모양 스트럿은 프리즘형 또는 단면이 일정하게 감소하는 스트럿(tapered strut)으로 단순화될 수 있으며, 균열제어 철근이 횡방향 인장에 저항하기 위하여 배근된다.

구속 횡방향 철근량은 압축력축에 대하여 1:2의 비로 기울어진 압축대로 구성된 스트럿-타이 모델에 의하여 계산할 수 있다. 병모양 스트럿의 단면적은 스트럿 양쪽 끝 단면적 중에 작은 값을 택한다.

- (2) 타이(tie) - 타이는 STM의 인장재를 말한다. 타이는 철근, 프리스트레싱 철근, 철근 주위의 콘크리트로 구성된다. 철근 주변 콘크리트는 스트럿과 타이에 작용하는 힘이 정착되기 위한 영역을 포함한다. 설계에서는 타이 안에 있는 콘크리트는 타이에 작

용하는 축력을 저항하지 않는다고 가정하지만, 실제로 주변콘크리트는 사용하중 시에 철근의 인장변형을 감소시킨다.

- (3) 절점(node) - 절점은 STM에서 스트럿과 타이 그리고 집중하중이 작용하는 접합부의 축이 교차하는 한 점을 말한다. STM의 절점에는 평형조건을 만족하기 위하여 적어도 세 개의 힘이 작용하여야 한다. 절점은 힘의 작용방향에 따라 <그림 13>와 같이 $C-C-C$ (세 개의 압축력 작용), $C-C-T$ (두 개의 압축력과 한 개의 인장력작용), $C-T-T$ (한 개의 압축력과 두 개의 인장력작용), $T-T-T$ (세 개의 인장력작용)으로 구별된다.

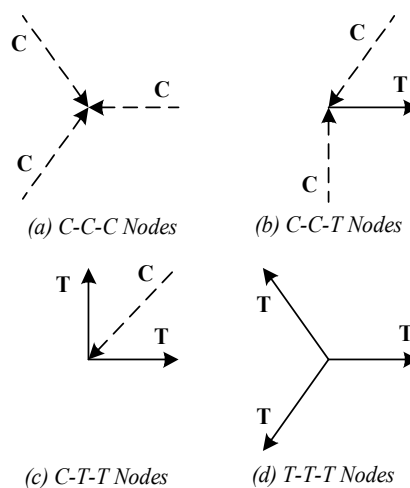


그림 13. 절점의 종류

- (4) 절점 영역(nodal zone) - 절점영역은 STM에서 하중이 전달될 수 있는 절점주위의 콘크리트의 체적을 말한다. 수압정적응력(hydrostatic stress)을 받는 절점영역의 면은 스트럿과 타이의 축에 수직한다. $C-C-C$ 절점 영역의 면에 작용하는 응력이 동일할 경우에 절점영역면의 폭의 비($w_{n1}:w_{n2}:w_{n3}$)와 힘의 비($C_1:C_2:C_3$)는 비례한다. $C-C-T$ 절점의 타이가 절점을 지나 절점의 한쪽 끝에 평판에 의하여 정착된 경우에 타이가 정착된 평판의 크기에 의하여 발생한 지압응력이 스트럿의 응력과 동일해야 한다. 타이에 작용하는 힘은 평판, 직선 정착길이, 갈고리 철근에 의하여 정착될 수 있다.

3.2 스트럿 타이 모델의 설계과정

- (1) STM에 의하여 철근콘크리트 부재를 설계하기 위해서는 다음 항목을 결정해야 한다.
- ① STM의 기하학적인 형태(부재의 D영역을 결정하고, 영역 내에서 힘의 흐름에 기초하여 압축재, 인장재 및 절점을 배치)
 - ② 작용하는 하중에 근거하여 각 압축재, 인장재에 작용하는 축력



- ③ 콘크리트의 유효압축강도와 하중계수를 계산하고 스트럿의 형태와 강도
 - ④ 절점영역의 분포와 강도
 - ⑤ 인장재의 형태, 강도, 필요 단면적 및 정착법
 - ⑥ 철근의 배근
- (2) ACI 318-02규준에서는 STM의 기하학적인 형태를 정할 때에 아래의 조건을 만족하도록 하고 있다.
- ① D구역의 STM은 모든 하중을 지점 또는 인접한 B-구역에 전달할 수 있으며, 아래의 순서에 의하여 설계한다.
 - 가. 부재의 B구역과 D구역을 구별하여 정한다.
 - 나. D-구역 경계면의 합력을 계산한다.
 - 다. D-구역의 하중경로에 따라서 스트럿과 타이를 정하고, 스트럿과 타이에 작용하는 힘을 계산한다. 이 때 스트럿과 타이의 축은 각각 압축과 인장응력장의 축과 일치하도록 한다.
 - 라. 스트럿과 절점영역의 유효폭은 작용하는 하중과 유효콘크리트 응력을 고려하여 결정한다. 타이에 배근되는 철근은 철근강도를 계산하여 정하며, 철근은 절점영역에서 정착되도록 한다.

