

KDS 14 31 10 : 2017

강구조 부재 설계기준 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정

<http://www.kcsc.re.kr>



국토교통부



건설기준 제·개정에 따른 경과 조치

이 기준은 발간 시점부터 사용하며, 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설공사는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 기준을 그대로 사용할 수 있습니다.

건설기준 제·개정 연혁

- 이 기준은 건설기준 코드체계 전환에 따라 기존 건설기준(설계기준, 표준시방서) 간 중복·상충을 비교 검토하여 코드로 통합 정비하였다.
- 이 기준은 기존의 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 10 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 “건설공사기준 코드체계” 전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 10 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제 정 : 2016 년 6월 30일

심 의 : 중앙건설기술심의위원회

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

개 정 : 2017년 12월 20일

자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회

목 차

1. 일반사항	1
2. 조사 및 계획	1
3. 재료	1
4. 설계	1
4.1. 인장부재	1
4.2. 압축부재	8
4.3. 휨부재	33
4.4. 조합력과 비틀림부재	120
4.5. 기타 부재	125

부록

A. 조밀 또는 비조밀 웨브를 갖는 부모멘트부 합성 및 비합성 직선 I-거더의 휨저항강도	146
A.1 일반사항	146
A.2 웨브 소성화계수	148
A.3 압축플랜지 항복기준 휨저항강도	149
A.4 인장플랜지 항복기준 휨저항강도	153
B. 휨부재의 특성계산	153
B.1 소성모멘트	153
B.2 항복모멘트	156
B.3 압축을 받는 웨브의 높이	157
B.4 $C_b > 1.0$ 인 경우의 횡비틀림좌굴식	159
B.5 지압보강재가 없는 웨브에 작용하는 집중하중	160

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

이 기준의 규정은 강구조 인장부재, 압축부재, 휨부재, 조합력과 비틀림부재 및 기타 부재의 설계에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 31 05(3)에 따른다.

4. 설계

4.1. 인장부재

이 장은 중심축 인장력을 받는 부재에 적용한다.

4.1.1 세장비 제한

(1) 교량을 제외한 강구조의 경우, 인장을 받는 부재의 설계 시 최대 세장비의 제한은 없다. 다만, 인장력에 기초하여 설계되는 부재의 세장비 L/r 은 가급적 300을 넘지 않도록 한다. 이 제한은 인장력을 받는 강봉이나 매달린 부재에는 적용하지 않는다.

(2) 교량 강구조의 경우, 아이바, 봉강, 케이블, 판을 제외한 모든 인장부재의 세장비는 다음을 만족해야 한다.

- | | |
|------------------|----------------|
| ① 교변응력을 받는 주부재 | $L/r \leq 140$ |
| ② 교변응력을 받지 않는 주부 | $L/r \leq 200$ |
| ③ 2차 부재 | $L/r \leq 240$ |

4.1.2 단면적의 산정

4.1.2.1 총단면적

부재의 총단면적 A_g 는 부재축의 직각방향으로 측정된 각 요소단면의 합이다.

4.1.2.2 순단면적

부재의 순단면적 A_n 은 식 (4.1-1) 또는 식 (4.1-2)와 같이 두께와 계산된 각 요소의 순폭을 곱한 값들의 합이다. 인장과 전단을 받는 부재의 순단면적을 산정하는 경우 볼트구멍의 폭은 KDS 14 31 25 표 4.1-1의 공칭구멍직경의 값으로 한다. 중심인장을 받는 연결재 접합부재의 순단면적은 연결재 구멍의 영향을 고려하여 산정해야 한다. 순단면적 A_n 은 최소 순단면적을 갖는 파단선으로부터 구한다.

(1) 정렬배치인 경우

$$A_n = A_g - ndt \quad (4.1-1)$$

여기서, n : 인장력에 의한 파단선상에 있는 구멍의 수

d : 연결재 구멍의 직경 (mm)

t : 부재의 두께 (mm)

(2) 불규칙배치(엇모배치)인 경우

$$A_n = A_g - ndt + \Sigma \frac{s^2}{4g} t \quad (4.1-2)$$

여기서, s : 인접한 2개 구멍의 응력 방향 중심간격 (mm)

t : 연결재 게이지선 사이의 응력 수직방향 중심간격 (mm)

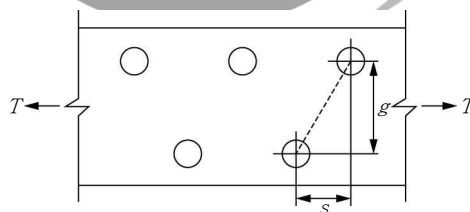


그림 4.2.2-1 불규칙배치인 경우,
s와 g의 정의

볼트구멍이 있는 ㄱ형강의 순단면적은 다리를 동일평면에 전개한 후 산정한다. 이 경우 전개된 인접한 두 면의 구멍의 게이지는 ㄱ형강의 뒷면으로부터 산정한 게이지들의 합에서 두께를 감한 값이다. 강관 단면의 슬롯에 거세플레이트를 용접하는 경우 강관의 순단면적은 총단면적에서 슬롯에 의해 공제된 단면적으로 한다. 플러그용접이나 슬롯용접된 부재의 순단면적을 계산할 때, 용접재는 순단면적 계산에 포함되지 않는다.

4.1.2.3 유효순단면적

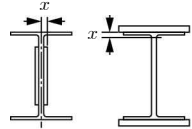
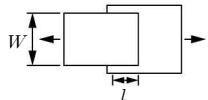
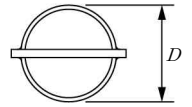
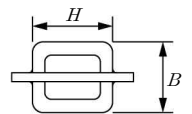
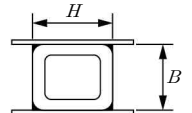
유효순단면적 A_e 는 다음과 같이 산정한다.

$$A_e = UA_n \quad (4.1-3)$$

여기서, U : 전단뒤집에 의한 감소계수 (표 4.1-1 참조)

단일 ㄱ형강, 쌍 ㄱ형강, T형강 부재의 접합부는 전단뒤집에 의한 감소계수가 0.6 이상이어야 한다. 다만, 4.4.1.2 및 4.4.2에 따라 편심효과를 고려하여 설계하는 경우, 0.6 보다 작은 값을 사용할 수 있다.

표 4.1-1 인장재접합부의 전단뒤집에 의한 감소계수

사례	요소 설명		전단뒤집에 의한 감소 계수, U	예
1	인장력이 용접이나 연결재를 통해 각각의 단면요소에 직접적으로 전달되는 모든 인장재(사례 4, 5, 6과 같은 경우는 제외한다.)		$U = 1.0$	—
2	인장력이 길이방향 용접이나 연결재를 통해 단면요소의 일부에 전달되는, 판재와 강관을 제외한 모든 인장재(H형강은 사례7을 적용할 수도 있고, ㄱ형강은 사례8을 적용할 수 있다.)		$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	인장력이 가로방향 용접을 통해 단면요소의 일부에 전달되는 모든 인장재		$U = 1.0$ 그리고 $A_n =$ 직접 접합된 요소의 면적	—
4	인장력이 길이방향 용접만을 통해서 전달되는 판재		$l \geq 2w \dots U = 1.00$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	중심축에 단일 거셋플레이트를 용접한 원형강관		$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ 여기서, $\bar{x} = D/\pi$	
6	각형강관 부재	중심축에 단일 거셋플레이트가 있는 경우	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ 여기서, $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		양측면에 거셋플레이트가 있는 경우	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ 여기서, $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

사례	요소 설명		전단뒤집에 의한 감소 계수, U	예
7	H형강 또는 T형강 (사례2와 비교하여 큰 값의 U 를 사용할 수 있다.)	하중방향으로 매 열당 3개 이상의 연결재로 접합한 플랜지의 경우	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$	—
		하중방향으로 매 열당 4개 이상의 연결재로 접합한 웨브연결의 경우	$U = 0.70$	—
8	단일 Γ 형강 혹은 쌍 Γ 형강 (사례2와 비교하여 큰 값의 U 를 사용할 수 있다.)	하중방향으로 매 열당 4개 이상의 연결재가 있는 경우	$U = 0.80$	—
		하중방향으로 매 열당 2개 또는 3개의 연결재가 있는 경우	$U = 0.60$	—

주 1) x : 접합길이 (mm); w : 플레이트 폭 (mm); $\bar{x}$: 연결편심 (mm); B : 각형강관의 양끝 폭, 접측면에 대해 90°로 도측정 (mm); H : 각형강관의 양끝 높이 (mm), 접측면으로부터 측정; l : 힘의 방향과 평행한 접합부 길이 (mm)

4.1.3 인장강도

인장재의 설계인장강도 $\phi_t P_n (= \phi_t P_t)$ 은 총단면의 항복한계상태와 유효순단면의 파단한계상태에 대해 식 (4.1-4)과 식 (4.1-5)에 의해 산정된 값 중 작은 값으로 한다.

4.1.3.1 총단면의 항복한계상태

총단면의 항복에 대한 공칭인장강도 P_n 은 다음 식과 같다.

$$P_n = F_y A_g \quad (4.1-4)$$

여기서, A_g : 부재의 총단면적 (mm²)

F_y : 항복강도 (MPa)

P_n : 공칭인장강도 (N)

4.1.3.2 유효순단면의 파단한계상태

유효순단면의 파괴에 대한 공칭인장강도는 다음 식과 같다.

$$P_n = F_u A_e \quad (4.1-5)$$

여기서, A_e : 유효 순단면적 (mm²)

F_u : 인장강도 (MPa)

구멍이 없는 부재가 용접에 의해 접합되는 경우 식 (4.1-5)에서 사용된 유효순단면적은 4.1.2.3에 따른다. 용접에 의해 접합되거나 플러그 또는 슬롯용접이 사용된 부재에 구멍이 있는 경우, 구멍의 유효순단면적은 식 (4.1-5)을 적용하여 산정한다.

4.1.4 조립 인장부재

판재와 형강 등으로 조립 인장부재를 구성하는 경우 조립부재가 일체가 되도록 다음 조건에 맞게 적절하게 조립해야 한다.

- (1) 판재와 형강 또는 2개의 판재로 구성되어 연속적으로 접촉되어 있는 조립 인장부재의 재축방향 긴결간격은 다음 값 이하로 해야 한다.
 - ① 도장된 부재 또는 부식의 우려가 없어 도장되지 않은 부재의 경우 얇은 판 두께의 24배 또는 300 mm
 - ② 대기 중 부식에 노출된 도장되지 않은 내후성강의 경우 얇은 판두께의 14배 또는 180 mm
- (2) 끼움재를 사용한 2개 이상의 형강으로 구성된 조립인장재는 개별부재의 세장비가 가급적 300을 넘지 않도록 한다.
- (3) 띠판은 조립 인장부재의 비충복면에 사용할 수 있으며, 다음 조건에 맞도록 해야 한다.
 - ① 띠판의 재축방향 길이는 조립부재 개별부재를 연결시키는 용접이나 연결재 사이거리의 2/3 이상이 되어야 하고, 띠판 두께는 이 열 사이거리의 1/50 이상 되어야 한다.
 - ② 띠판에서의 단속용접 또는 연결재의 재축방향 간격은 150 mm 이하로 한다.
 - ③ 띠판 간격을 결정할 때, 조립부재 개별부재의 세장비는 가급적 300을 넘지 않도록 한다.

4.1.5 핀접합부재

4.1.5.1 인장강도

핀접합부재의 설계인장강도 $\phi_t P_n$ 은 인장파단, 전단파단, 지압 및 항복의 한계상태 중 가장 작은 값으로 한다.

4.1.5.1.1 유효순단면적에 대한 인장파단

유효순단면의 인장파단에 대한 공칭인장강도는 다음 식과 같다.

$$P_n = 2tb_{eff}F_u \quad (4.1-6)$$

여기서, b_{eff} : 유효연단거리 ($= 2t+16$) (mm)

다만, 볼트구멍 연단으로부터 작용하는 힘의 직각방향으로 측정된 부재의 연단까지 거리보다 크지 않아야 한다.

t : 판재의 두께 (mm)

F_u : 인장강도 (MPa)

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.1.5.1.2 유효단면적에 대한 전단파단

유효단면의 전단파단에 대한 공칭인장강도는 다음 식과 같다.

$$P_n = 0.6F_u A_{sf} \quad (4.1-7)$$

여기서, $A_{sf} = 2t(a + d/2)$ (mm^2)

a : 핀구멍의 연단으로부터 힘의 방향과 평행하게 측정한 부재의 연단까지의 최단거리
(mm)

d : 핀직경 (mm)

t : 판재의 두께 (mm)

4.1.5.1.3 핀의 투영면적에 대한 지압

핀의 투영면적에 대한 지압에 의한 공칭인장강도는 KDS 14 31 25(4.1.7)에 따른다.

4.1.5.1.4 총단면적에 대한 항복

총단면의 항복에 의한 공칭인장강도는 식 (4.1-4)에 따라 산정한다.

4.1.5.2 핀접합부재의 구조제한

(1) 건축물 강구조를 포함한 일반 강구조물의 핀접합부재에 대한 구조제한은 다음과 같다.

- ① 핀구멍은 부재의 중앙에 위치해야 한다.
- ② 핀이 전하중상태에서 접합재들 간의 상대변위가 발생할 경우, 핀구멍의 직경은 핀직경보다 1 mm 이상 크면 안 된다.
- ③ 핀구멍이 있는 플레이트의 폭은 $2b_{eff} + d$ 이상이어야 하며, 재축에 평행한 핀구멍의 연단거리 a 는 $1.33b_{eff}$ 이상이어야 한다.

(2) 교량강구조의 핀접합부재에 대한 구조제한은 다음과 같다.

- ① 핀구멍의 중심선을 지나는 횡단면에서 모재판과 핀 보강판의 순단면적의 합은 핀구멍이 없는 단면에서 필요한 모재판의 순단면적의 1.4배 보다 커야 한다.
- ② 핀구멍을 지나 종방향으로의 모재판과 핀 보강판의 순단면적의 합은 핀구멍이 없는 단면에서 필요한 모재판의 순단면적보다 커야 한다.
- ③ 핀구멍의 중심은 모재판의 종축선 상에 위치해야 한다. 핀구멍의 직경은 핀의 직경보다 0.8 mm 이상 커서는 안 된다.
- ④ 최소항복강도가 460 MPa 보다 큰 강재의 경우 구멍의 직경은 모재판과 핀 보강판의 두께를 합한 값의 5배를 초과해서는 안 된다.
- ⑤ 모재판과 핀 보강판의 두께의 합은 구멍 끝에서 핀 연단거리의 12% 보다 작아서는 안 된다. 모재판의 두께는 핀구멍이 없는 단면의 폭의 12%보다 커야 한다.

4.1.6 아이바

4.1.6.1 인장강도

아이바의 인장강도는 4.1.3에 따른다. 다만, 아이바 몸체의 단면적은 A_g 로 한다. 아이바 몸체의 폭은 두께의 8배를 초과하지 않도록 한다.

4.1.6.2 아이바의 구조제한

(1) 건축물 강구조를 포함한 일반 강구조 아이바에 대한 구조제한은 다음과 같다.

- ① 아이바의 원형 머리부분과 몸체 사이부분의 반지름은 아이바 머리의 직경보다 커야 한다. 핀 직경은 아이바 몸체폭의 7/8배 보다 커야하고, 핀 구멍의 직경은 핀 직경보다 1 mm 이상 크면 안 된다.
- ② F_y 가 460 MPa을 초과하는 강재의 구멍직경은 플레이트 두께의 5배를 초과할 수 없고 아이바 본체의 폭은 그에 따라 감소시켜야 한다.
- ③ 플레이트 두께는 핀 플레이트와 필러 플레이트를 조임하기 위해 외부 너트를 사용하는 경우에만 13 mm 이하의 두께 사용이 허용된다.
- ④ 핀구멍의 연단으로부터 힘의 방향에 수직으로 측정한 플레이트의 연단까지의 폭은 아이바 몸체폭의 2/3보다 커야 하고, 3/4보다 커서는 안 된다.

(2) 교량 강구조의 아이바에 대한 구조제한은 다음과 같다.