STM은 강도한계상태에 근거하며, 설계자는 규준의 사용성에 적합하게 설계하여야 한다. 깊은 보 또는 이와 유사한 보의 처짐은 STM을 해석하기 위한 탄성이론을 사용하여 계산할 수 있다.
 - ② STM에 작용하는 하중과 반력은 평형을 이룬다. 반력과 스트럿 및 타이의 힘은 정적평형을 이루며 평형조건만을 이용하여 구할 수 있다.
 - ③ 트러스의 형태를 결정할 때 스트럿, 타이, 절점구역, 지지구역의 치수가 고려되어야 한다. 스트럿-타이 모델을 구성하는 스트럿, 타이, 절점영역은 일정한 폭을 가지며, 트러스의 형태를 결정할 때 고려되어야 한다. <그림 13(a)>는 절점과 절점영역을 나타낸다. 수직력과 수평력은 경사 스트럿의 힘과 평형을 이룬다. 만약 모든 세 방향의 응력이 동일하다면 수압정적절점 영역으로 구분되며 스트럿의 폭은 스트럿에 작용하는 힘에 비례한다. <그림 13(b)>와 같이 세 힘 이상이 2차원 구조물의 절점영역에 작용할 경우에는 그 중에 세 힘이 교차하도록 조절하는 것이 일반적이다. 따라서 <그림 13(b)>의 A-E, C-E면에 작용하는 스트럿의 힘은 A-C면에 작용하는 1개의 힘으로 대체할 수 있으며, 이 힘은 절점 D를 통과한다. 설계에서는 두 스트럿에 작용하는 힘을 절점 D에 작용하는 하나의 힘으로 변경하여 스트럿-타이 모델을 해석할 수 있다. 또한 부재축에 수직한 방향의 지점의 폭이 부재의 폭보다 작을 경우에는 절점면의 수직방향으로 발생하는 쏘갠균열을 억제하기 위하여 횡방향 철근을 배근해야 한다.

- ④ 타이는 스트럿 또는 타이로 가로지를 수 있지만, 스트럿은 서로를 통과하거나 중복될 수 없다. 스트럿은 단지 절점에서 교차하거나 겹칠 수 있으며, 스트럿이 중복될 경우에 스트럿의 응력도 중복되어야 한다.
- ⑤ 한 절점에서의 스트럿과 타이이 이루는 각도는 25° 이하가 될 수 없다. 한 절점에서의 스트럿과 타이이 이루는 각도는 균열발생을 감소시키고, 거의 같은 방향에서 발생하는 스트럿길이의 축소와 타이길이의 늘어남에 의한 부적합을 피하기 위하여 충분한 각도를 이루어야 한다. 콘크리트구조설계기준에서는 스트럿과 타이이 이루는 각도를 최소 25° 로 제안한다.

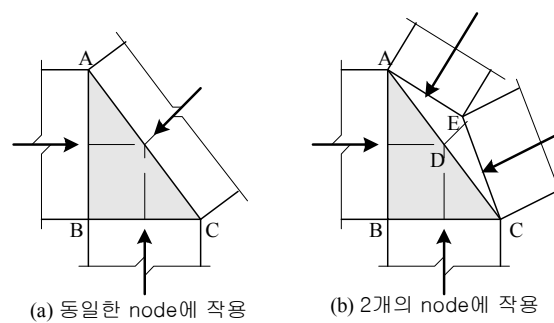


그림 14. 절점영역의 합력

- ⑥ 스트럿과 타이 및 절점영역의 설계는 다음 식에 근거한다.

$$\phi F_n \geq F_u \quad (80)$$

여기서, F_u 는 계수하중에 의하여 스트럿, 타이, 또는 절점영역의 한 면에 작용하는 힘이다. F_n 는 스트럿, 타이, 또는 절점영역의 공칭강도이며, ϕ 는 강도저감계수이다. 몇 개의 하중이 존재할 경우에는 각각의 하중에 대하여 내력을 검토해야 한다.

3.3 스트럿의 설계

주근이 없는 스트럿의 공칭 압축강도(F_{ns})는 식 (81)에 의하여 계산되는 스트럿 양쪽 끝의 값 중 작은 값을 택해야 한다.

$$F_{ns} = f_{ce} A_c \quad (81)$$

여기서, A_c 는 스트럿의 한 쪽 끝의 단면적이다. A_c 를 계산하기 위하여 사용되는 스트럿의 폭(w_s)은 양쪽 끝 스트럿에 수직한 폭 중에서 작은 값을 택한다. 깊은 보와 같은 2차원 구조물에서 스트럿의 두께는 그 부재의 폭이 된다. f_{ce} 는 다음 가, 나 중 작은 값이다.

- ① 스트럿 콘크리트의 유효압축강도
- ② 절점영역 콘크리트의 유효압축강도



3.3.1 콘크리트의 유효압축강도

스트럿 콘크리트의 유효압축강도는 식 (82)에서 계산된다.

$$f_{ce} = 0.85\beta_s f_{ck} \quad (82)$$

여기서, 강도저감계수(β_s)는 다음과 같다.