- ① 아이바의 두께는 13 mm 이상 그리고 50 mm 이하이어야 한다.
- ② 핀구멍의 중심선에서 측정한 머리부분의 순폭은 필요한 몸체부의 폭의 135% 이상이어야 한다.
- ③ 핀구멍을 지나 아이바의 길이방향에서 측정한 머리부분의 순폭은 몸체부 폭의 75% 이상이어야 한다.
- ④ 몸체부의 폭은 두께의 8배를 초과해서는 안 된다.
- ⑤ 핀구멍의 중심은 아이바 몸체의 중심축 선상에 있어야 한다.
- ⑥ 핀구멍의 직경은 핀의 직경보다 0.8 mm 이상 커서는 안 된다.
- ⑦ 최소항복강도가 460 MPa 보다 큰 강재를 사용할 경우 구멍의 직경은 아이바 두께의 5배를 초과할 수 없다.

4.1.6.3 연결

- (1) 여러 개의 아이바가 동시에 사용될 경우 가능한 한 서로 평행해야 하고, 연결되는 부재의 중심면에 대하여 대칭으로 배열해야 한다. 아이바는 횡방향 이동 및 사교에서 발생할 수 있는 횡방향 뒤틀림에 대하여 구속해야 한다.
- (2) 인접한 아이바의 간격은 13 mm 이상이어야 한다. 동일한 핀으로 연결된 인접한 아이바의 사이를 고리모양으로 된 끼움재를 사용해야 한다. 대각선으로 교차하는 아이바 간격이 작을 경우 교차점에서 서로 크래핑시켜야 한다.

4.1.7 합성부재의 인장강도

매입형 합성부재의 인장강도는 4.2.8.2.1.3을 따르며, 충전형 합성부재의 인장강도는 4.2.8.2.2.3을 따른다.

4.2. 압축부재

이 기준은 중심축 압축력을 받는 부재에 적용한다.

4.2.1 일반사항

설계압축강도 $\phi_c P_n$ 은 다음과 같이 산정한다. 공칭압축강도 P_n 은 적용하는 휨좌굴, 비틀림좌굴, 휨-비틀림좌굴의 한계상태 중 작은 값으로 한다. 강도저항계수는 $\phi_c = 0.90$ 을 적용한다. 표 4.2-1은 압축부재 단면의 형상과 세장판 유무에 따라 적용하는 절과 그 한계상태를 나타낸다.

표 4.2-1 압축부재에 적용하는 절과 한계상태

단면	세장판이 없는 경우(비세장판 단면)		세장판이 있는 경우(세장판 단면)	
	절	한계상태	절	한계상태
	4.2.3 4.2.4	휨좌굴 비틀림좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴 비틀림좌굴
	4.2.3 4.2.4	휨좌굴 휨비틀림좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴 휨비틀림좌굴
	4.2.3	휨좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴
	4.2.3	휨좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴
	4.2.3 4.2.4	휨좌굴 휨비틀림좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴 휨비틀림좌굴
	4.2.3 4.2.4 4.2.6	휨좌굴 휨비틀림좌굴	4.2.6 4.2.7	국부좌굴 휨좌굴 휨비틀림좌굴
	4.2.5		4.2.5	
	4.2.3	휨좌굴	해당없음	해당없음
ㄱ형강을 제외한 비대칭 단면	4.2.4	휨비틀림좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨비틀림좌굴

4.2.1.1 국부좌굴에 대한 단면의 분류

압축력을 받는 판 단면은 비세장판 단면 및 세장판 단면으로 구분된다.

- (1) 비세장판 단면 : 압축 판요소의 폭두께비 λ 가 표 4.2-2의 λ_r 를 초과하지 않는 단면 ($\lambda \leq \lambda_r$)
- (2) 세장판 단면 : 압축 판요소의 폭두께비 λ 가 표 4.2-2의 λ_r 를 초과하는 단면 ($\lambda > \lambda_r$)

4.2.1.1.1 자유돌출판

압축력 방향과 평행한 면 중에서 한 쪽 면에만 지지되어 있는 자유돌출판의 폭은 다음 값을 취하고, 그 치수는 표 4.2-2에 따른다.

- (1) I, H형강 및 T형강 플랜지에 대한 폭 b 는 전체 플랜지폭 b_f 의 반이다.
- (2) Γ 형강의 다리, C 형강 및 Z형강의 플랜지에 대한 폭 b 는 전체 공칭치수이다.
- (3) 플레이트에 대한 폭 b 는 자유단으로부터 연결재의 첫 번째 줄 혹은 용접선까지의 길이이다.
- (4) T형강의 스템에 대한 d 는 단면의 전체 공칭높이로 한다.

4.2.1.1.2 양연지지판

압축력 방향과 평행한 양쪽 면에 지지된 양연지지판의 폭은 다음 값으로 취하고, 그 치수는 표 4.2-2에 따른다.

- (1) 압연이나 성형단면의 웨브에 대하여, h 는 각 플랜지에서 필릿이나 모서리반경을 감한 플랜지사이의 순간격이다. h_c 는 도심에서 필릿이나 모서리반경을 감한 압축플랜지의 내측 면까지 거리의 2배이다.
- (2) 조립단면의 웨브에 대하여, h 는 인접한 연결재의 열간거리 또는 용접한 경우 플랜지 사이의 순간격이며, h_c 는 도심으로부터 압축플랜지에서 제일 가까운 연결재열까지 거리 또는 용접한 경우 압축플랜지의 내측면까지 거리의 2배이다. h_p 는 소성중립축으로부터 압축플랜지에서 제일 가까운 연결재 열까지 거리 또는 용접한 경우 압축플랜지의 내측면까지 거리의 2배이다.
- (3) 조립단면에서 플랜지 또는 다이아프램 플레이트에 대하여, 폭 b 는 인접한 연결재의 열간거리 또는 용접선간의 거리이다.
- (4) 각형강판 단면의 플랜지에 대하여, 폭 b 는 각 변의 내측 모서리 반경을 감한 웨브 사이의 순간격이다. 각형강판 단면의 웨브에 대하여, h 는 각 변의 내측 모서리 반경을 감한 플랜지 사이의 순간격이다. 만일 모서리 반경을 알 수 없으면 b 와 h 는 각 외측 치수에서 두께의 3배를 감한 값으로 취한다. 여기서, t 는 설계벽두께이다. 여기서 t 는 전기저항용접 각형강판의 경우는 공칭벽두께의 0.93배, 서브머지드 아크용접 각형강판의 경우는 공칭벽두께를 사용한다.

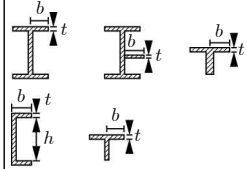
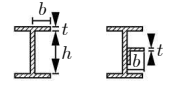
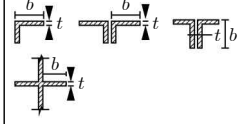
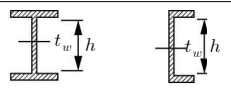
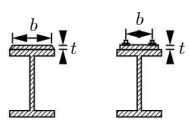
강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

- (5) 유공커버플레이트의 경우, b 는 인접한 연결재의 열간 수직거리이고 플레이트의 순단면적은 가장 넓은 구멍이 있는 곳에서 취한다.

4.2.1.1.3 압축판요소의 폭두께비

압축력을 받는 압축판요소의 비세장판 요소와 세장판 요소를 구분하는 폭두께비 한계값은 표 4.2-2에 따른다.

표 4.2-2 압축력을 받는 압축 판요소의 폭두께비

단면	구분	판요소에 대한 설명	폭두께비	폭두께비 한계값	예
				λ_p (비세장/세장)	
자유 돌출 판	1	- 압연 H형강의 플랜지 - 압연 H형강으로부터 돌출된 플레이트 - 서로 접한 쌍 T형강의 돌출된 다리 - C형강의 플랜지 - T형강의 플랜지	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	- 용접 H형강의 플랜지 - 용접 H형강으로부터 돌출된 플레이트 또는 T형강 다리	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}^{1)}$	
	3	- T형강의 다리 - 길이를 긴 쌍 T형강의 다리 - 그 외 모든 한쪽만 지지된 판 요소	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	- T형강의 스템	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
양 연 지 지 판	5	- 2축 대칭 H형강의 웨브와 C형강	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	- 균일한 두께를 갖는 각형강관과 박스의 벽	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	- 플랜지 커버플레이트 - 연결재 또는 용접선 사이의 다이아프램 플레이트	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	- 그 외 모든 양쪽이 지지된 판요소	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	- 원형강관	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

주 1) $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, 여기서 $0.35 \leq k_c \leq 0.76$

4.2.2 유효좌굴길이와 세장비 제한

(1) 건축물 강구조와 일반 강구조의 경우, 유효좌굴길이계수 K 와 기둥의 세장비(KL/r)의 산정은 표 4.2-4에 따른다. 압축력에 기초하여 설계되는 부재의 세장비(KL/r)는 가급적 200을 넘지 않도록 한다.

(2) 교량 강구조의 경우, 압축부재의 세장비는 다음을 만족해야 한다.

① 주부재 : $KL/r \leq 120$

② 가새 : $KL/r \leq 140$

여기서, L : 횡좌굴에 대한 비지지길이 (mm)

r : 단면2차반경 (mm)

K : 표 4.2.2-1에서 결정되는 유효좌굴길이계수

(3) 다음 조건을 만족할 때 회전반경은 단면의 일부를 제외한 가상단면으로 계산할 수 있다.

① 실제 단면적과 회전반경에 의한 부재의 저항강도가 설계하중을 초과하고,

② 감소된 단면적과 그 회전반경에 의한 가상부재의 저항강도가 설계하중을 초과할 경우

표 4.2-4 유효좌굴길이계수 K

기둥의 좌굴형태를 점선으로 표시	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
이론값	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
설계값	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
단부조건	   	회전고정 및 이동고정 회전자유 및 이동고정 회전고정 및 이동자유 회전자유 및 이동자유				

4.2.3 비세장판 단면을 가진 부재의 휨좌굴에 대한 압축강도

이 조항은 균일압축을 받는 비세장판 압축부재에 적용된다. 비틀림에 대한 비지지길이가 횡좌굴에 대한 비지지길이보다 큰 경우, H형강이나 그와 유사한 형상의 기둥의 설계는 4.2.4를 따른다. 공칭압축강도 P_n 은 휨좌굴에 대한 한계상태에 기초하여 다음과 같이 산정한다.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (4.2-1)$$

좌굴응력 F_{cr} 은 다음과 같이 산정한다.

$$(1) \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 또는 } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \text{ 인 경우}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad (4.2-2)$$

$$(2) \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 또는 } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \text{ 인 경우}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (4.2-3)$$

여기서, F_e : 탄성좌굴해석을 통하여 구하는 탄성좌굴응력

$$= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \text{ (MPa)} \quad (4.2-4)$$

A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

F_y : 강재의 항복강도 (MPa)

E : 강재의 탄성계수 (MPa)

K : 유효좌굴길이계수

L : 부재의 횡좌굴에 대한 비지지길이 (mm)

r : 좌굴축에 대한 단면2차반경 (mm)

4.2.4 비세장판 단면을 가진 부재의 비틀림좌굴 및 휨비틀림좌굴에 대한 압축강도

1축대칭 부재, 비대칭 부재, 균일압축을 받는 비세장판 요소를 가진 +형 또는 조립기둥과 같은 2축대칭 부재에 적용한다. 그리고 비틀림에 대한 비지지길이가 횡좌굴에 대한 비지지길이를 초과할 경우 비세장판 요소를 가진 모든 2축대칭 부재에 적용된다. 또한 $b/t > 20$ 인 단일 γ 형강 부재의 경우에도 적용된다.

공칭압축강도 P_n 은 비틀림좌굴과 휨비틀림좌굴에 대한 한계상태에 기초하여 다음과 같이 산정한다.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (4.2-5)$$

좌굴응력 F_{cr} 은 다음과 같이 산정한다.

(1) 쌍 T형강과 T형강 압축부재의 경우

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (4.2-6)$$

여기서 F_{cry} 는 y 축대칭에 대한 휨좌굴에 대해서는 식 (4.2-2)와 식 (4.2-3)에서 구한 F_{cr} 값, T형강 압축부재에 대해서는 $\frac{KL}{r} = \frac{K_y L}{r_y}$, 쌍 T형강 압축부재에 대해서는 4.2.6으로부터 $\frac{KL}{r} = \left(\frac{KL}{r} \right)_m$ 을 사용한다.

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g r_0^2} \quad (4.2-7)$$

(2) 다른 모든 경우

F_{cr} 값은 다음에서 산정되는 탄성비틀림좌굴응력과 탄성휨비틀림좌굴응력 F_e 를 사용하여, 식 (4.2-2)와 식 (4.2-3)에 따라 산정한다.

① 2축대칭 부재의 경우

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (4.2-8)$$

② y 축에 대칭인 1축대칭 부재의 경우

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (4.2-9)$$

③ 비대칭 부재의 경우 다음 방정식의 해 중 가장 작은 해를 F_e 로 사용한다.

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_0}{r_0}\right)^2 = 0 \quad (4.2-10)$$

여기서, A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

C_w : 뒤틀림상수 (mm^6)

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x} \right)^2}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y} \right)^2}$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A_g \bar{r}_0^2}$$

G : 강재의 전단탄성계수

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_0^2}$$

I_x, I_y : 주축에 대한 단면2차모멘트 (mm⁴)

J : 비틀림상수 (mm⁴)

K_x : x 축에 대해서 휨좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_y : y 축에 대해서 휨좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_z : z 축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

$\bar{r}_0$: 전단중심에 대한 극2차반경 (mm)

$$\bar{r}_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

r_x : x 축에 대한 단면2차반경 (mm)

r_y : y 축에 대한 단면2차반경 (mm)

x_0, y_0 : 단면의 도심에서 전단중심까지의 거리(mm)

2축대칭 H형단면의 경우, $C_w = I_y h_0^2 / 4$ 값을 사용할 수 있다. 여기서, h_0 는 플랜지 도심 간의 거리를 나타낸다. T형강과 쌍 T형강의 경우, F_{ez} 를 계산할 때 C_w 를 포함한 항을 삭제하고 x_0 를 0으로 놓는다.

4.2.5 단일 T형강 압축부재

단일 T형강 부재의 공칭압축강도 P_n 은 4.2.5(1) 또는 4.2.5(2)에 규정한 유효세장비 KL/r 을 사용하여 4.2.3 또는 4.2.7에 따라 산정한다. $b/t > 20$ 인 단일 T형강 부재는 4.2.4에 따라 산정한다. 단일 T형강 압축부재가 하나의 다리를 통하여 양단에서 압축력을 받고, 용접이나 최소한 2개의 볼트로 접합되고, 부재 중간에 횡하중을 받지 않는다면, 4.2.5(1) 또는 4.2.5(2)에 규정한 유효세장비 중 하나를 사용하여 압축부재를 평가할 때 단일 T형강의 편심에 대한 효과는 무시할 수 있다. 단일 T형강이 긴 다리와 짧은 다리의 비가 1.7 이상 또는 부재중간에 횡하중을 받고, 4.2.5(1) 또는 4.2.5(2)에 설명된 조건과 다른 단부조건일 경우 축력과 휨의 조합된 힘을 받는 부재에 대한 4.4의 규정에 따른다.

(1) 등변 T형강 또는 긴 다리로 접합된 부등변 T형강이 단일 부재이거나 또는 평면트러스의 웹재로 인접한 웹재와 거셋플레이트 또는 현재의 동일면에 접합된 경우

① $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 80$ 일 때

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75 \frac{L}{r_x} \quad (4.2-11)$$

② $\frac{L}{r_x} > 80$ 일 때

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (4.2-12)$$

부등변 Γ 형강에서 다리길이의 비가 1.7 이하이고 Γ 형강의 짧은 다리가 접합되면, 식 (4.2-11) 과 식 (4.2-12)에 $4[(b_l/b_s)^2 - 1]$ 를 더하여 KL/r 을 산정한다. 다만, 이 값은 $0.95L/r_z$ 이상이어야 한다.

(2) 등변 Γ 형강 또는 긴 다리로 접합된 부등변 Γ 형강이 박스형 또는 입체트러스의 웨브재로 인접한 웨브재와 거сет플레이트 또는 현재의 동일면에 접합된 경우

① $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 75$ 일 때

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.8 \frac{L}{r_x} \quad (4.2-13)$$

② $\frac{L}{r_x} > 75$ 일 때

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (4.2-14)$$

부등변 Γ 형강에서 다리길이의 비가 1.7 이하이고 Γ 형강의 짧은 다리가 접합되면 식 (4.2-13) 과 식 (4.2-14)에 $6[(b_l/b_s)^2 - 1]$ 를 더하여 KL/r 을 산정한다. 다만, 이 값은 $0.82L/r_z$ 이상이어야 한다.

여기서, L : 부재길이 (mm)

b_l : Γ 형강의 긴 쪽 다리의 길이 (mm)

b_s : Γ 형강의 짧은 쪽 다리의 길이 (mm)

r_x : 접합된 다리와 평행한 축에 대한 단면2차반경 (mm)

r_z : 약축에 대한 단면2차반경 (mm)

4.2.6 조립 압축재

4.2.6.1 압축강도

볼트나 용접으로 접합되거나 또는 유공커버플레이트나 타이플레이트를 갖는 가새와 접합된 개단면을 1개 이상 갖고 있는 2개의 부재로 구성된 조립부재에 적용한다. 단부 연결은 용접되거나 클라스 A 또는 B 접촉면의 프리텐션볼트로 연결된다.

볼트나 용접으로 접합된 2개의 부재로 구성된 조립재의 공칭압축강도는 아래와 같이 수정하여 4.2.3, 4.2.4 또는 4.2.7에 따라 산정한다. 만일 좌굴모드가 각 개별부재간의 접합재에 전단력을 발생시키는 상대변형을 포함하고 있다면 KL/r 대신에 아래와 같이 계산된 $(KL/r)_m$ 을 사용한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

(1) 1차조임의 볼트로 접합된 경우

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (4.2-15)$$

(2) 용접이나 볼트로 접합된 경우

① $\frac{a}{r_i} \leq 40$ 일 때

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \quad (4.2-16)$$

② $\frac{a}{r_i} > 40$ 일 때

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \quad (4.2-17)$$

여기서, $\left(\frac{KL}{r}\right)_m$: 조립부재의 수정된 기동세장비

$\left(\frac{KL}{r}\right)_0$: 고려하는 좌굴방향으로 단일부재로 거동하는 조립부재의 세장비

$K_i = 0.5$ (서로 맞닿은 ㄱ형강일 경우)

$= 0.75$ (서로 맞닿은 ㄷ형강일 경우)

$= 0.86$ (다른 모든 경우)

a : 접합재 사이의 길이 (mm)

r_i : 개별부재의 최소 단면2차반경 (mm)

4.2.6.2 치수 요구조건

(1) 2개 이상의 형강들로 구성된 압축부재의 개별 구성요소들은 연결재 사이의 각 형강의 유효세장비 Ka/r_i 가 조립부재의 최대세장비 KL/r 의 3/4배를 초과하지 않도록 간격 a 로 서로 접합한다. 여기서 r_i 는 각 구성요소의 최소 곡률반경이다.

(2) 기초판 또는 완성된 면을 지압하는 조립 압축부재의 단부에서는 서로 접촉된 모든 구성요소들을 부재의 최대폭보다 길게 용접하거나, 부재 최대폭의 1.5배 이상의 구간에 대하여 길이 방향으로 볼트직경의 4배 이하 간격으로 볼트접합한다.

(3) 단부 접합부 사이의 조립 압축부재의 길이를 따라 단속용접 또는 볼트접합의 길이방향 간격은 소요강도를 전달하기에 적절해야 한다. 연속적으로 접촉하는 판과 형강 또는 2개의 판요소들을 접합하는 연결재의 길이방향 간격에 대한 제한조건은 KDS 14 31 25(4.1.1.10)에 규정하고 있다. 조립 압축부재가 구성요소로서 커버플레이트를 가질 경우, 구성요소의 모서리를 따라 단속용접할 때 그 최대간격 또는 각 단면의 모든 게이지선에서 연결재의 최대간격은 가장 얇은 커버플레이트 두께의 $0.75 \sqrt{E/F_y}$ 배 그리고 305 mm 이하로 한다. 연결재가 불규

칙배치될 경우 각 게이지선에서 연결재의 최대간격은 가장 얇은 커버플레이트 두께의 $1.12\sqrt{E/F_y}$ 배 그리고 460 mm 이하로 한다.

판 또는 형강으로 조립한 압축부재의 개단면에는 일련의 작업구멍을 갖는 연속된 유공커버플레이트가 적용될 수 있다. 4.2.1.1에 규정한 유공커버플레이트의 비지지폭은 작업 개구부에서 다음의 요구조건을 만족할 때 설계강도 계산에 고려된다.

- ① 폭두께비는 4.2.1.1의 제한조건을 만족해야 한다. 표 4.2-2의 7번 경우에는 폭 b 를 가장 가까운 연결재 열간 횡거리로 폭두께 한계비에 사용하면 보수적이다. 판의 순단면적은 가장 큰 구멍이 있는 곳에서 취한다. 이러한 방법 대신에 폭두께 한계비는 해석을 통해 결정될 수 있다.
 - ② 응력방향의 개구부의 길이는 개구부 폭의 2배 이하로 한다.
 - ③ 응력방향의 개구부 순거리는 가장 가까운 연결재 열 간 또는 용접선 간의 횡거리보다 길어야 한다.
 - ④ 개구부의 둘레 모든점에서의 곡률반경은 38 mm 이상으로 한다.
- (4) 유공커버플레이트의 대안으로써, 래티스 설치에 지장이 있는 경우 단부와 중간부에 띠판을 설치할 수 있다. 띠판은 단부에 가깝게 설치하는 것이 실용적이다. 단부 띠판 폭은 부재의 구성요소와 띠판을 접합하는 연결재 열 간 또는 용접선 간 거리보다 길어야 하고, 중간부 띠판 폭은 이 거리의 1/2 이상이어야 한다. 띠판 두께는 부재의 구성요소와 띠판을 접합하는 연결재 열간 또는 용접선 간 거리의 1/15 이상이어야 한다. 띠판을 접합하는 각 용접선의 길이는 띠판 길이의 1/3 이상이어야 한다. 띠판에서 응력방향으로 볼트간격은 볼트직경의 6배보다 작아야 하며, 띠판은 각 구성요소에 3개 이상의 연결재로 접합되어야 한다.
- (5) 평강, Γ 형강, C 형강 및 기타형강이 래티스로 사용되며, 이 래티스의 간격은 부재의 플랜지 요소의 세장비 L/r 이 부재전체의 최대세장비의 3/4를 초과하지 않도록 한다. 래티스는 조립 부재 설계압축강도의 2%와 같은 전단강도를 부재축에 수직하게 갖도록 배치해야 한다. 단일 래티스부재 세장비 L/r 은 140 이하로 하고, 복 래티스의 경우에는 200 이하로 한다. 복 래티스부재들은 교차부분에서 연결되어야 한다. 압축을 받는 래티스부재의 길이 L 은 단일 래티스의 경우 주부재와 래티스를 접합하는 용접 또는 연결재 사이의 래티스 비지지길이이고, 복 래티스의 경우 이 거리의 70%로 한다.
- 부재의 축에 대한 래티스부재의 경사각은 단일 래티스의 경우 60° , 복 래티스의 경우 45° 이상이어야 한다. 부재의 플랜지에서 용접선 간 또는 연결재 간 거리가 380 mm 이상이면, 래티스를 복 래티스로 하거나 Γ 형강으로 하는 것이 바람직하다.

4.2.7 세장판단면을 갖는 압축부재

균일압축을 받는 단면에 대하여 4.2.1.1에서 정의된 것처럼 세장판단면을 갖는 압축부재에 적용한다. 공칭압축강도 P_n 은 적용하는 휨좌굴, 비틀림좌굴 및 휨비틀림좌굴 한계상태 중 가장 작은 값으로 다음과 같이 산정한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (4.2-18)$$

좌굴응력 F_{cr} 은 다음과 같이 산정한다.

$$(1) \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \text{ 또는 } \frac{QF_y}{F_e} \leq 2.25 \text{ 일 경우}$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y \quad (4.2-19)$$

$$(2) \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \text{ 또는 } \frac{QF_y}{F_e} > 2.25 \text{ 일 경우}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (4.2-20)$$

여기서, F_e : 탄성좌굴응력, 2축대칭 부재는 식 (4.2-4)와 식 (4.2-8), 1축대칭 부재는 식 (4.2-4)와 식 (4.2-5), 비대칭 부재는 식 (4.2-6), 그리고 $b/t > 20$ 인 단일 Γ 형강은 식 (4.2-4)를 사용하여 산정한다.

Q : 모든 세장 압축요소를 고려하는 순감소계수로서, 균일압축을 받는 단면에 대해 4.2.1.1에서 정의된 것처럼 세장판요소가 없는 부재는 1.0, 세장판요소를 갖는 부재는 $Q_s Q_a$ 로 산정한다. 세장한 자유돌출판으로만 조합된 단면의 경우, $Q = Q_s$ ($Q_a = 1.0$), 세장한 양연지지판으로만 조합된 경우, $Q = Q_a$ ($Q_s = 1.0$), 양연지지판과 자유돌출판으로 조합된 단면의 경우, $Q = Q_s Q_a$ 로 산정한다. 여러 개의 세장한 자유돌출판으로 조합된 단면의 경우, 더 세장한 판으로 구해진 작은 Q_s 를 사용하는 것이 보수적이다.

4.2.7.1 세장한 자유돌출판

세장한 자유돌출판의 저감계수 Q_s 는 다음과 같이 산정한다.

(1) 압연기둥 또는 다른 압축부재로부터 돌출된 플랜지, Γ 형강 및 플레이트

$$\textcircled{1} b/t \leq 0.56 \sqrt{E/F_y} \text{ 일 경우}$$

$$Q_s = 1.0 \quad (4.2-21)$$

$$\textcircled{2} 0.56 \sqrt{E/F_y} < b/t < 1.03 \sqrt{E/F_y} \text{ 일 경우}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.2-22)$$

③ $b/t \geq 1.03 \sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.2-23)$$

(2) 조립된 H형강 기둥 또는 다른 압축부재로부터 돌출된 플랜지, ㄱ형강 및 플레이트

① $b/t \leq 0.64 \sqrt{Ek_c/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.0 \quad (4.2-24)$$

② $0.64 \sqrt{Ek_c/F_y} < b/t \leq 1.17 \sqrt{Ek_c/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.415 - 0.65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}} \quad (4.2-25)$$

③ $b/t > 1.17 \sqrt{Ek_c/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.90Ek_c}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.2-26)$$

여기서, b : 4.2.1.1에서 정의된 자유돌출판의 폭 (mm)

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \quad 0.35 < k_c \leq 0.76$$

t : 부재의 두께 (mm)

(3) 단일 ㄱ형강

① $b/t \leq 0.45 \sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.0 \quad (4.2-27)$$

② $0.45 \sqrt{E/F_y} < b/t \leq 0.91 \sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.34 - 0.76 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.2-28)$$

③ $b/t > 0.91 \sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.2-29)$$

여기서, b : ㄱ형강의 가장 긴 다리의 폭 (mm)

(4) T형강의 스템

① $d/t \leq 0.75 \sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.0 \quad (4.2-30)$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

② $0.75\sqrt{E/F_y} < d/t \leq 1.03\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.908 - 1.22\left(\frac{d}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.2-31)$$

③ $d/t > 1.03\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y\left(\frac{d}{t}\right)^2} \quad (4.2-32)$$

여기서, d : T형강의 공칭높이 (mm)

4.2.7.2 세장한 양연지지판

세장한 양연지지판의 저감계수 Q_a 는 다음과 같이 산정한다.

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g} \quad (4.2-33)$$

여기서, A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

A_e : 감소된 유효폭 b_e 를 고려하여 산정한 유효단면적의 합 (mm^2)

감소된 유효폭 b_e 는 다음과 같이 산정한다.

(1) 균일한 두께를 갖는 정방형이나 장방형 단면의 플랜지를 제외하고, 균일압축을 받는 세장판

단면 $\left(\frac{b}{t} \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{f}}\right)$

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b \quad (4.2-34)$$

여기서, f 는 $Q=1.0$ 일 때의 F_{cr} 의 값이다.

(2) 균일한 두께를 갖는 정방형이나 장방형의 세장판 단면의 플랜지 $\left(\frac{b}{t} \geq 1.40\sqrt{\frac{E}{f}}\right)$

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.38}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b \quad (4.2-35)$$

여기서, $f = P_n/A_e$. 반복계산을 요하는 $f = P_n/A_e$ 를 구하는 대신, f 는 F_y 와 같다고 할 수 있다. 이 경우에는 기둥의 유효강도를 약간 보수적으로 추정한다.

(3) 축력을 받는 원형단면 $0.11\frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45\frac{E}{F_y}$ 일 경우

$$Q = Q_a = \frac{0.038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \quad (4.2-36)$$

여기서, D : 원형강관의 외경 (mm)

t : 부재의 두께 (mm)

4.2.8 합성부재

압연형강, 용접형강 또는 강관이 구조용 콘크리트와 함께 거동하도록 구성된 합성 부재에 적용한다.

4.2.8.1 일반사항

합성부재를 포함하는 구조물의 부재 및 접합부에 작용하는 하중을 산정할 때는 작용하중 단계마다 적용되는 유효단면을 적절히 고려해야 한다.

4.2.8.1.1 콘크리트와 철근

합성구조에 사용된 콘크리트와 철근에 관련된 설계, 배근상세 및 재료성질은 KDS 14 20 00에 따른다. 추가적으로, 다음의 예외사항 및 제한사항을 준용한다.

(1) KDS 14 20 00 중 아래 내용에 대해 제외한다.

- ① 기둥 및 접합부 철근의 특별 배치상세 중 강재 심부에 대한 사항
- ② 합성 콘크리트 압축부재의 설계에 관한 사항
- ③ 내진설계 시 특별 고려사항

(2) 콘크리트와 철근의 재료강도에 대한 제한사항은 4.2.8.1.3을 따른다.

(3) 횡방향 철근에 대한 구조 제한사항은 4.2.8.2.1.1(2)와 KDS 14 20 50을 따른다.

(4) 매입형 합성부재에서 길이방향 철근의 최소철근비는 4.2.8.2.1.1(3)을 따른다.

(5) KDS 14 20 00에 따라 설계된 콘크리트와 철근의 설계는 한계상태설계법의 하중조합에 따른다.

4.2.8.1.2 합성단면의 공칭강도

합성단면의 공칭강도는 소성응력분포법과 변형률적합법에 따라 결정한다. 합성단면의 공칭강도를 결정하는데 있어 콘크리트의 인장강도는 무시한다. 4.2.8.1.4에 정의된 충전형 합성부재는 국부좌굴의 영향을 고려해야 한다. 매입형 합성부재는 국부좌굴을 고려할 필요가 없다.

4.2.8.1.2.1 소성응력분포법

소성응력분포법에서는 강재가 인장 또는 압축으로 항복응력에 도달할 때 콘크리트는 축력과/또는 휨으로 인한 압축으로 $0.85f_{ck}$ 의 응력에 도달한 것으로 가정하여 공칭강도를 계산한다. 충전형 원형강관 합성기둥의 콘크리트가 축력과 휨, 축력 또는 휨으로 인한 압축응력을 받는 경우 구속효과를 고려한다. 원형강관의 구속효과를 고려한 콘크리트의 소성압축응력은 축압축력을 받는 원형 충전강관 기둥부재에서는 $0.85\left(1 + 1.56 \frac{f_y t}{D_c f_{ck}}\right) f_{ck}$ 로 하고, 축압축력을 받지 않는 원형 충전강관 휨부재에서는 $0.95f_{ck}$ 로 한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.2.8.1.2.2 변형률적합법

변형률적합법에서는 단면에 걸쳐 변형률이 선형적으로 분포한다고 가정하며 콘크리트의 최대 압축변형률을 0.003으로 가정한다. 강재 및 콘크리트의 응력-변형률관계는 공인된 실험을 통해 구하거나 유사한 재료에 대한 공인된 결과를 사용한다.

4.2.8.1.3 재료강도 제한

합성구조에 사용되는 구조용 강재, 철근 및 콘크리트는 실험 또는 해석으로 검증되지 않을 경우 다음과 같은 제한조건들을 만족해야 한다.