- (1) 단면이 일정한 스트럿 $\beta_s = 1.0$

β_s 값은 보 또는 기둥 압축영역의 직사각형 응력블럭과 동일한 스트럿에 적용한다.

- (2) 스트럿의 중간부위의 폭이 절점부위의 폭보다 큰 스트럿(병모양 스트럿)

- ① 3.2항을 만족하는 철근이 있는 경우 $\beta_s = 0.75$

- ② 3.2항을 만족하는 철근이 없는 경우 $\beta_s = 0.60\lambda$

여기서 λ 는 일반강도 콘크리트의 경우 1.0, 모래경량콘크리트의 경우 0.85, 경량콘크리트의 경우 0.75이다. 부분적으로 모래가 대체 사용되었을 경우 선형보간법에 의해 λ 를 구한다.

β_s 값은 그림 12과 같은 병 모양 스트럿에 적용한다. 스트럿에서 압축력의 내부 수평퍼짐(internal lateral spread)은 <그림 12>과 같이 스트럿의 양끝에서 스트럿 축과 평행하게 쪼개짐을 유발한다. 쪼개지는 힘에 저항하기 위하여 배근된 철근은 균열폭을 억제하고, 스트럿의 축하중 저항력을 증대시키며, 힘을 재분배시킨다. (b)의 β_s 값은 경량콘크리트에 대한 수정계수 λ 를 포함하여 횡방향 철근이 없는 스트럿의 강도가 축방향 균열을 유발하는 하중보다 작지 않게 한다.

- ③ 인장부재 또는 부재의 인장 플랜지의 스트럿..... $\beta_s = 0.40$

β_s 값은 보, 박스거더, 벽 인장플랜지의 축방향 또는 횡방향 철근을 설계하기 위하여 사용된 STM의 압축스트럿에 적용된다. 이와 같은 스트럿에서는 인장 영역에 발생한 균열을 통하여 압축력을 전달해야 하기 때문에 β_s 값이 낮다.

- ④ 모든 다른 경우 $\beta_s = 0.60$

부재의 스트럿이 위의 가, 나, 다의 경우에 해당되지 않을 경우에 β_s 값은 0.6이다. 평행한 경사 균열이 보의 웹을 몇 개의 경사 스트럿으로 나누는 보의 웹 압축장에서의 스트럿, 균열이 스트럿 안을 가로지를 수 있는 스트럿이 이 경우에 해당된다. 0.6의 β_s 값은 철근이 없는 병모양 스트럿과 인장부재 스트럿 β_s 값 다음으로 낮은 값이다.

3.3.2 병모양 스트럿의 최소철근

병모양 스트럿에서 0.75의 β_s 값이 사용될 경우에 스트럿의 압축력 퍼짐에 의하여 발생하는 횡방향 인장력에 저항하기 위하여 철근이 스트럿의 축을 가로질러 배근되어야 한다. 콘크리트구조설계기준에서는 스트럿의 압축력은 스트럿의 축에 대하여

2:1(축방향 : 횡방향)의 비로 퍼진다고 가정한다.

콘크리트 설계기준압축강도(f_{ck})가 40 MPa 이하일 경우에 다음 식을 만족하는 철근이 스트럿 축에 가로질러 배근되어야 한다.

$$\sum \frac{A_{si}}{bs_i} \sin^2 \gamma_i \geq 0.003 \quad (83)$$

여기서 b 는 단면의 폭이며 스트럿을 가로지르는 i 번째 층에서의 철근의 총 면적 (A_{si})은 스트럿 축에 대하여 각도 γ_i 이며, 간격 s_i 로 배근된다. 식 (83)에서 요구된 철근은 스트럿 축에 대하여 γ_1 과 γ_2 각도로 직교하는 2방향, 또는 스트럿 축에 γ 각도를 이루는 1방향으로 놓여진다. 만약 철근이 1방향으로 배근될 경우에 γ 는 40° 이상이 되어야 한다.

식 (83)에서 요구되는 철근은 <그림 12>의 STM에서 보여지는 것과 같이 스트럿 압축력의 퍼짐에 의하여 발생하는 콘크리트 인장력과 관련되어 있다. <그림 15>은 균열이 발생한 스트럿을 가로지른 2열의 철근을 나타낸다. 만약 균열에 따라 전단 미끄러짐 없이 균열이 벌어질 경우에 철근은 스트럿에 수직하게 아래의 응력(σ_1)이 발생한다.

$$\sigma_1 = \frac{A_{s1} f_{s1}}{bs_1} \sin \gamma_1 \quad (84)$$

계산의 간편성을 위하여 식 (83)는 응력이 아닌 철근비로 나타낸다. 아래첨자 1과 2는 수직철근과 수평철근을 가리키며, 설계에서는 철근비를 수직철근비와 수평철근비를 합하여 계산한다. 만약 이와 같은 보강이 제공되지 않는 경우에는 $\beta_s = 0.60\lambda$ 를 사용하여 f_{ck} 값을 계산한다. 식 (83)에서 요구된 구속보강은 파일 캡과 같은 3차원 구조물에 배근하기 어렵다.