- (1) 설계강도의 계산에 사용되는 콘크리트의 설계기준 압축강도는 21 MPa 이상이어야 하며 70 MPa를 초과할 수 없다. 경량 콘크리트의 경우에는 설계기준 압축강도는 21 MPa 이상이어야 하며 42 MPa를 초과할 수 없다.
- (2) 합성기둥의 강도를 계산하는 데 사용되는 구조용 강재 및 철근의 설계기준 항복강도는 650 MPa를 초과할 수 없다. 다만, 매입형 합성기둥의 강도산정은 합성부재 4.2.8.2을 따른다.
- (3) 교량의 합성기둥인 경우, 강재의 단면적이 전체단면의 4% 이상일 때에는 4.2.8.2.1.2의 규정에 의해 압축강도를 결정한다. 강재 또는 강판의 단면적이 전체단면적의 4% 이하일 경우에는 철근콘크리트 기둥으로 계산한다. 콘크리트의 압축강도는 21 MPa 이상 55 MPa 이하로 한다. 공칭압축강도 계산을 위한 강재의 길이방향 철근의 항복강도는 420 MPa를 넘지 않도록 한다.

4.2.8.1.4 국부좌굴에 대한 충전형 합성단면의 분류

압축력을 받는 충전형 합성부재의 단면은 조밀, 비조밀, 세장요소(표 4.2-5를 참조)로 분류한다. 충전형 합성단면의 압축 강재요소 중 최대 폭두께비가 λ_p 를 초과하지 않는다면 조밀로 분류한다. 하나 또는 그 이상의 압축 강재요소의 최대 폭두께비가 λ_p 를 초과하고 λ_r 를 초과하지 않는다면 비조밀로 분류한다. 압축 강재요소 중에서 최대 폭두께비가 λ_r 를 초과하는 요소가 있으면 세장으로 분류한다. 최대 허용 폭두께비는 표 4.2-5를 따른다.

각형강관과 원형강관의 폭(b) 또는 직경(D)과 두께(t)에 대한 정의는 표 4.2-2를 참고한다.

표 4.2-5 압축력을 받는 충전형 합성부재 압축 강재요소의 폭두께비 제한 (4.2.8.2.2에 사용)

구분	폭두께비	λ_p 조밀/비조밀	λ_r 비조밀/세장	$\lambda_{\max}$ 최대허용
각형강관 ¹⁾	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
원형강관	D/t	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

주 1) 사각형 강관 및 두께가 일정한 용접 사각형 강관을 나타냄.

4.2.8.2 축력을 받는 부재

이 규정은 매입형 합성부재와 충전형 합성부재에 적용한다.

4.2.8.2.1 매입형 합성부재

4.2.8.2.1.1 구조제한

매입형 합성기둥 부재는 다음과 같은 조건을 만족해야 한다.

- (1) 강재 코아의 단면적은 합성부재 총단면적의 1% 이상으로 한다.
- (2) 강재 코아를 매입한 콘크리트는 연속된 길이방향 철근과 띠철근 또는 나선철근으로 보강되어야 한다. 횡방향 철근의 중심간 간격은 직경 D10의 철근을 사용할 경우에는 300 mm 이하, 직경 D13 이상의 철근을 사용할 경우에는 400 mm 이하로 한다. 이형철근망이나 용접철근을 사용하는 경우에는 앞의 철근에 준하는 등가단면적을 가져야 한다. 또한 횡방향 철근의 최대간격은 강재코어의 설계항복강도가 450 MPa 이하일 경우에는 부재단면에서 최소크기의 0.5배를 초과할 수 없으며 강재코어의 설계기준 항복강도가 450 MPa를 초과하는 경우는 부재단면에서 최소크기의 0.25배를 초과할 수 없다.
- (3) 연속된 길이방향 철근의 최소철근비 ρ_{sr} 는 0.004로 하며 다음과 같은 식으로 구한다.

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (4.2-37)$$

여기서, A_{sr} : 연속 길이방향 철근의 단면적 (mm²)

A_g : 합성부재의 총단면적 (mm²)

- (4) 교량의 매입형 합성기둥 부재인 경우, 합성단면은 최소한 하나의 대칭축을 가져야 하고 콘크리트로 둘러싸인 강재 단면은 길이방향 및 횡방향으로 보강해야 한다. 보강방법에 대해서는 콘크리트 단면의 설계규정을 따르고, 횡방향 띠철근 간격은 다음을 초과할 수 없다.
 - ① 길이방향 철근지름의 16배
 - ② 띠철근 지름의 48배
 - ③ 합성단면 최소변길이의 1/2

4.2.8.2.1.2 압축강도

축하중을 받는 2축대칭 매입형 합성부재의 설계압축강도 $\phi_c P_n$ 은 기둥세장비에 따른 휨좌굴 한계상태로부터 다음과 같이 구한다.

$$\phi_c = 0.75$$

- (1) $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$ 인 경우

$$P_n = P_{no} \left[0.658 \left(\frac{P_{no}}{P_e} \right) \right] \quad (4.2-38)$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

(2) $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$ 인 경우

$$P_n = 0.877P_e \quad (4.2-39)$$

$$\text{여기서, } P_{no} = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} + 0.85 f_{ck} A_c \quad (4.2-40)$$

P_e : 탄성임계좌굴하중

$$= \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2 \quad (4.2-41)$$

A_s : 강재 단면적 (mm²)

A_c : 콘크리트 단면적 (mm²); 단, 강재코어의 설계기준 항복강도가 450 MPa를 초과할 경

우는 $A_c = A_{ce}$ 로 해야 한다.

A_{ce} : 피복두께와 띠철근 직경을 제외한 심부콘크리트 유효단면적 (mm²)

A_{sr} : 연속된 길이방향철근의 단면적 (mm²)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

E_s : 강재의 탄성계수 (MPa)

E_{sr} : 철근의 탄성계수 (MPa)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도 (MPa)

F_y : 강재의 설계기준 항복강도 (MPa)

F_{ysr} : 철근의 설계기준 항복강도 (MPa)

I_c : 콘크리트 단면의 단면2차모멘트 (mm⁴)

I_s : 강재 단면의 단면2차모멘트 (mm⁴)

I_{sr} : 철근단면의 단면2차모멘트 (mm⁴)

K : 부재의 유효좌굴길이계수

L : 부재의 횡지지길이 (mm)

P_{no} : 길이효과를 고려하지 않은 공칭압축강도 (N); 매입형 합성부재는 식 (4.2-40), 충전형 합성부재는 식 (4.2-46)에 의해 구한다.

w_c : 콘크리트의 단위체적 당 무게 ($1,500 \leq w_c \leq 2,500 \text{ kg/m}^3$)

EI_{eff} : 합성단면의 유효강성 (N · mm²). 단, 설계기준강도가 450MPa 초과하여도 콘크리트 전체단면적(A_c)을 사용한다.

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_{sr} I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (4.2-42)$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3 \quad (4.2-43)$$

여기서, C_1 는 매입형 합성압축부재의 유효강성을 구하기 위한 계수

합성부재의 설계압축강도는 순강재 부재의 설계압축강도 이상으로 한다.

4.2.8.2.1.3 인장강도

매입형 합성기둥의 설계인장강도 $\phi_t P_n$ 는 항복한계상태로부터 다음과 같이 구하며 강도저항계수 $\phi_t = 0.90$ 을 적용한다.

$$P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} \quad (4.2-44)$$

4.2.8.2.1.4 상세요구사항

- (1) 강재코어와 길이방향 철근의 최소 순간격은 철근직경의 1.5배 이상 또는 40 mm 중 큰 값으로 한다.
- (2) 플랜지에 대한 콘크리트 순피복두께는 플랜지폭의 1/6 이상으로 한다.
- (3) 합성단면이 2개 이상의 형강재를 조립한 단면인 경우 형강재들은 콘크리트가 경화하기 전에 가해진 하중에 의해 각각의 형강재가 독립적으로 좌굴하는 것을 막기 위해 띠판 등과 같은 부재들로 서로 연결해야 한다.

4.2.8.2.2 충전형 합성부재

4.2.8.2.2.1 구조제한

강관의 단면적은 합성기둥 총단면적의 1% 이상으로 한다.

충전형 합성부재는 4.2.8.1.4에 따라서 국부좌굴효과를 고려하여 분류한다.

4.2.8.2.2.2 압축강도

축하중을 받는 2축대칭 충전형 합성부재의 설계압축강도 $\phi_c P_n$ 은 4.2.8.2.1.2에 따라 휨좌굴 한계 상태에서부터 구하며 다음 식을 사용한다.

(1) 조밀단면

$$P_{no} = P_p \quad (4.2-45)$$

$$\text{여기서, } P_p = F_y A_s + C_2 f_{ck} \left(A_c + A_{sr} \frac{E_{sr}}{E_c} \right) \quad (4.2-46)$$

$$C_2 : \text{사각형 단면에서는 } 0.85, \text{ 원형 단면에서는 } 0.85 \left(1 + 1.56 \frac{F_y t}{D_c f_{ck}} \right),$$

$$D_c = D - 2t$$

t : 강관의 두께

(2) 비조밀단면

$$P_{no} = P_p - (P_p - P_y) \frac{(\lambda - \lambda_p)^2}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} \quad (4.2-47)$$

여기서, λ , λ_p 와 λ_r 은 표 4.2-5의 폭(직경)두께비 제한값이며,

P_p 는 식 (4.2-46)에 의해 결정된다.

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f_{ck} \left(A_c + A_{sr} \frac{E_{sr}}{E_c} \right) \quad (4.2-48)$$

(3) 세장단면

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f_{ck} \left(A_c + A_{sr} \frac{E_{sr}}{E_c} \right) \quad (4.2-49)$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

여기서,

① 사각형 단면인 경우

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2} \quad (4.2-50)$$

② 원형 단면인 경우

$$F_{cr} = \frac{0.72F_y}{[(D/t)(F_y/E_s)]^{0.2}} \quad (4.2-51)$$

합성단면의 유효강성은 다음 식으로 구한다.

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (4.2-52)$$

여기서, C_3 는 충전형 합성압축부재의 유효강성을 구하기 위한 계수

$$C_3 = 0.6 + 2 \left[\frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.9 \quad (4.2-53)$$

합성부재의 설계압축강도는 순강재 부재의 설계압축강도 이상으로 한다.

4.2.8.2.3 인장강도

충전형 합성기둥의 설계인장강도 $\phi_t P_n$ 은 항복한계상태로부터 다음과 같이 구한다.

$$P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} \quad (4.2-54)$$

$$\phi_t = 0.90$$

4.2.8.2.3 전단강도

충전형 및 매입형 합성부재의 설계전단강도 $\phi_v V_n$ 은 다음 중에서 1가지 방법으로 구한다.

(1) 강재 단면 만의 설계전단강도

(2) KDS 14 20 22에 따른 철근콘크리트 만의 전단강도. 강도저감계수는 다음 값을 사용한다.

$$\phi_v = 0.75$$

단, 무근콘크리트로 채운 충전형 합성부재는 KDS 14 20 00에 따른다.

(3) 강재 단면의 공칭전단강도와 KDS 14 20 00에 따른 철근의 공칭전단강도의 합으로 한다. 강도저감계수는 다음 값을 사용한다.

$$\phi_v = 0.75$$

4.2.8.2.4 하중전달

4.2.8.2.4.1 일반요구사항

- (1) 외력이 매입형 합성부재 또는 충전형 합성부재에 축방향으로 가해질 때, 부재로의 힘 도입과 부재 안에서의 길이방향 전단력의 전달은 이 조항에 있는 힘의 분배에 대한 요구사항에 따라 평가한다.
- (2) 4.2.8.2.4.3에 따라 결정된 적절한 힘 전달기구의 설계강도 ϕR_n 은 4.2.8.2.4.2에서 구한 길이 방향 소요전단력 V_r' 이상이어야 한다.

4.2.8.2.4.2 힘의 분배

강재와 콘크리트 간에 전달되어야 할 힘의 크기는 다음 요구사항에 따른 외력의 분배로 한다.

- (1) 외력이 강재 단면에 직접 가해지는 경우

모든 외력이 강재 단면에 직접 가해지는 경우, 콘크리트에 전달되어야 할 힘 V_r' 은 다음과 같이 구한다.

$$V_r' = P_r (1 - F_y A_s / P_{no}) \quad (4.2-55)$$

여기서, P_{no} : 길이효과를 고려하지 않은 공칭압축강도 (N); 매입형 합성부재는 식 (4.2-40), 충전형 합성부재는 식 (4.2-45)에 의해 구한다.

P_r : 합성부재에 가해지는 소요외력 (N)

- (2) 외력이 콘크리트에 직접 가해지는 경우

모든 외력이 피복 콘크리트 또는 충전 콘크리트에 직접 가해지는 경우, 강재에 전달되어야 할 힘 V_r' 은 다음과 같이 구한다.

$$V_r' = P_r (F_y A_s / P_{no}) \quad (4.2-56)$$

- (3) 외력이 강재 단면과 콘크리트에 동시에 가해지는 경우

외력이 강재 단면과 매입 콘크리트 또는 충전 콘크리트에 동시에 가해지는 경우, 콘크리트에서 강재 또는 강재에서 콘크리트로 전달되어야 할 힘 V_r' 은 강재에 직접 가해지는 외력의 일부 P_{rs} 와 식 (4.2-56)에서 산정한 힘 V_r' 과의 차이로 한다.

$$V_r' = P_{rs} - P_r (F_y A_s / P_{no}) \quad (4.2-57)$$

여기서, P_{rs} : 강재에 직접 가해지는 외력의 일부 힘 (N)

4.2.8.2.4.3 힘 전달기구

직접부착작용, 전단열결 및 직접지압에 의한 힘 전달기구의 공칭강도 R_n 은 다음 규정에 따라 산정된다. 이 중에서 가장 큰 공칭강도의 힘 전달기구를 사용할 수 있으나, 이러한 힘 전달기구들은 중첩하여 사용할 수 없다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

길이방향 전단력 V_r 이 직접부착강도에 의한 설계전단강도를 초과할 경우에는 (1) 또는 (2)에 의한 힘의 전달기구를 사용하여야 한다.

(1) 직접지압강도

힘이 내부지압기구에 의한 직접지압에 의해 매입형 또는 충전형 합성부재에 전달되는 경우, 설계지압강도는 다음과 같이 콘크리트압괴의 한계상태로부터 구한다.

$$R_n = 1.7f_{ck}A_1 \quad (4.2-58)$$

$$\phi_B = 0.65$$

여기서, A_1 : 관통 거셋플레이트 또는 베어링 플레이트 등의 하부 지압면적(mm²)

(2) 전단접합

힘이 전단접합에 의해 매입형 또는 충전형 합성부재에 전달되는 경우, 스티드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재의 설계전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$R_c = \Sigma Q_{cv} \quad (4.2-59)$$

여기서, ΣQ_{cv} : 4.2.8.2.4.4에 정의한 하중도입부 길이 안에 배치된 스티드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단 연결재의 설계전단강도 ϕQ_{nv} 의 합 (N); 스티드 전단연결재의 ϕQ_{nv} 는 4.2.8.2.5.2로부터, ㄷ형강 전단연결재의 ϕQ_{nv} 는 4.2.8.2.5.3으로부터 구한다.

(3) 직접부착강도

힘이 직접부착작용에 의해 충전형 합성부재 및 매입형 합성부재에 전달되는 경우, 강재와 콘크리트 사이의 설계부착강도는 다음과 같이 구한다.

$$R_n = U_{in}L_{in}F_{in} \quad (4.2-60)$$

$$\phi = 0.45$$

여기서, R_n : H형강 또는 강관의 전둘레 길이와 하중도입부의 길이에 해당하는 공칭부착강도 (N)

U_{in} : H형강 또는 강관의 둘레길이 (mm)

L_{in} : 4.2.8.2.4.4에서 규정한 하중도입부의 길이 (mm)

F_{in} : 표 4.2-6에서 규정된 공칭부착응력 (MPa)

표 4.2-6의 공칭부착응력은 콘크리트와 접하는 강재단면 표면에 도장, 기름, 윤활유 및 녹 등이 없는 경우에 가정된 값이다.

표 4.2-6 공칭부착응력, F_{in}

단면 종류		F_{in} , MPa
콘크리트에 완전히 매입된 강재단면		0.66
콘크리트충전 각형강관 단면	조밀단면	0.40
	비조밀, 세장단면	0.40
콘크리트충전 원형강관 단면	조밀단면	1.22
	비조밀, 세장단면	0.40

※ 일반적이지 않은 형상은 별도의 실험으로 증명한 공칭부착응력을 사용할 수 있다.