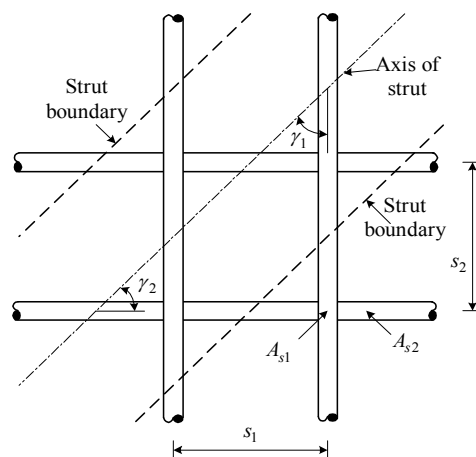


그림 15. 스트럿 철근



3.3.3 스트럿의 압축철근

압축철근은 스트럿의 강도를 증가시킬 수 있다. 압축철근은 스트럿 내에서 스트럿의 축에 평행하게 배근된다. 또한 띠철근 또는 나선형철근으로 구속되며 잘 정착되어야 한다. 이러한 경우에 축방향으로 보강된 스트럿의 강도는 식 (85)에 의하여 계산한다.

$$F_{ns} = f_{cc}A_c + 1.2A_s'f_s' \quad (85)$$

식(87)의 스트럿의 철근응력 f_s' 은 스트럿이 압괴할 때에 스트럿의 변형률로부터 계산할 수 있다. SD 40이하 철근의 f_s' 을 f_y 로 간주할 수 있다.

3.3.4 스트럿의 폭

스트럿의 폭(w_s)은 타이의 폭(w_t)과 가력점 또는 지지판의 폭(l_b)에 의하여 결정된다.

$$w_s = w_t \cot \theta + l_b \sin \theta \quad (86)$$

여기서 θ 는 스트럿과 부재의 인장재 사이의 각도이다(그림 16).

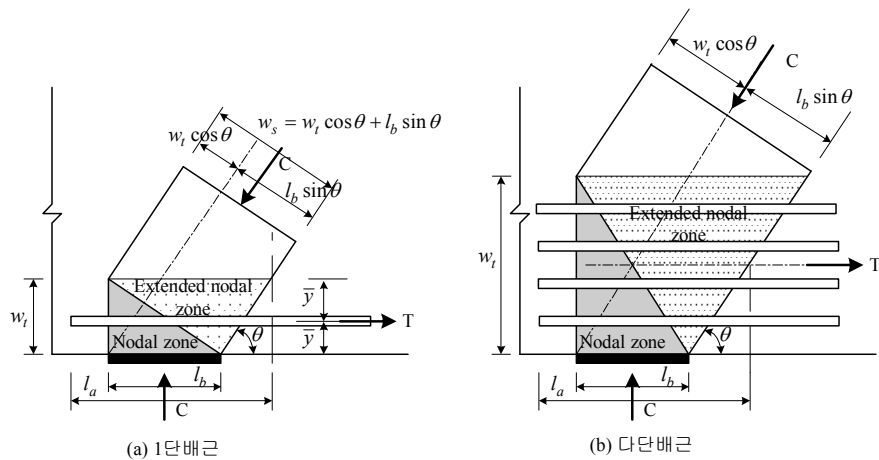


그림 16. 타이의 유효폭과 확장절점영역

3.4 타이의 설계

타이의 공칭강도(F_{nt})는 식 (87)에 의하여 계산한다.

$$F_{nt} = A_{st}f_y + A_{ps}(f_{pe} + \Delta f_p) \quad (87)$$

여기서 A_{st} 는 타이 안에 있는 프리스트레스 되지 않은 철근의 단면적, A_{ps} 는 타이 안에 있는 프리스트레스가 가해진 철근의 단면적, f_y 는 프리스트레스 되지 않은 철근의 항복강도, f_{pe} 는 프리스트레스 철근의 응력손실 후의 유효응력, Δf_p 는 계수하중에 의한 프리스트레싱 텐던의 응력증가이다. $(f_{pe} + \Delta f_p)$ 는 텐던의 항복강도(f_{py})를 넘지 않아야 하고 A_{ps} 는 프리스트레스 되지 않은 철근의 경우 '0'이다.

식 (8.5.25)에서, Δf_p 는 부착된 프리스트레스 철근에 대해서는 420 MPa, 부착되지 않은 프리스트레스 철근에 대해서는 700 MPa를 사용할 수 있으며 Δf_p 값은 해석에 의하여 조절할 수 있다.

3.4.1 타이의 유효 폭

철근의 축은 STM의 타이의 축과 일치하여야 한다. 절점영역의 크기를 계산하기 위하여 사용된 타이의 중심콘크리트의 유효 폭(w_t)을 설계함에 있어서 가정되는 타이의 유효폭은 타이 철근의 분포에 따라 다음 제약 조건 안에서 변할 수 있다.

- (1) 타이 안의 철근이 1층일 경우에 타이의 유효폭(w_t)은 <그림 16(a)>와 같이 타이의 철근지름과 철근 표면에서 피복 콘크리트까지의 거리의 두 배를 합한 값이다.

$$w_t = 2 \times \bar{y} \quad (88)$$

여기서 \bar{y} 는 철근의 도심이다.

- (2) 타이의 폭의 실제 상한 값($w_{t, \max}$)은 수압정적 절점영역의 폭에 상응하여 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$w_{t, \max} = F_{nt} / f_{ce} \quad (89)$$

여기서 f_{ce} 는 「3.3 (1)」에 주어진 절점영역의 적용 가능한 유효압축강도이다. 만약 타이의 폭이 「3.4 (1)」에서 계산된 값보다 클 경우에 타이의 철근은 <그림 16(b)>와 같이 타이의 폭과 두께에 일정하게 배근되어야 한다.

3.4.2 타이 철근의 정착

타이 철근은 구조설계기준에서 정하는 기계식정착, 포스트 텐션 정착, 표준 갈고리, 또는 정착길이를 확보한 직선철근에 의하여 정착되어야 한다.

- (1) 절점영역에는 절점의 한 면과 다른 면에서 타이 힘의 차이가 발생할 수 있다.
- (2) 한 쪽 타이를 정착하는 절점영역에서 타이에 작용하는 부착력 같이 타이 내의 철근의 도심이 확장절점영역(extended nodal zone)을 지나 부재 경간으로 들어가는 점에서 서부터 발생한다(정착길이는 확장절점영역을 지나 부재 경간으로 들어가는 점에서 시작한다).
- (3) 2개 이상의 타이를 정착하고 있는 절점영역에서 각 방향에 작용하는 타이의 힘은 그 타이의 철근 도심이 확장절점영역을 벗어나는 점에서 발생한다.
- (4) “다”에서 요구되는 횡방향 철근은 [콘크리트구조설계기준 8.5항 정착철근 상세]에 의하여 정착되어야 한다.

3.5 절점영역의 설계

절점영역의 공칭 강도(F_{nn})는 식 (90)에 의하여 계산된다.

$$F_{nn} = f_{ce} A_n \quad (90)$$



여기서, f_{ce} 는 「(3)」에 주어진 절점영역의 콘크리트의 유효압축강도이며, 절점영역의 면적(A_n)은 (1)또는(2)이다.

- (1) F_u 가 작용하는 절점영역면의 면적으로 F_u 의 작용선에 대하여 수직한다.
- (2) 절점영역을 가로지르는 한 단면의 면적이다. 이 단면은 작용하는 합력의 작용선에 대하여 수직한다.

한 절점에 만나는 모든 스트럿의 응력이 동일할 경우에 수압정적 절점영역이 사용될 수 있다. 수압정적 절점영역의 면은 스트럿의 축에 수직하며 절점영역면의 폭은 스트럿에 작용하는 힘에 비례한다.

스트럿과 타이에 작용하는 주응력은 스트럿과 타이의 축에 평행하게 작용한다고 가정하고, 이 축에 수직한 면에 응력이 주응력이 되며 위의 ①에 의하여 A_n 을 계산한다. <그림 16(b)>와 같이 절점영역면이 스트럿의 축에 직각이 아닌 경우에 절점영역면에는 전단응력과 연직응력이 작용한다. 이러한 응력은 일반적으로 스트럿의 단면적 A_c 에 작용하는 수직응력(주압축)과 대치할 수 있으며, ①과 같이 스트럿의 축과 수직한 면적을 사용한다.

분리된 절점영역을 통과하는 단면에 대한 응력에 대하여 위의 ②가 사용된다. 이 경우에 응력은 절점영역에 작용하는 합력에 수직한 최소단면적에 대하여 검토되어야 한다. 절점영역의 설계는 위의 ①과 ②중에서 큰 응력에 의하여 결정된다.

(3) 절점영역의 유효압축강도

구속보강근이 절점영역에 배근되어 있지 않고 구속효과가 실험과 해석에 의하여 제공되지 않을 경우에 스트럿 타이에 작용하는 힘에 의하여 절점영역에 의하여 발생하는 힘에 대한 유효압축응력은 식 (91)에 의하여 계산한다.

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f_{ck} \quad (91)$$

여기서 β_n 은 절점영역의 콘크리트 유효압축강도에 대한 타이의 정착이 미치는 영향을 고려한 계수로 다음과 같다.

- ① 스트럿 또는 지압면적으로 둘러싸인 절점영역..... $\beta_n = 1.0$
- ② 한 개의 타이에 의하여 정착된 절점영역..... $\beta_n = 0.80$
- ③ 두 개 이상의 타이에 의하여 정착된 절점영역..... $\beta_n = 0.60$

위의 가-다의 값은 각각 C-C-C, C-C-T, C-T-T(또는 T-T-T) 절점영역에 상응한다. β_n 값은 타이의 인장변형률과 스트럿의 압축변형률의 부적합에 의하여 유발되는 절점영역의 교란(disruption)의 증가를 반영한다.