표 4.2-6에 주어진 콘크리트에 완전 매입된 H형강 단면의 공칭부착응력 F_{in} 은 플랜지에 대한 콘크리트의 최소 유효 피복두께가 40 mm이고 4.2.8.2.1.5의 (1)과 (2)를 만족하고, 4.2.8.2.1.1에 따른 횡방향 철근과 길이방향 철근이 있는 단면에 적용할 수 있다. 플랜지에 대한 유효 피복두께가 더 두껍고, 플랜지의 피복 콘크리트를 충분히 구속시킬 수 있는 횡방향 철근과 길이방향 철근이 있는 경우에는 좀 더 높은 부착응력 값을 사용할 수 있다. 피복두께를 고려한 공칭부착응력은 실험으로 증명되지 않는 한, $\beta_c F_{in}$ 값을 사용하여야 하며, β_c 는 식 (4.2-61)에 의해 결정한다.

$$\beta_c = 1 + 0.02 c_e \left(1 - \frac{40}{c_e} \right) \leq 2.5 \quad (4.2-61)$$

여기서, c_e : 플랜지면에 대한 콘크리트의 유효 피복두께 (mm). 유효 피복두께는 플랜지 면에 대한 콘크리트의 순피복 두께에서 띠철근의 외부 면에 대한 순피복 두께를 제외한 두께로 한다.

4.2.8.2.4.4 상세요구사항

(1) 매입형 합성부재

- ① 길이방향 전단력을 전달하기 위한 강재 전단연결재는 하중도입부의 길이 안에 배치한다. 하중도입부의 길이는 하중작용방향으로 합성부재 단면의 최소폭의 2배와 부재길이의 1/3 중 작은 값 이하로 한다. 길이방향 전단력을 전달하기 위한 강재 전단연결재는 강재 단면의 축에 대해 대칭인 형태로 최소한 2면 이상에 배치한다.
- ② 하중도입부의 길이구간과 이외 구간에 배치하는 강재 전단연결재의 간격은 4.2.8.2.5에 따른다.

(2) 충전형 합성부재

- ① 길이방향 전단력을 전달하기 위한 강재 전단연결재는 하중도입부의 길이 안에 배치한다. 하중도입부의 길이는 하중작용방향으로 합성부재 단면의 최소폭의 2배와 부재길이의 1/3 중 작은 값 이하로 한다.
- ② 하중도입부의 길이구간과 이외 구간에 배치하는 강재 전단연결재의 간격은 4.2.8.2.5에 따른다.

4.2.8.2.4.5 하중도입부 이외 구간의 길이방향 전단력

- ① 부재의 직각방향 하중 또는 단부모멘트 또는 직각방향 하중과 단부모멘트에 의해 발생되는 하중도입부 이외 구간에서의 콘크리트와 강재 사이 접촉면의 길이방향 소요 전단응력 분포를 확인해야 한다. 길이방향 소요전단응력이 표 4.2-6의 값에 강도저감계수 $\phi = 0.45$ 를 곱한 설계전단응력 ϕF_{in} 을 초과하는 경우에는 4.2.8.2.5에 따라서 전단연결재로 보강해야 한다.
- ② 보다 정밀한 방법에 의하지 않는 한, 접촉면에서의 길이방향 소요전단응력은 콘크리트의 장기효과와 균열을 고려한 탄성해석에 의해 구한 값을 사용할 수 있다.

4.2.8.2.5 강재 전단연결재

4.2.8.2.5.1 일반사항

이 규정은 매입형 합성부재 안에 사용하는 스티드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재의 설계에 적용한다. 이 조항 대신에 KDS 14 20 00을 사용할 수 있다.

- (1) 보통 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스티드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 5배 이상으로 한다. 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스티드 전단연결재의 길이는 몸체직경 8배 이상으로 한다.
- (2) 경량 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스티드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 7배 이상으로 한다. 인장력을 받는 스티드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 10배 이상으로 한다. 전단과 인장의 조합력을 받는 스티드 전단연결재의 공칭강도는 KDS 14 20 00을 따른다.
- (3) 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스티드 전단연결재의 머리직경은 몸체직경의 1.6배 이상으로 한다.
- (4) 표 4.2-7은 각 하중조건에 대한 스티드 전단연결재의 최소 길이 / 직경비를 나타낸 것이다.

표 4.2-7 스티드 전단연결재의 최소 길이/직경비

하중조건	보통콘크리트	경량콘크리트
전단	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 7$
인장	$h/d \geq 8$	$h/d \geq 10$
전단과 인장의 조합력	$h/d \geq 8$	*

h/d : 몸체직경에 대한 스티드 전단연결재의 길이의 비

*: 경량콘크리트에 묻힌 전단연결재에 대한 조합력의 작용효과는 KDS 14 20 00에 따른다.

4.2.8.2.5.2 스테드 전단연결재의 전단강도

- (1) 한계상태가 콘크리트 전단파괴강도가 아닌 경우, 스테드 전단연결재의 1개에 대한 설계전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$Q_{nv} = F_u A_{sa} \quad (4.2-62)$$

$$\phi_v = 0.65$$

여기서, Q_{nv} : 스테드 전단연결재의 공칭전단강도 (N)

A_{sa} : 스테드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

F_u : 스테드 전단연결재의 설계기준인장강도 (MPa)

- (2) 한계상태가 콘크리트 전단파괴강도인 경우, 스테드 전단연결재 1개에 대한 설계전단강도는 다음 중 1가지 방법으로 구한다.

- ① 스테드 전단연결재 파괴면의 양측에 KDS 14 20 00에 따라 전단연결재 철근이 배근된 경우, 스테드 전단연결재의 공칭전단강도 Q_{nv} 는 식 (4.2-62)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최솟값으로 한다.

- ② KDS 14 20 00에 있는 방법

4.2.8.2.5.3 스테드 전단연결재의 인장강도

- (1) 전단연결재의 중심에서 스테드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 이상이고, 스테드 전단연결재의 중심간 간격이 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 이상인 경우, 스테드 전단연결재의 1개에 대한 설계인장강도는 다음과 같이 구한다.

$$Q_{nt} = F_u A_{sa} \quad (4.2-63)$$

$$\phi_t = 0.75$$

여기서, Q_{nt} : 강재 스테드 전단연결재의 공칭인장강도 (N)

A_{sa} : 강재 스테드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

F_u : 강재 스테드 전단연결재의 설계기준 인장강도 (MPa)

- (2) 전단연결재의 중심에서 스테드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 미만이고, 스테드 전단연결재의 중심 간 간격이 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 미만인 경우, 스테드 전단연결재의 1개에 대한 공칭인장강도는 다음 중 1가지 방법으로 구한다.

- ① 스테드 전단연결재 파괴면의 양측에 KDS 14 20 00에 따라 전단연결재 철근이 배근된 경우, 스테드 전단연결재의 공칭인장강도 Q_{nt} 는 식 (4.2-63)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최솟값으로 한다.

- ② KDS 14 20 00에 있는 방법

4.2.8.2.5.4 전단과 인장의 조합력을 받는 스테드 전단연결재의 강도

- (1) 한계상태가 콘크리트 전단파괴강도가 아닌 경우, 전단연결재의 중심에서 스테드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 이상이고, 스테드 전단연결재의 중심간 간격이 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 이상이면, 스테드 전단연결재의 1개에 대한 전단과 인장의 상호작용에 대한 공칭강도는 다음과 같이 구한다.

$$\left[\left(\frac{Q_{rt}}{Q_{ct}} \right)^{5/3} + \left(\frac{Q_{rv}}{Q_{cv}} \right)^{5/3} \right] \leq 1.0 \quad (4.2-64)$$

여기서, Q_{rt} :소요인장강도 (N)

$Q_{ct} = \phi_t Q_{nt}$:설계인장강도 (N)

Q_{rv} :소요전단강도 (N)

$Q_{cv} = \phi_v Q_{nv}$:설계전단강도 (N)

- (2) 소요인장강도 Q_{rt} 와 소요전단강도 Q_{rv} 는 설계요구사항에 따른 하중조합에서 요구하는 강도이다. 강도저감계수는 다음과 같다.

$\phi_t = 0.75$, 인장저항계수

$\phi_v = 0.65$, 전단저항계수

한계상태가 콘크리트 전단파괴강도인 경우이거나, 전단연결재의 중심에서 스테드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 미만이거나, 스테드 전단연결재의 중심간 간격이 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 미만인 경우, 스테드 전단연결재의 1개에 대한 전단과 인장의 상호작용에 대한 공칭강도는 다음 중 1가지 방법으로 구한다.

- ① 스테드 전단연결재 파괴면의 양측에 KDS 14 20 00에 따라 전단연결재 철근이 배근된 경우, 식 (4.2-64)에 사용하는 스테드 전단연결재의 공칭전단강도 Q_{nv} 는 식 (4.2-62)로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최솟값으로 하고, 스테드 전단연결재의 공칭인장강도 Q_{nt} 는 식 (4.2-63)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최솟값으로 한다.

- ② KDS 14 20 00에 있는 방법

4.2.8.2.5.5 ㄷ형강의 전단강도

ㄷ형강 전단연결재의 설계전단강도는 식 (4.2-65)에 따라 구한 공칭전단강도와 다음의 강도저감 계수에 의해 구한다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_{ck}E_c} \quad (4.2-65)$$

$$\phi_v = 0.75$$

여기서, t_f : ㄷ형강 전단연결재의 플랜지 두께 (mm)

t_w : ㄷ형강 전단연결재의 웨브 두께 (mm)

L_a : ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

ㄷ형강 전단연결재의 강도는 편심의 영향을 고려하여 Q_n 의 힘을 받을 수 있도록 보플랜지에 용접되어야 한다.

4.2.8.2.5.6 상세요구사항

강재 전단연결재의 측 방향의 콘크리트 순 피복두께는 25 mm 이상으로 한다. 스티드 전단연결재의 중심간 최소간격은 어느 방향이든 몸체직경의 4배로 한다. 스티드 전단연결재의 중심간 최대간격은 어느 방향이든 몸체직경의 32배로 한다. ㄷ형강 전단연결재의 중심간 최대간격은 600 mm로 한다.

4.3. 휨부재

4.3.1 일반사항

하중이 단면의 주축과 전단중심을 통과하여 비틀림이 발생하지 않는 형강 및 조립부재에 적용한다.

4.3.2 형강 및 강관

4.3.2.1 단일부재

4.3.2.1.1 휨강도

4.3.2.1.1.1 일반사항

공칭휨강도를 산정할 때 다음의 내용은 이 절에 포함된 모든 부재에 공통적으로 적용한다. 이 절에서 포함하는 단면의 종류는 표 4.3-1과 같고 단면의 폭두께비 제한은 표 4.3-2와 같다.

(1) 공칭휨강도의 산정

공칭휨강도 M_n 은 4.3.2.1.1.2~4.3.2.1.1.12에 따라 적용한다. M_n 은 4.4의 M_r 과 같다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

(2) 횡비틀림좌굴 보정계수 C_b

모멘트분포가 일정하지 않은 휨부재의 횡비틀림좌굴강도 산정 시 보정계수 C_b 는 다음과 같다.

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (4.3-1)$$

단,

- ① 자유단이 횡지지되지 않은 캔틸레버와 내민보의 경우 $C_b = 1.0$
- ② 횡지지점 사이에 횡하중이 없는 2축 대칭부재에서 C_b 는 다음 값을 초과할 수 없다.
 - 가. 횡지지된 양단부의 모멘트 크기가 같고 부호가 같은 경우에는 1.0
 - 나. 횡지지된 양단부의 모멘트 크기가 같고 부호가 반대인 경우에는 2.27
 - 다. 한쪽 단부모멘트가 0인 경우에는 1.67

여기서, $M_{\max}$: 비지지구간에서 최대모멘트 절댓값 (N · mm)

M_A : 비지지구간에서 1/4지점의 모멘트 절댓값 (N · mm)

M_B : 비지지구간에서 중앙부의 모멘트 절댓값 (N · mm)

M_C : 비지지구간에서 3/4지점의 모멘트 절댓값 (N · mm)

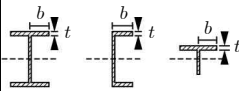
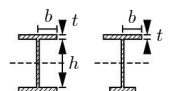
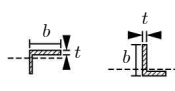
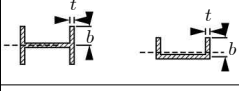
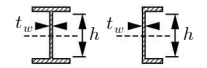
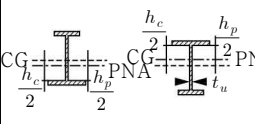
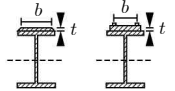
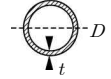
복곡률이 발생하는 1축 대칭부재의 경우에는 상하플랜지 모두에 대하여 횡비틀림좌굴강도를 검토한다. C_b 의 값은 모든 경우에 있어서 안전측으로 1.0을 사용할 수 있다.

표 4.3-1 휨부재 단면의 분류

해당 절	단면의 형태	플랜지	웹	한계상태
4.3.2.1.1.2		조밀단면	조밀단면	항복 횡비틀림좌굴
4.3.2.1.1.3		비조밀단면 세장판 단면	조밀단면	횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴
4.3.2.1.1.4		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	조밀단면 비조밀단면	항복 횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴 인장플랜지 항복
4.3.2.1.1.5		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	세장판 단면	항복 횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴 인장플랜지 항복
4.3.2.1.1.6		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	-	항복 플랜지 국부좌굴
4.3.2.1.1.7		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	조밀단면 비조밀단면	항복 플랜지 국부좌굴 웹 국부좌굴
4.3.2.1.1.8		-	-	항복 국부좌굴
4.3.2.1.1.9		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	-	항복 횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴
4.3.2.1.1.10		-	-	항복 횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴
4.3.2.1.1.11		-	-	항복 횡비틀림좌굴
4.3.2.1.1.12	비대칭 단면	-	-	모든 한계상태 포함

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

표 4.3-2 휨부재 단면의 폭두께비 제한

	판요소에 대한 설명	폭 두께비	폭두께비 제한 값		예
			λ_p (조밀/비조밀)	λ_r (비조밀/세장)	
자유 돌출 판	① 압연 H형강, ㄷ형강 및 T 형강의 플랜지	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	② 2축 또는 1축 대칭인 용 접 H형강의 플랜지	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \quad 1), 2)$	
	③ 단일 ㄱ형강의 다리	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	④ 약축 휨을 받는 압연 H 형강, ㄷ형강의 플랜지	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	⑤ T형강의 플랜지	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
양 연 지 지 판	① -2축 대칭 H형강의 웨브 -ㄷ형강의 웨브	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	② 1축 대칭 H형강의 웨브	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0.54\frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	③ 균일한 두께를 갖는 각형 강관과 박스의 플랜지	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	-플랜지 커버플레이트 -연결재 또는 용접선 사이 의 다이아프램 플레이트	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	⑤ 각형강관과 박스의 웨브	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	⑥ 원형강관	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	

주 1) $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, 여기서 $0.35 \leq k_c \leq 0.76$

2) $F_L = 0.7F_y$: 약축 휨을 받는 경우, 웨브가 세장판 단면인 용접 H형강이 강축 휨을 받는 경우,
그리고 조밀단면 웨브 또는 비조밀단면 웨브이고 $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$ 인 용접 H형강이 강축 휨을 받는 경우

$F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$: 조밀단면 웨브 또는 비조밀단면 웨브이고 $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$ 인 용접 H형강이 강축 휨을 받는 경우

표 4.3-3 힘을 받는 충전형 합성부재의 압축 강재요소에 대한 폭두께비 제한

구분	폭두께비	λ_p (조밀/비조밀)	λ_r (비조밀/세장)	λ_{max} (최대허용)
각형강관 ¹⁾ 의 플랜지	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
각형강관 ¹⁾ 의 웨브	h/t	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
원형강관	D/t	$\frac{0.09E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

주 1) 사각형 강관 및 두께가 일정한 용접 사각형 강관을 나타냄.

4.3.2.1.2 강축 힘을 받는 2축대칭 H형강 또는 ㄷ형강 조밀단면 부재

이 조항은 강축에 대한 힘을 받는 2축대칭 H형강 또는 ㄷ형강 부재의 웨브와 플랜지가 모두 조밀 단면인 경우에 적용한다.