< 참고문헌 >

- 1) ACI Committee 318-05, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACT 318-05 / ACI 318R-05)," American Concrete Institute, Detroit, 2002, 443pp.
- 2) Ritter, W., "Die bauweise hennebique, Schweizerische Bauzeitung," Vol.33, No.7 pp.59-61, 1899
- 3) Morsch, E., "Der Eisenbetonbau, Seine Anwendung und Theorie," 1th Edition, Im Selbstverlag der Firma, Neustadt, 118 pp. 1902
- 4) Kani, M.W., Huggins, M.W. and Wittkopp, R.R., "Kani on shear in reinforced concrete," Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, 1979
- 5) Collins, M.P. and Mitchell, D., "Prestressed concrete structures," Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1991
- 6) Schlaich, J., Schafer, I. and Jennewein, M., "Towards a consistent design of structural concrete," J. Prestressed Concrete Inst., Vol.32, No.3, pp.74-150, 1987
- 7) 콘크리트구조설계기준, 2007



4. 비틀림 설계

비틀림에 대한 설계는 박벽관, 즉 공간 트러스 해석에 의한다. 비틀림을 받는 부재는 단면의 중앙부가 무시되는 박벽관으로 가정한다<그림 17>.

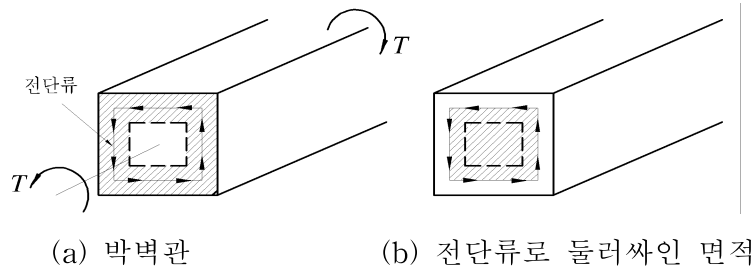


그림 17. 박벽관

4.1 비틀림을 검토해야 하는 경우

계수비틀림모멘트 T_u 가 $T_{cr}/4$ 보다 작은 경우 비틀림의 영향을 무시할 수 있다.

T_{cr} 은 균열비틀림모멘트로서 주인장응력이 $\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}$ 에 도달할 때에 상응한다.

(1) 프리스트레싱 되지 않은 부재의 균열비틀림모멘트는 다음과 같다.

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (92)$$

여기서, p_{cp} = 전단면의 둘레길이

A_{cp} = 콘크리트 단면의 바깥 둘레로 둘러싸인 단면적으로, 속빈 단면에서는 속빈 면적을 포함.

(2) 프리스트레스트 부재의 균열비틀림모멘트는 다음과 같다.

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (93)$$

따라서 다음과 같은 경우는 비틀림에 대한 고려를 설계시 무시할 수 있다.

① 프리스트레싱되지 않은 경우

$$T_u < \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (94)$$

② 프리스트레스트 콘크리트 부재의 경우

$$T_u < \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (95)$$

③ 축방향 인장 및 압축을 받는 철근콘크리트부재의 경우

$$T_u < \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{\frac{A_g}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (96)$$

슬래브와 일체로 치기된 경우의 부재에서 A_{cp} 와 p_{cp} 를 계산할 때 필요한 내민 플랜지의 폭은 [콘크리트 구조설계기준 10장 슬래브]에 따른다.

4.2 비틀림계수모멘트

계수 비틀림모멘트 T_u 가 균형을 유지해야 하고, 최소값을 초과하면 부재는 비틀림 모멘트에 저항하도록 설계되어야 한다.

- (1) 균열로 인해 내력의 재분배가 발생하여 비틀림모멘트의 감소가 발생할 수 있는 부정 구조물의 경우, 최대 계수 비틀림모멘트 T_u 는 다음과 같이 감소되어도 좋다.

- ① 철근콘크리트 부재의 경우

$$\phi \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (97)$$

- ② 프리스트레스트 부재의 경우(「5.4.2 (3)」에서 설명한 단면)

$$\phi \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (98)$$

- ③ 축방향 인장 및 압축을 받는 철근콘크리트부재의 경우

$$\phi \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{\frac{A_g}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (99)$$

①, ② 및 ③에서 동일하게 재분배된 휨모멘트 및 전단력은 인접부재의 설계에 고려하여야 한다.

- (2) 프리스트레싱되지 않은 부재에서는 받침점으로부터 d 이내에 위치한 단면의 설계를 할 때 d 에서 계산된 T_u 보다 작지 않게 설계한다. 만일 d 이내에서 집중 비틀림이 발생하면 설계의 임계단면은 받침점면이 된다.
- (3) 프리스트레스트 부재에서 받침점으로부터 $h/2$ 이내에 위치한 단면의 설계를 할 때 $h/2$ 에서 계산된 T_u 보다 작지 않게 설계한다. 만일 $h/2$ 이내에서 집중비틀림이 발생하면 설계의 임계단면은 받침점면이 된다.

4.3 비틀림모멘트 강도

- (1) 비틀림을 받는 부재의 단면 크기는 균열폭을 작게 하고, 표면 콘크리트의 압축 파괴를 방지하기 위해 아래와 같이 제한하여야 한다.

- ① 속찬 단면

이 단면에서 전단에 의한 응력은 단면의 전 폭에 걸쳐서 발생하지만, 비틀림에 의한 응력은 박벽관에 의해 저항한다고 가정하여 얻어진 다음 관계를 만족하여야 한다.



$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_o d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_o d} + \frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}}\right) \quad (100)$$

② 속빈 단면

이 단면에서는 전단과 비틀림에 의해 발생한 전단응력이 <그림 18>와 같이 직접 더해진다. 따라서 전단에 의한 응력과 비틀림에 의한 응력사이에 다음과 같은 관계를 만족하여야 한다.

$$\left(\frac{V_u}{b_o d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_o d} + \frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}}\right) \quad (101)$$

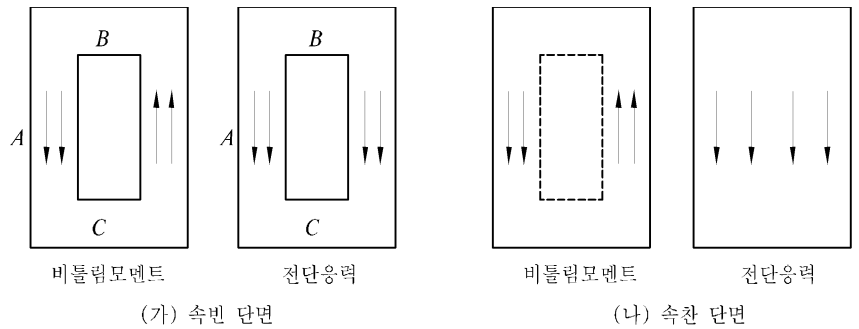


그림 18 전단응력과 비틀림응력의 합

여기서, V_c 는 콘크리트가 기여하는 전단강도이다. 그리고 식 (101)을 속빈 단면에 적용할 때 실제 벽의 두께 t_w 가 A_{oh}/p_h 보다 작은 경우에는 A_{oh}/p_h 대신 실제 벽의 두께를 사용하여야 한다.

(2) 만일 속빈 단면의 벽두께가 주변을 따라 변한다면 식 (101)은 좌변이 최대가 되는 위치에서 검증하여야 한다.

(3) 만일 벽의 두께가 A_{oh}/p_h 보다 작다면, 식 (101)의 둘째 항을 $\left(\frac{T_u}{1.7 A_{oh} t_w}\right)$ 로 한다. 여기서, t_w 는 응력이 계산되는 위치에서 속빈 단면의 벽의 두께이다.

(4) 비틀림 철근의 항복강도는 400 MPa을 넘지 않아야 한다.

(5) 정한 값보다 큰 비틀림모멘트가 작용하는 부재의 설계는 다음 식에 기초를 두어야 한다.

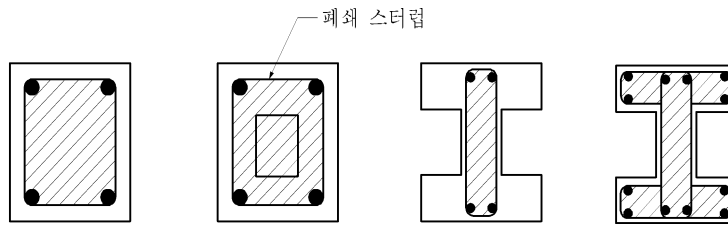
$$T_u \leq \phi T_n \quad (102)$$

설계비틀림강도 ϕT_n 은 계수비틀림 T_u 이상이라야 한다. T_n 을 계산할 때는 모든 비틀림이 스티럽과 주철근에 의해 저항되고 $T_c = 0$ 이라고 가정한다. 동시에 콘크리트에 의한 전단저항 V_c 는 동시에 작용하는 비틀림에 의해서 영향을 받지 않는다고 가정한다.

- (6) 공칭비틀림강도 T_n 은 다음 식을 사용하여 산정하여야 한다.

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta \quad (103)$$

여기서, A_o 를 $0.85A_{oh}$ 로 취할 수 있으며, A_{oh} 는 <그림 19>과 같이 비틀림 철근의 중심선으로 폐쇄된 면적이고, 압축경사각 θ 는 $30^\circ \sim 60^\circ$ 로서 프리스트레싱되지 않은 부재나 프리스트레싱 힘이 주철근 인장강도의 40% 미만인 경우는 45° 로 취할 수 있으며, 프리스트레싱 힘이 주철근 인장강도의 40% 이상인 경우는 37.5° 로 취할 수 있다.



A_{oh} =폐쇄단면

그림 19. A_{oh} 의 정의

- (7) 비틀림에 저항하기 위한 종방향 철근량은 다음 값 이상이라야 한다.