(1) 소성모멘트

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (4.3-2)$$

여기서, F_y : 강재의 항복강도 (MPa)

Z_x : x 축에 대한 소성단면계수 (mm^3)

(2) 횡비틀림좌굴강도

① $L_b \leq L_p$ 의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 고려하지 않아도 된다.

② $L_p < L_b \leq L_r$ 의 경우

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (4.3-3)$$

③ $L_b > L_r$ 의 경우

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (4.3-4)$$

여기서, L_b : 보의 비지지길이 (mm)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (4.3-5)$$

E : 강재의 탄성계수 (MPa)

J : 단면비틀림상수 (mm^4)

S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

식 (4.3-5)에서 $\sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$ 값은 안전측으로 설계할 경우, 1.0 값을 사용할 수 있다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

소성한계 비지지길이 L_p 및 비탄성한계 비지지길이 L_r 은 다음과 같이 산정한다.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.3-6)$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c} \right)^2}} \quad (4.3-7)$$

$$\text{여기서, } r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (4.3-8)$$

$$c = 1 : 2\text{축대칭 H형강의 경우} \quad (4.3-8a)$$

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} : \text{ㄷ형강의 경우} \quad (4.3-8b)$$

h_o : 상하부 플랜지 간 중심거리 (mm)

4.3.2.1.3 강축 힘을 받는 2축대칭 H형강(웹 조밀단면, 플랜지 비조밀 또는 세장판 단면) 부재

이 조항은 강축에 대한 힘을 받는 2축대칭 H형강(웹 조밀단면, 플랜지 비조밀 또는 세장판 단면) 부재에 적용한다.

(1) 횡비틀림좌굴강도

횡비틀림좌굴강도의 산정은 4.3.2.1.1.2(2)에 따른다.

(2) 압축플랜지 국부좌굴강도

① 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (4.3-9)$$

② 세장판 단면 플랜지를 갖는 단면

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2} \quad (4.3-10)$$

$$\text{여기서, } \lambda = \frac{b_f}{2 t_f}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 4.3-2에 제시된 조밀단면 플랜지의 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 4.3-2에 제시된 비조밀단면 플랜지의 한계 폭두께비

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, 0.35 \leq k_c \leq 0.76$$

h : 표 4.3-2에 명시된 값

4.3.2.1.1.4 강축 힘을 받는 기타 H형강(웹 조밀 또는 비조밀단면)부재

이 조항은 비조밀단면 웹을 갖는 강축에 힘을 받는 2축대칭 H형강 단면과 조밀단면 웹 또는 비조밀단면 웹을 갖는 강축에 힘을 받는 1축대칭 H형강 단면에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 압축플랜지 항복강도, 횡비틀림좌굴강도, 압축플랜지 국부좌굴강도 및 인장플랜지 항복강도 중 최솟값으로 한다.

(1) 압축플랜지 항복강도

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad (4.3-11)$$

여기서, M_{yc} 는 압축플랜지의 항복모멘트(N·mm)이다.

(2) 횡비틀림좌굴강도

① $L_b \leq L_p$ 의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.

② $L_p < L_b \leq L_r$ 의 경우

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc} \quad (4.3-12)$$

③ $L_b > L_r$ 의 경우

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (4.3-13)$$

$$\text{여기서, } M_{yc} = F_y S_{xc} \quad (4.3-14)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \quad (4.3-15)$$

가. $\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23$ 의 경우, J 의 값은 0으로 한다. I_{yc} 는 y 축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트이다.

응력 F_L 은 다음과 같이 산정한다.

(가) $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7$ 의 경우

$$F_L = 0.7 F_y \quad (4.3-16a)$$

(나) $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$ 의 경우

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.5 F_y \quad (4.3-16b)$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

항복한계상태에서의 한계 비지지길이 L_p 는

$$L_p = 1.1r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.3-17)$$

비탄성 비틀림좌굴 한계상태에서의 한계 비지지길이 L_r 은

$$L_r = 1.95r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc}h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_L}{E} \frac{S_{xc}h_o}{J} \right)^2}} \quad (4.3-18)$$

나. 웨브 소성화계수 R_{pc} 는 다음과 같이 산정한다.

(가) $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$ 의 경우

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (4.3-19a)$$

(나) $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$ 의 경우

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (4.3-19b)$$

여기서, $M_p = Z_x F_y \leq 1.6 S_{xc} F_y$

S_{xc}, S_{xt} : 압축, 인장플랜지 각각의 탄성단면계수 (mm^3)

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$$

h_c : 압연형강의 경우 중립축으로부터 압축플랜지의 내측면 거리에서 모살 또는 코너반경을 제외한 거리의 2배 값, 조립단면의 경우 중립축으로부터 파스너선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지의 내측면 거리의 2배 값 (mm)

t_w : 웨브두께 (mm)

$\lambda_{pw} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 웨브의 한계 폭두께비

$\lambda_{rw} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 웨브의 한계 폭두께비

$I_{yc}/I_y \leq 0.23$ 인 경우는 $R_{pc} = 1.0$ 으로 한다.

다. 횡비틀림좌굴에 대한 유효단면2차반경 r_t 는 다음과 같이 산정한다.

(가) 사각형 압축플랜지를 갖는 H형강 부재의 경우

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}} \quad (4.3-20)$$

$$\text{여기서, } a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \quad (4.3-21)$$

b_{fc} : 압축플랜지의 폭 (mm)

t_{fc} : 압축플랜지의 두께 (mm)

a_w : 압축 웨브면적에 2배한 값과 압축플랜지 면적의 비

(나) 압축플랜지에 ㄷ형강으로 캡을 씌우거나 커버플레이트가 부착된 H형강 부재의 경우 사각형 압축플랜지를 갖는 H형강 부재의 경우, 다음의 근사식을 대신 사용할 수 있다.

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} a_w \right)}} \quad (4.3-22)$$

여기서, r_t : 압축플랜지와 압축 측 웨브의 1/3에 해당하는 면적을 합한 단면의 y 축에 대한 단면2차 반경 (mm)

(3) 압축플랜지 국부좌굴강도

① 조밀단면 플랜지인 경우에는 압축플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면 플랜지의 경우

$$M_n = \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (4.3-23)$$

③ 세장판 단면플랜지의 경우

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad (4.3-24)$$

여기서, F_L : 식 (4.3-16a) 또는 식 (4.3-16b)에 따라 산정한다.

R_{pc} : 웨브 소성화계수, 식 (4.3-19a) 또는 식 (4.3-19b)에 따라 산정한다.

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, 0.35 \leq k_c \leq 0.76$$

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

(4) 인장플랜지 항복강도

① $S_{xt} \geq S_{xc}$ 의 경우 인장플랜지 항복강도를 산정하지 않는다.

② $S_{xt} < S_{xc}$ 의 경우

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \quad (4.3-25)$$

여기서, $M_{yt} = F_y S_{xt}$

인장플랜지 항복 시 적용하는 웨브단면 소성화계수 R_{pt} 는 다음과 같이 산정한다.

가. $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$ 의 경우

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (4.3-26a)$$

나. $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$ 의 경우

$$R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (4.3-26b)$$

여기서, $\lambda = \frac{h_c}{t_w}$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 웨브 한계 폭두께비

$\lambda_{rw} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 웨브 한계 폭두께비

h_c : 압연형강의 경우 중립축으로부터 압축플랜지의 내측면 거리에서 모살 또는 코너반경을 제외한 거리의 2배 값; 조립단면의 경우 중립축으로부터 파스너선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지의 내측면 거리의 2배 값 (mm)

t_w : 웨브두께 (mm)

4.3.2.1.1.5 강축 힘을 받는 세장판 단면웨브를 갖는 1축 또는 2축대칭 H형강 부재

이 조항은 강축에 힘을 받는 세장판 단면웨브를 갖는 1축 또는 2축대칭 H형강 부재에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 압축플랜지 항복강도, 횡비틀림좌굴강도, 압축플랜지 국부좌굴강도 및 인장플랜지 항복강도 중 최솟값으로 한다.

(1) 압축플랜지 항복강도

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \quad (4.3-27)$$

(2) 횡비틀림좌굴강도

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (4.3-28)$$

① $L_b \leq L_p$ 의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.

② $L_p < L_b \leq L_r$ 의 경우

$$F_{cr} = C_b \left[F_y - (0.3F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y \quad (4.3-29)$$

③ $L_b > L_r$ 의 경우

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \leq F_y \quad (4.3-30)$$

여기서, L_p : 식 (4.3-17)에 따라 산정한다.

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \quad (4.3-31)$$

R_{pg} : 휨강도 감소계수

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0 \quad (4.3-32)$$

여기서, a_w 는 식 (4.3-21)에 따라 산정하며 10을 초과할 수 없다. r_t 는 4.3.2.1.1.4에 제시된 형 좌굴에 대한 유효단면2차반경이다.

(3) 압축플랜지 국부좌굴강도

$$M_u = R_{pg} F_{cr} S_{xa} \quad (4.3-33)$$

① 조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우에는 압축플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$F_{cr} = \left[F_y - (0.3F_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (4.3-34)$$

③ 세장판 단면플랜지를 갖는 단면의 경우

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad (4.3-35)$$

여기서, $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, $0.35 \leq k_c \leq 0.76$

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

h : 압연강재의 경우 모살 또는 코너반경을 제외한 플랜지 간 순거리, 조립단면의 경우
파스너선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지 간 순거리 (mm)

t_w : 웨브두께 (mm)

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

(4) 인장플랜지 항복강도

① $S_{xt} \geq S_{xc}$ 의 경우 인장플랜지 항복강도를 산정하지 않는다.

② $S_{xt} < S_{xc}$ 의 경우

$$M_n = F_y S_{xt} \quad (4.3-36)$$

4.3.2.1.6 약축 힘을 받는 H형강 또는 ㄷ형강 부재

이 조항은 약축에 힘을 받는 H형강 또는 ㄷ형강 부재에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성모멘트) 및 플랜지 국부좌굴강도 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \quad (4.3-37)$$

여기서, Z_y : 약축에 대한 소성단면계수 (mm^3)

S_y : 약축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

(2) 플랜지 국부좌굴강도

① 조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우에는 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (4.3-38)$$

③ 세장판 단면플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = F_{cr} S_y \quad (4.3-39)$$

$$\text{여기서, } F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad (4.3-40)$$

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

S_y : y 축에 대한 탄성단면계수(mm^3); ㄷ형강의 경우 최소단면계수

b_f : 플랜지의 폭 (mm)

t_f : 플랜지의 두께 (mm)

4.3.2.1.1.7 각형강관

이 조항은 강축 또는 약축 힘을 받는 조밀 또는 비조밀단면 웨브 및 조밀, 비조밀 또는 세장판 단면플랜지를 갖는 직사각형, 정사각형 및 2축대칭 각형강관에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성모멘트), 플랜지 국부좌굴강도 및 웨브 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (4.3-41)$$

여기서, Z : 소성단면계수 (mm^3)

(2) 플랜지 국부좌굴강도

- ① 조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우에는 플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.
- ② 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad (4.3-42)$$

여기서, b : 플랜지의 폭 (mm)
 t_f : 플랜지의 두께 (mm)
 S : 탄성단면계수 (mm^3)

③ 세장판 단면플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = F_y S_{eff} \quad (4.3-43)$$

여기서, S_{eff} : 압축플랜지의 유효폭 b_e 에 대한 유효단면계수

$$b_e = 1.92 t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{b/t_f} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (4.3-44)$$

(3) 웨브 국부좌굴강도

- ① 조밀단면의 경우에는 웨브 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.
- ② 비조밀 웨브를 갖는 단면의 경우에는

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad (4.3-45)$$

여기서, h : 웨브의 폭 (mm)
 t_w : 웨브의 두께 (mm)
 S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.3.2.1.1.8 원형강관

이 조항은 D/t 비가 $0.45E/F_y$ 보다 적은 원형강관에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성 모멘트) 및 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (4.3-46)$$

여기서, Z : 소성단면계수 (mm^3)

(2) 국부좌굴강도

① 조밀단면인 경우에는 플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면의 경우

$$M_n = \left(\frac{0.021E}{(D/t)} + F_y \right) S \quad (4.3-47)$$

③ 세장판 단면의 경우

$$M_n = F_{cr} S \quad (4.3-48)$$

$$\text{여기서, } F_{cr} = \frac{0.33E}{(D/t)} \quad (4.3-49)$$

S : 탄성단면계수 (mm^3)

D : 원형강관의 외경 (mm)

t : 원형강관의 두께 (mm)

4.3.2.1.1.9 T형강 및 쌍꺾형강

이 조항은 대칭면에 하중을 받는 T형강 및 쌍꺾형강에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성모멘트), 횡비틀림좌굴강도 및 플랜지 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p \quad (4.3-50)$$

$$\text{여기서, } M_p = F_y Z_x \leq 1.6 M_y \quad (\text{스텝이 인장인 경우}) \quad (4.3-51)$$

$$\leq M_y \quad (\text{스텝이 압축인 경우}) \quad (4.3-52)$$

(2) 횡비틀림좌굴강도

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} [B + \sqrt{1 + B^2}] \quad (4.3-53)$$

$$\text{여기서, } B = \pm 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (4.3-54)$$

L_b : 횡지지길이 (mm)

I_y : y 축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

G : 강재의 전단탄성계수 (MPa)

J : 비틀림상수 (mm^4)

(+)부호는 스템이 인장인 경우에 적용하며, (-)부호는 스템이 압축인 경우에 적용한다. T형 강스스템의 연단이 압축을 받는 경우에는 (-)부호를 적용한다.

(3) T형강의 플랜지 국부좌굴강도

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \quad (4.3-55)$$

여기서, S_{xc} : 압축플랜지의 탄성단면계수 (mm^3)

F_{cr} 은 다음과 같이 산정한다.

① 휨압축을 받는 조밀플랜지를 갖는 단면의 경우에는 플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 휨압축을 받는 비조밀 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \leq 1.6M_y \quad (4.3-56)$$

③ 휨압축을 받는 세장판 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = \frac{0.7ES_{xc}}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad (4.3-57)$$

여기서, b_f : 플랜지의 폭 (mm)

t_f : 플랜지의 두께 (mm)

(4) 휨압축을 받는 T형강 스템의 국부좌굴강도

$$M_n = F_{cr} S_x \quad (4.3-58)$$

여기서, S_x : 탄성단면계수 (mm^3)

임계응력 F_{cr} 은 다음과 같이 구한다.

① $\frac{d}{t_w} \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$F_{cr} = F_y \quad (4.3-59)$$

② $0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_w} \leq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$F_{cr} = \left[2.55 - 1.84 \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right] F_y \quad (4.3-60)$$

③ $\frac{d}{t_w} > 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2} \quad (4.3-61)$$

4.3.2.1.1.10 단일 ㄱ형강

이 조항은 횡비틀림 지지가 있거나 횡비틀림 지지가 없는 단일 ㄱ형강에 대하여 적용한다. 연속적인 횡비틀림 지지가 되어 있는 단일 ㄱ형강의 경우에는 기본축인 x, y 축을 기준으로 한 단면계수를 이용하여 설계가능하며, 연속적인 횡비틀림 지지가 없는 경우에는 단면의 주축(강축, 약축)을 기준으로 한 단면계수를 이용하여 설계해야 한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성모멘트), 횡비틀림좌굴강도, ㄱ형강 다리의 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = 1.5 M_y \quad (4.3-62)$$

여기서, M_y : 휨축에 대한 항복모멘트 (N · mm)

(2) 횡비틀림좌굴강도

연속적인 횡비틀림 지지가 없는 경우에 대하여

① $M_e \leq M_y$ 의 경우

$$M_n = \left(0.92 - \frac{0.17M_e}{M_y}\right) M_e \quad (4.3-63)$$

② $M_e > M_y$ 의 경우

$$M_n = \left(1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}}\right) M_y \leq 1.5 M_y \quad (4.3-64)$$

여기서, M_e 는 탄성횡비틀림좌굴모멘트이며 다음과 같이 산정한다.

가. 횡비틀림 지지가 없는 등변 ㄱ형강의 경우

(가) 형강의 다리 끝부분이 최대압축을 받는 경우

$$M_e = \frac{0.66E b^4 t C_b}{L^2} \left[\sqrt{1 + 0.78 \left(\frac{L_b t}{b^2}\right)^2} - 1 \right] \quad (4.3-65a)$$

(나) 형강의 다리 끝부분이 최대인장을 받는 경우

$$M_e = \frac{0.66E b^4 t C_b}{L^2} \left[\sqrt{1 + 0.78 \left(\frac{L_b t}{b^2}\right)^2} + 1 \right] \quad (4.3-65b)$$

M_y 의 값은 x, y 축에 대한 단면계수를 사용하여 계산된 항복모멘트에 0.8배를 곱한 값을 취한다.

나. 최대모멘트가 발생한 위치에만 횡비틀림 지지가 되어 있는 경우

M_e 의 값은 식 (4.3-65a) 또는 식 (4.3-65b)에 산정된 M_e 값에 1.25배를 곱한 값을 취한다.

M_y 의 값은 x, y 축에 대한 단면계수를 사용하여 산정된 항복모멘트 값을 취한다.

다. 등변 Γ 형강이 강축에 힘을 받는 경우

$$M_e = \frac{0.46 E b^2 t^2 C_b}{L_b} \quad (4.3-66)$$

라. 부등변 Γ 형강이 강축에 힘을 받는 경우

$$M_e = \frac{4.9 E I_z C_b}{L_b^2} \left[\sqrt{\beta_w^2 + 0.052 \left(\frac{L_b t}{r_z} \right)^2} + \beta_w \right] \quad (4.3-67)$$

여기서, C_b : 식 (4.3-1)에 따라 산정한 횡비틀림좌굴 보정계수로 1.5를 초과해서는 안 된다.

L_b : 횡비틀림길이 (mm³)

I_z : 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm⁴)

r_z : 약축에 대한 단면2차반경 (mm)

t : Γ 형강다리의 두께

$$\beta_w = \frac{1}{I_w} \int_A z(w^2 + z^2) dA - 2z_0$$

여기서, z_0 는 단면중심에서 z 축의 전단중심까지의 거리이고 I_w 는 주축에 대한 단면2차모멘트이다. 압축을 받는 다리길이가 짧은 경우 (+)의 값을, 압축을 받는 다리길이가 긴 경우 (-)의 값을 갖는다.

(3) Γ 형강 다리의 국부좌굴강도

① 조밀단면인 경우에는 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면의 경우

$$M_n = F_y S_c \left[2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right] \quad (4.3-68)$$

③ 세장판 단면의 경우

$$M_n = F_{cr} S_c \quad (4.3-69)$$

$$\text{여기서, } F_{cr} = \frac{0.71 E}{(b/t)^2} \quad (4.3-70)$$

b : 압축을 받는 다리부분의 외측 폭 (mm)

S_c : 휨축에 대한 다리 압축부분의 탄성단면계수 (mm³).

연속적인 횡비틀림 지지가 없는 경우, S_c 의 값은 기본축인 x, y 축에 대해 산정한 값의 0.8배를 취한다.

4.3.2.1.11 각형 또는 원형강봉

이 조항은 각형 또는 원형강봉에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성모멘트) 및 횡비틀림좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

- ① $\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y}$ 을 만족하는 강축 휨을 받는 각형강봉, 약축 휨을 받는 각형강봉 또는 원형강봉의 경우

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6 M_y \quad (4.3-71)$$

(2) 횡좌굴강도

- ① 강축 휨을 받는 각형강봉에서 $\frac{0.08E}{F_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{F_y}$ 인 경우

$$M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \quad (4.3-72)$$

- ② 강축 휨을 받는 각형강봉에서 $\frac{L_b d}{t^2} > \frac{1.9E}{F_y}$ 인 경우

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (4.3-73)$$

여기서,

$$F_{cr} = \frac{1.9E C_b}{\frac{L_b d}{t^2}} \quad (4.3-74)$$

t : 휨축과 평행한 방향의 강봉단면의 폭 (mm)

d : 각형강봉의 두께 (mm)

L_b : 횡비지지길이 (mm)

C_b : 횡비틀림좌굴 보정계수

- ③ 약축에 대해 휨을 받는 원형강봉 또는 각형강봉의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.

4.3.2.1.12 비대칭 단면

이 조항은 단일 ㄱ형강을 제외한 모든 비대칭 단면에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성 모멘트), 횡비틀림좌굴강도 및 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

$$M_n = F_n S \quad (4.3-75)$$

여기서, S : 휨축에 대한 탄성단면계수 중 최솟값 (mm³)

(1) 항복강도

$$F_n = F_y \quad (4.3-76)$$

(2) 횡비틀림좌굴강도

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (4.3-77)$$

여기서, F_{cr} : 해석으로부터 산정된 좌굴응력 (MPa)

(3) 국부좌굴강도

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (4.3-78)$$

여기서, F_{cr} : 해석으로부터 산정된 좌굴응력 (MPa)

4.3.2.1.13 휨부재의 단면산정

(1) 구멍단면적 공제에 따른 강도저감

이 조항은 전체단면에 의해 휨강도가 산정되는 구멍이 있는 압연형강, 용접형강 및 커버플레이트를 사용한 휨재에 적용한다. 이와 같은 경우 다른 조항에 규정된 한계상태에 추가하여 인장플랜지의 인장파괴 한계상태를 추가로 산정한다.

① $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$ 의 경우, 인장파괴에 대한 한계상태를 산정하지 않는다.

② $F_u A_{fn} < Y_t F_y A_{fg}$ 의 경우, 인장플랜지에 구멍이 있는 위치에서의 공칭휨강도는 다음의 값을 초과할 수 없다.

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \quad (4.3-79)$$

여기서, A_{fg} : 4.1.2.1에 따라 산정된 인장플랜지의 총단면적 (mm²)

A_{fn} : 4.1.2.2에 따라 산정된 인장플랜지의 순단면적 (mm²)

$Y_t = 1.0$ ($F_y/F_u \leq 0.8$ 의 경우)

$= 1.1$ (그 이외의 경우)

F_u : 인장강도 (MPa)

S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

(2) H형강 부재의 단면제한

1축대칭 H형강 부재는 다음 사항을 만족해야 한다.

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad (4.3-80)$$

여기서, I_{yc} : y 축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트 또는 복곡률의 경우 압축플랜지 중 작은 플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)
 I_y : y 축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

또한 세장판 단면 웨브를 갖는 H형강 부재는 다음 사항도 만족해야 한다.

① $\frac{a}{h} \leq 1.5$ 의 경우

$$\left(\frac{h}{t_w} \right)_{\max} = 11.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.3-81)$$

② $\frac{a}{h} > 1.5$ 의 경우

$$\left(\frac{h}{t_w} \right)_{\max} = \frac{0.42 E}{F_y} \quad (4.3-82)$$

여기서, a : 수직보강재의 순간격 (mm)
 h : 웨브의 높이 (mm)
 t_w : 웨브의 두께 (mm)

보강재가 없는 보는 h/t_w 의 값이 260을 초과해서는 안 되며, 웨브의 면적은 압축플랜지면적의 10배를 초과할 수 없다.

(3) 커버플레이트

휨재에 볼트로 체결된 커버플레이트의 단면적은 전체 플랜지 단면적의 70%를 넘지 않아야 한다. 플랜지와 웨브 또는 커버플레이트와 플랜지를 접합하는 고장력볼트나 용접은 보의 휨 모멘트에 의해 발생한 전체 수평전단력에 저항할 수 있어야 한다. 이러한 볼트 또는 단속용접의 종방향 분포는 전단력의 크기에 비례해야 한다. 그러나 종방향 간격은 4.1 또는 4.2에 대한 최대 허용간격을 초과하지 않아야 한다. 플랜지에 작용하는 하중이 직접 지압에 의해 웨브에 전달되는 것이 아닐 경우에는, 플랜지와 웨브를 접합하는 볼트 또는 용접은 플랜지에 작용하는 모든 하중이 웨브에 전달되도록 해야 한다.

부분적인 커버플레이트의 길이는 이론 상의 절단점을 넘어 연장해야 하며, 그 연장부분은 절단점에서 발생하는 보의 휨응력 중 커버플레이트가 부담하는 응력을 전달할 수 있도록 마찰형 고장력볼트나 필릿용접으로 플랜지에 접합해야 한다.

이 때 고장력볼트, 필릿용접은 KDS 14 31 25의 규정을 만족해야 한다. 용접한 커버플레이트의 경우, 그 연장길이는 이론 상 절단점에서 보의 휨응력 중 커버플레이트가 부담하는 응력을 발휘할 수 있도록 커버플레이트의 2연단을 따라 양단 연속용접해야 한다. 그리고 그 연장길이는 다음과 같다.

- ① 커버플레이트 단부면의 전체폭에 걸쳐 용접치수가 커버플레이트 두께의 3/4 이상인 연속용접을 하였을 경우

$$\text{연장길이} = \text{커버플레이트 폭} \quad (4.3-83)$$

- ② 커버플레이트 단부면의 전체폭에 걸쳐 용접치수가 커버플레이트 두께의 3/4 미만인 연속용접을 하였을 경우

$$\text{연장길이} = (\text{커버플레이트 폭}) \times 1.5 \quad (4.3-84)$$

4.3.2.1.2 전단강도

4.3.2.1.2.1 일반사항

(1) 적용범위

이 기준은 웹에 전단력을 받는 1축 또는 2축대칭 단면, 단일 ㄱ형강과 강관, 약축방향 전단력을 받는 1축 또는 2축대칭 단면에 적용한다.

(2) 공칭전단강도

- ① 전단강도는 다음과 같은 2가지 방법으로 산정한다.

가. 4.3.2.1.2.2는 부재의 후좌굴강도(인장역작용)를 이용하지 않고 산정한다.

나. 4.3.2.1.2.3은 인장역작용을 고려하여 산정한다.

4.3.2.1.2.2 웹가 수직보강재에 의해 보강 또는 보강되지 않은 부재

(1) 공칭전단강도

- ① 이 조항은 웹면내에 전단력을 받는 1축 또는 2축대칭 단면과 ㄷ형강의 웹에 적용한다.
 ② 수직보강재에 의해 보강 또는 보강되지 않은 웹의 공칭전단강도 V_n 은 전단항복과 전단좌굴의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (4.3-85)$$

여기서, A_w : 웹의 단면적 (mm^2)

가. $h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$ 인 압연 H형강의 웹의 강도저항계수 $\phi_v = 1.00$ 및 $C_v = 1.0$ 을 적용한다.

나. 원형강관을 제외한 모든 2축대칭 단면, 1축대칭 단면 및 ㄷ형강의 전단상수 C_v 는 다음과 같이 산정한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

(가) $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$ 일 때

$$C_v = 1.0 \quad (4.3-86)$$

(나) $1.10 \sqrt{k_v E / F_y} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v E / F_y}$ 일 때

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E / F_y}}{h/t_w} \quad (4.3-87)$$

(다) $h/t_w > 1.37 \sqrt{k_v E / F_y}$ 일 때

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (4.3-88)$$

여기서, A_w : 부재 전체높이 d 와 웨브의 두께 t_w 의 곱 (mm^2)

h : 웨브의 높이 (mm)

다. 웨브 판 좌굴계수 k_v 는 다음과 같이 산정한다.

(가) T형강의 스템을 제외한 $h/t_w < 260$ 인 비구속지지된 판요소 웨브

$$k_v = 5 \quad (4.3-89)$$

(나) $h/t_w < 260$ 인 T형강의 스템

$$k_v = 1.2 \quad (4.3-90)$$

(다) 구속판 요소 웨브

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (4.3-91)$$

⑦ $a/h > 3.0$ 또는 $a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2$ 인 경우

$$k_v = 5 \quad (4.3-92)$$

여기서, a : 수직보강재의 순간격 (mm)

h : 압연형강의 플랜지 간 순거리에서 필릿 또는 코너반경을 뺀거리 (mm), 용접형강의 경우 플랜지 간 순거리 (mm), 볼트 조립단면에서는 파스너 열간거리 (mm)

(2) 수직보강재

- ① $h/t_w \leq 2.46 \sqrt{E/F_y}$ 이거나 계수하중에 의한 구조해석으로 결정된 소요전단강도가 4.3.2.1.2.2(1)의 $k_v = 5$ 를 적용하여 산정한 전단강도 이하일 때 수직보강재는 필요하지 않다.
- ② 양면 보강재의 경우 웹 중심축에 대한 단면2차모멘트와 단일 보강재의 경우 웹판과 보강재의 접합면에 대한 단면2차모멘트는 $at_w^3 j$ 이상이어야 한다.

$$\text{여기서, } j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (4.3-93)$$

- ③ 수직보강재는 집중하중이나 반력을 전달하기 위한 지압이 필요하지 않는 경우 인장플랜지에 접합하지 않아도 된다. 이 경우 수직보강재를 웹에 접합시키는 용접은 웹과 플랜지가 만나는 끝에서 웹두께의 4배 이상 그리고 6배 이하에서 끝나야 한다.
- 가. 사각형의 단일 보강재가 사용될 때 부재의 비틀림에 의한 플랜지의 상향 변형에 저항하기 위하여 보강재는 압축플랜지에 용접해야 한다.
- 나. 단일 또는 양면 보강재에 횡가새가 설치되어 있을 때 플랜지가 T형강만으로 구성되어 있지 않으면 총 플랜지 응력의 1%를 전달할 수 있도록 압축플랜지에 접합시킨다.
- ④ 거더 웹에 보강재를 접합시키는 볼트의 중심간격은 300 mm 이하로 한다.
- ⑤ 단속 필릿용접을 사용하면 용접간 순간격은 웹 두께의 16배 또는 250 mm 이하이어야 한다.

4.3.2.1.2.3 인장역작용을 이용한 설계공칭전단강도

(1) 인장역작용 사용의 제한사항

- ① 인장역작용을 사용하기 위해서는 웹의 4면 모두가 플랜지나 보강재에 의해 지지되어 있어야 한다.
- ② 다음과 같은 경우에는 인장역작용을 사용할 수 없고 공칭전단강도는 4.3.2.1.2.2에 따라 산정한다.

가. 수직보강재를 갖는 모든 부재내의 단부패널

나. $a/h > 3.0$ 또는 $a/h > \left(\frac{260}{h/t_w}\right)^2$ 인 경우

다. $\frac{2A_w}{A_{fc} + A_{ft}} > 2.5$ 인 경우

라. $\frac{h}{b_{fc}} > 6.0$ 또는 $\frac{h}{b_{ft}} > 6.0$ 인 경우

여기서, A_{fc} : 압축플랜지의 단면적 (mm^2)

A_{ft} : 인장플랜지의 단면적 (mm^2)

b_{fc} : 압축플랜지의 폭 (mm)

b_{ft} : 인장플랜지의 폭 (mm)

A_w : 웹의 단면적 (mm^2)

h : 웹의 높이 (mm)

a : 보강재의 간격 (mm)

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

(2) 인장역작용을 이용한 공칭전단강도

인장역작용을 이용한 공칭전단강도 V_n 은 인장역항복의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

① $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E/F_{yw}}$ 인 경우

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \quad (4.3-94)$$

② $h/t_w > 1.10 \sqrt{k_v E/F_{yw}}$ 인 경우

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \quad (4.3-95)$$

여기서, C_v : 웨브 전단항복응력에 대한 선형좌굴이론에 따른 웨브 임계응력의 비율을 나타내는

정수으로써 4.3.2.1.2.2(1)에 따라 산정한 값

k_v : 웨브 판 좌굴계수로 4.3.2.1.2.2(1)에 따라 산정한 값

(3) 수직보강재

인장역작용을 이용할 때 수직보강재는 4.3.2.1.2.2(2) 및 다음 조건을 만족해야 한다.