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \cot^2 \theta \quad (104)$$

여기서 θ 는 식 (103)에 사용된 값이며, A_t/s 값은 식 (103)에서 계산되는 값으로써 최소 비틀림 철근량의 규정을 적용하지 않는 값이다.

- (8) 부재가 휨, 전단, 비틀림, 축력을 동시에 받을 때는 종방향 철근량과 횡방향 철근량을 각각 구하여 중첩하여야 한다. 이 때 철근간격과 배치는 가장 엄격한 요구조건을 만족하여야 한다.
- (9) 휨을 받는 부재에서는 휨압축 영역의 종방향 비틀림 철근의 면적을 $M_u/(0.9df_{yl})$ 만큼 줄여도 된다. 여기서 M_u 는 T_u 와 함께하는 단면에서의 계수휨모멘트이다. 이때 필요한 철근량은 최소 비틀림 철근량의 규정을 만족하여야 한다.
- (10) 프리스트레스트 부재에서는 다음 사항을 만족하여야 한다.
- ① 각 단면에서의 PS강재를 포함한 총 종방향 철근이 그 단면에서의 계수모멘트와 그 단면에서의 계수비틀림에 근거한 추가적인 집중 종방향 인장력 $A_l f_{yl}$ 에 저항할 수 있어야 한다.
 - ② PS강재를 포함한 종방향 철근의 간격은 비틀림 철근의 간격에 관한 규정을 만족하여야 한다.
- (11) 프리스트레스트 부재는 휨에 의한 압축영역에서 종방향 비틀림 철근의 면적을 「해설2,4,(3)⑨⑩」에서 요구한 양 이하로 줄일 수 있다.



4.4 비틀림 철근의 상세

- (1) 비틀림 철근은 종방향 철근 또는 PS강재와 다음과 같은 형태의 철근으로 구성하여야 한다.
 - ① 부재축에 수직인 폐쇄스터립 또는 폐쇄띠철근
 - ② 부재축에 수직인 횡방향 철선으로 구성된 폐쇄용접철망
 - ③ 프리스트레싱되지 않은 부재에서 나선철근
- (2) 횡방향 비틀림 철근은 종방향 철근 주위의 135°로 꺾인 표준갈고리에 의해 정착하여야 한다. 철근 정착부 근처의 콘크리트가 플랜지나 슬래브 또는 유사한 부재에 의하여 박리가 억제되는 경우에는 일반적인 U형 스테립의 정착방법을 적용할 수 있다.
- (3) 종방향 비틀림철근은 양단에 정착되어야 한다.
- (4) 속빈 단면의 비틀림에서는 횡방향 비틀림 철근의 중심선에서 단면 내벽까지의 거리가 $0.5A_{oh}/p_h$ 이상이어야 한다.

4.5 최소 비틀림 철근량

- (1) 계수비틀림모멘트 T_u 가 규정된 값을 초과하는 모든 구간에는 최소 비틀림 철근량을 배치하여야 한다.
- (2) 위 「해설1(4)」에 의해 비틀림 철근이 요구되는 경우, 횡방향 폐쇄스터립의 최소량은 다음에 의하여 계산하여야 한다.

$$(A_v + 2A_t) = 0.0625 \sqrt{f_{ch}} \frac{b_w s}{f_{yv}} \quad (105)$$

그러나 $0.35b_w s/f_{yv}$ 보다 작아서는 안 된다.

- (3) 위 「8.5.4 (1)」에 의하여 비틀림 철근이 요구되는 경우, 종방향 비틀림 철근량은 다음에 의하여 계산하여야 한다.

$$A_{t,min} = \frac{0.42 \sqrt{f_{ck}} A_{cp}}{f_{yl}} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \quad (106)$$

여기서 A_t/s 는 $0.175b_w/f_{yv}$ 보다 작아서는 안 된다.

4.6 비틀림 철근의 간격

- (1) 횡방향 비틀림 철근의 간격은 $p_h/8$ 또는 300mm 중에 작은 것보다 커서는 안 된다.
- (2) 비틀림에 대해 필요한 종방향 철근은 최대간격 300mm인 폐쇄스터립의 주변을 따서 배치해야 한다. 종방향 철근이나 PS강재는 스테립의 내부에 배치되어야 하며 스테립의 각 구석에는 적어도 하나의 주철근 또는 PS강재가 있어야 한다. 종방향 철근직경은 스테립 간격의 1/24 이상이 되어야 하며, D10 이상이어야 한다.
- (3) 비틀림철근은 이론적으로 필요한 위치를 넘어 적어도 $(b_t + d)$ 이상의 거리에 설치되어야 한다.

RECORD HISTORY

Rev.0('12.12.5) 철도설계기준 철도설계지침, 철도설계편람으로 나누어져 있는 기준 체계를 국제적인 방법인 항목별(코드별)체계로 개정하여 사용자가 손쉽게 이용하는데 목적을 둬.

Rev.1('14.1.?) 철도설계기준(국토교통부고시제2013-757호, '13.12.5)이 개정 고시됨에 따라 개정내용을 반영