① $(b/t)_{st} \leq 0.56 \sqrt{E/F_{yst}}$ (4.3-96)

② $I_{st} \geq I_{st1} + (I_{st2} - I_{st1}) \left[\frac{V_r - V_{c1}}{V_{c2} - V_{c1}} \right]$ (4.3-97)

여기서, $(b/t)_{st}$: 보강재의 폭두께비

F_{yst} : 보강재의 항복강도 (MPa)

I_{st} : 양면 보강재의 경우 웨브중심축, 일면 보강재의 경우

웨브면에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{st1} : 인장장이 없는 경우의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{st2} : 좌굴 또는 후좌굴 전단강도가 발현되는 단면2차모멘트 (mm^4)

$$= \frac{h^4 \rho_{st}^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5}$$

V_r : 하중조합에 의한 인접 웨브패널의 소요전단강도 중 큰 값 (N)

V_{c1} : 인장장 작용없이 계산된 인접 웨브패널의 전단강도 중 작은 값 (N)

V_{c2} : 인장장 작용을 고려해 계산된 인접 웨브패널의 전단강도 중 작은 값 (N)

ρ_{st} : F_{yw}/F_{yst} 와 1 중 큰 값

F_{yw} : 웨브의 항복강도 (MPa)

4.3.2.1.2.4 단일 ㄱ형강

단일 ㄱ형강 다리의 공칭전단강도 V_n 은 식 (4.3-85)로 산정한다. 이 식에서 $C_v = 1.0$ 을 적용하며 $A_w = bt$ (mm^2)이다. 여기서, b 는 전단력을 저항하는 ㄱ형강 다리의 폭 (mm)이고 t 는 다리의 두께 (mm)이다.

4.3.2.1.2.5 각형강관 및 상자형단면

각형강관 및 상자형 단면의 공칭전단강도 V_n 은 4.3.2.1.2.2(1)에 따라 산정한다. 이 때 $A_w = 2ht$ (mm^2) 및 $k_v = 5.0$ 이다. 여기서, h 는 코너반경 안쪽의 플랜지 간 순거리 (mm)이며 코너반경을 모르는 경우 단면 외부치수에서 두께의 3배를 감한 값이며 $t_w = t$ 이다.

4.3.2.1.2.6 원형강관

원형강관의 공칭전단강도 V_n 은 전단항복 및 전단좌굴의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

$$V_n = F_{cr} A_g / 2 \quad (4.3-98)$$

여기서, F_{cr} 은 다음 중 큰 값을 사용하되 $0.6F_y$ 를 초과해서는 안 된다.

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}} \left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}} \quad (4.3-99)$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \quad (4.3-100)$$

여기서, A_g : 강관의 전단면적 (mm^2)

D : 강관의 외경 (mm)

L_v : 최대전단력 작용점과 전단력이 0인 점 사이의 거리 (mm)

t : 강관의 두께 (mm)

4.3.2.1.2.7 약축에 대해 전단이 작용하는 1축 또는 2축대칭 단면

약축에 하중이 작용하는 1축 또는 2축대칭 단면의 각 저항요소에 대한 공칭전단강도 V_n 은 식 (4.3-85)와 4.3.2.1.2.2(1)②나.에 따라 산정한다. 단, $A_w = b_f t_f$ (mm^2) 및 $k_v = 1.2$ 이다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.3.2.1.2.8 웹에 구멍이 있는 보

강재보 및 합성보의 웹에 구멍이 있을 때에는 그 효과를 고려하여 공칭전단강도를 산정한다. 웹에 구멍이 있는 부분의 소요전단강도가 설계전단강도를 초과하는 경우 이를 적절히 보강해야 한다.

4.3.2.2 합성부재

이 규정은 압연형강, 용접형강 또는 강관이 구조용 콘크리트와 함께 거동하도록 구성된 철근콘크리트 슬래브와 이를 지지하는 강재보가 서로 연결되어 보와 슬래브가 함께 휨에 저항하도록 구성된 교량용 거더를 제외한 합성보에 적용한다. 교량용 강합성거더의 설계는 4.3.3에 따른다. 강재 전단연결재를 갖는 단순 및 연속합성보 그리고 매입형 합성보에도 동바리 사용여부와 상관없이 적용한다.

4.3.2.2.1 일반사항

합성보를 포함하는 구조물의 부재 및 접합부에 작용하는 하중을 산정할 때는 작용 하중단계마다 적용되는 유효단면을 적절히 고려해야 한다. 합성보에 사용된 콘크리트와 철근에 관련된 설계, 배근상세 및 재료적 성질은 KDS 14 20 00에 따른다. 합성보 단면의 공칭강도, 재료강도의 제한 및 강재 전단연결재에 관한 사항은 앞의 4.2.8.1에서 제시한 바에 따른다.

4.3.2.2.2 휨부재

4.3.2.2.2.1 일반사항

이 규정은 휨을 받는 다음 3종류의 합성부재에 적용한다. 즉 스티드 전단연결재 또는 ㄷ형강앵커로 구성된 강재 전단연결재가 있는 합성보, 매입형 합성부재 및 충전형 합성부재이다.

(1) 유효폭

콘크리트 슬래브의 유효폭은 보중심을 기준으로 좌우 각 방향에 대한 유효폭의 합으로 구하며 각 방향에 대한 유효폭은 다음 중에서 최솟값으로 구한다.

- ① 보경간(지지점의 중심간)의 1/8
- ② 보중심선에서 인접보 중심선까지 거리의 1/2
- ③ 보중심선에서 슬래브 가장자리까지의 거리

(2) 시공 중의 강도

동바리를 사용하지 않는 경우, 콘크리트의 강도가 설계기준강도의 75%에 도달하기 전에 작용하는 모든 시공하중은 강재단면 만에 의해 지지해야 한다. 강재 단면의 휨강도는 4.3.2.1.1에 따라 구한다.

4.3.2.2.2 강재 전단연결재를 갖는 합성보

강재 전단연결재는 스티드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재를 사용한다.

(1) 정모멘트에 대한 휨강도

정모멘트에 대한 설계휨강도 $\phi_b M_n$ 은 항복한계상태로부터 다음과 같이 구한다.

$$\phi_b = 0.90$$

① $h/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/F_y}$ 인 경우

M_n 은 합성단면의 항복한계상태에 대해 소성응력분포로부터 산정한다(소성모멘트).

② $h/t_w > 3.76 \sqrt{E/F_y}$ 인 경우

M_n 은 등바리의 영향을 고려하여 항복한계상태에 대해 탄성응력을 중첩하여 구한다(항복모멘트).

여기서, h : 웨브의 높이 (mm)

t_w : 웨브의 두께 (mm)

(2) 부모멘트에 대한 휨강도

부모멘트에 대한 설계휨강도 $\phi_b M_n$ 은 4.3.2.1.1에 따라 강재단면 만을 사용하여 구해야 한다. 또는 부모멘트에 대한 설계휨강도는 아래와 같은 계수를 사용하여 항복한계상태(소성모멘트)에 대해 합성단면의 소성응력분포로부터 구할 수 있다.

$$\phi_b = 0.90$$

다만, 이 때에는 다음과 같은 조건들을 만족해야 한다.

- ① 강재보는 조밀단면이며 4.3.2.1.1에 따라 적절히 황지시켜야 한다.
- ② 부모멘트구간에서는 콘크리트 슬래브와 강재보 사이에 강재 전단연결재를 설치해야 한다.
- ③ 유효폭 내의 강재보에 평행한 슬래브철근은 적절히 정착해야 한다.

(3) 골데크플레이트를 사용한 합성보

① 일반사항

강재보와 데크플레이트 슬래브로 이루어진 합성부재의 설계휨강도는 4.3.2.2.2(1)과 4.3.2.2.2(2)에 따라 구하되 다음과 같은 조건들을 만족해야 한다.

가. 데크플레이트의 공칭골깊이는 75 mm 이하이어야 한다. 더 큰 골높이의 사용은 실험과 해석을 통하여 정당성을 증명해야 한다. 골의 폭 또는 헌치의 평균폭 w_r 은 50 mm 이상이어야 하며 계산에 사용될 경우 데크플레이트 상단의 최소 순폭 이하로 한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

나. 콘크리트 슬래브와 강재보를 연결하는 스테드는 직경이 19 mm 이하이어야 하며 데크 플레이트를 통하거나 아니면 강재보에 직접 용접해야 한다. 스테드는 부착 후 데크 플레이트 상단 위로 38 mm 이상 돌출해야 하며 스테드 전단연결재의 상단 위로 13 mm 이상의 콘크리트피복이 있어야 한다.

다. 데크플레이트 상단 위의 콘크리트두께는 50 mm 이상이어야 한다.

라. 데크플레이트는 지지부재에 450 mm 이하의 간격으로 고정해야 한다. 데크플레이트의 고정은 스테드나 스테드와 점용접의 조합, 또는 설계자에 의해 명시된 방법에 의해 이루어져야 한다.

② 데크플레이트의 골방향이 강재보와 직각인 경우

골 내부의 콘크리트는 합성단면의 성능산정이나 A_c 의 계산에 포함할 수 없다.

③ 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행인 경우

골 내부의 콘크리트는 합성단면의 성능산정에 포함될 수 있으며 A_c 의 계산에 포함한다. 지지보 위의 데크플레이트 골은 길이방향으로 절단한 후 간격을 벌림으로써 콘크리트 현치를 형성하도록 할 수 있다. 데크플레이트의 공칭깊이가 40 mm 이상일 때 골 또는 현치의 평균 폭 w_r 은 스테드가 일렬배치인 경우에는 50 mm 이상이어야 하며 추가되는 스테드마다 스테드 직경의 4배를 더해 주어야 한다.

(4) 강재와 슬래브 사이의 하중전달

① 정모멘트구간에서의 하중전달

4.3.2.2.3의 매입형 합성단면을 제외하고는, 강재보와 슬래브면 사이의 전체 수평전단력은 강재 전단연결재에 의해서만 전달된다고 가정한다. 휨모멘트를 받는 강재보와 콘크리트가 합성작용을 하기 위해서는, 정모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이의 총 수평전단력 V' 는 콘크리트의 압괴, 강재 단면의 인장항복, 그리고 강재 전단연결재의 강도 등의 3가지 한계상태로부터 구한 값 중에서 가장 작은 값으로 한다.

가. 콘크리트 압괴

$$V' = 0.85f_{ck}A_c \quad (4.3-101a)$$

나. 강재단면의 인장항복

$$V' = F_y A_s \quad (4.3-101b)$$

다. 강재 전단연결재의 강도

$$V' = \Sigma Q_n \quad (4.3-101c)$$

여기서, A_c : 유효폭 내의 콘크리트 단면적 (mm^2)

A_s : 강재 단면적 (mm^2)

ΣQ_n : 정모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0인 위치 사이 강재 전단연결재 공칭강도의 합 (N)

② 부모멘트 구간에서의 하중전달

연속합성보에서 부모멘트구간의 슬래브 내에 있는 길이방향 철근이 강재보와 합성으로 작용하는 경우, 부모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이의 총수평전단력 V' 는 슬래브철근의 항복과 강재 전단연결재의 강도 등의 2가지 한계상태로부터 구한 값 중에서 작은 값으로 한다.

가. 슬래브철근의 인장항복

$$V' = F_{yr} A_r \quad (4.3-102a)$$

여기서, A_r : 콘크리트 슬래브의 유효폭 내에 있는 적절하게 정착된 길이방향 철근의 단면적(mm²)

F_{yr} : 철근의 설계기준 항복강도 (MPa)

나. 강재 전단연결재의 강도

$$V' = \Sigma Q_n \quad (4.3-102b)$$

(5) 합성보의 강재 전단연결재

스터드 전단연결재의 직경은 강재단면의 웨브판과 직접 연결된 플랜지 부분에 용접하는 경우를 제외하고 플랜지 두께의 2.5배를 초과할 수 없다. 용접 후 밑면에서 머리 최상단까지의 스테드 전단연결재 길이는 몸체직경의 4배 이상으로 한다.

① 스테드 전단연결재의 강도

콘크리트 슬래브 또는 합성슬래브에 매입된 스테드 전단연결재 1개의 공칭강도 Q_n 은 다음과 같이 산정한다.

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u \quad (4.3-103)$$

여기서, A_{sc} : 스테드 전단연결재의 단면적 (mm²)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

F_u : 스테드 전단연결재의 인장강도 (MPa)

$R_g = 1$: (a) 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 골 내에 용접되는 스테드 전단연결재의 개수가 1개인 경우

(b) 스테드 전단연결재가 일렬로 강재에 직접 용접된 경우

(c) 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행하며 스테드 전단연결재가 데크를 통해 일렬로 용접되며 골의 평균폭과 골의 높이의 비가 1.5 이상인 경우

$R_g = 0.85$: (a) 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 골 당 스테드 전단연결재의 개수가 2개인 경우

(b) 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행하며, 스테드 전단연결재가 데크를 통해 용접되며 골의 평균폭과 골의 높이의 비가 1.5보다 작으며 스테드 전단연결재의 개수가 1개인 경우

$R_g = 0.7$: 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 골 내에 용접되는 스테드 전단연결재의 개수가 3개 이상인 경우

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

$R_p = 0.75$: (a) 형강에 직접 용접된 스테드 전단연결재

(b) 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 $e_{mid-ht} \geq 50$ mm인 합성슬래브에 용접되는 스테드 전단연결재의 경우

(c) 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행하며 합성슬래브에 매입되는 스테드 전단연결재가 데크플레이트를 통해 용접되는 경우

(d) 거더의 채움재로 (큰보의 강재보와 데크플레이트 사이의 길쭉한 틈에) 사용되는 강재 데크 또는 평판을 통하여 용접된 스테드 전단연결재, 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행한 합성슬래브에 매입되는 스테드 전단연결재의 경우

$R_p = 0.6$: 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 $e_{mid-ht} < 50$ mm인 합성슬래브에 용접되는 스테드의 경우

e_{mid-ht} : 스테드 몸체의 바깥면으로부터 데크플레이트 웨브(데크골의 중간높이)까지의 거리이며 스테드의 하중저항방향, 즉 단순보에서 최대모멘트의 방향으로의 거리

w_c : 콘크리트의 단위체적 당 무게 ($1,500 \leq w_c \leq 2,500$ kg/m³)

표 4.3-4는 여러 가지 경우에 대한 R_g 와 R_p 의 값을 나타낸 것이다.

표 4.3-4 R_g 와 R_p 의 값

조건			R_g	R_p
골데크플레이트를 사용하지 않은 경우			1.0	0.75
데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행한 경우	$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$		1.0	0.75
	$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$		0.85*	0.75
데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각인 경우에 데크플레이트의 골 당 스테드 전단연결재의 개수	약한 위치의 스테드 전단연결재	1개	1.0	0.6
		2개	0.85	0.6
		3개 이상	0.7	0.6
	강한 위치의 스테드 전단연결재	1개	1.0	0.75
		2개	0.85	0.75
		3개 이상	0.7	0.75

h_r : 리브의 공칭높이 (mm)

w_r : 콘크리트 리브 또는 헌치의 평균 폭 (mm)

* : 스테드 전단연결재가 1개인 경우

• 약한 위치의 스테드 전단연결재 : $e_{mid-ht} < 50$ mm인 경우

• 강한 위치의 스테드 전단연결재 : $e_{mid-ht} \geq 50$ mm인 경우

② ㄷ형강 전단연결재의 강도

중실형 콘크리트 슬래브에 매입된 ㄷ형강 전단연결재 1개의 공칭강도는 다음 식으로 구한다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_{ck}E_c} \quad (4.3-104)$$

여기서, t_f : ㄷ형강 전단연결재의 플랜지두께 (mm)

t_w : ㄷ형강 전단연결재의 웹두께 (mm)

L_a : ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

ㄷ형강 전단연결재는 편심의 영향을 고려하여 Q_n 의 힘을 받을 수 있도록 보플랜지에 용접해야 한다.

③ 강재 전단연결재의 소요개수

정 또는 부모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이에 배열되는 강재 전단연결재의 소요개수는 4.3.2.2.2(4)에서 구한 총수평전단력을 강재 전단연결재의 공칭강도로 나눈 값으로 구한다. 집중하중이 작용하는 위치와 이와 가장 가까운 모멘트가 0이 되는 위치 사이에 강재 전단연결재의 소요개수는 집중하중이 작용하는 위치의 최대모멘트를 받을 수 있도록 충분한 수를 사용한다.

④ 상세요구사항

가. 별도의 시방이 없는 한, 정 또는 부모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이에 일정한 간격으로 배치한다.

나. 데크플레이트의 골에 설치되는 강재 전단연결재를 제외하고, 전단연결재의 측면 피복은 25 mm 이상이 되어야 한다. 강재 전단연결재의 중심에서 전단력 방향에 있는 가장자리까지의 거리는 보통콘크리트에서는 200 mm 이상, 경량콘크리트에서는 250 mm 이상으로 한다. 강재보의 웹 위 위치하지 않는 경우, 전단연결재의 직경은 용접되는 플랜지 두께의 2.5배를 초과해서는 안 된다. 이 규정 대신에 KDS 14 20 00을 사용할 수 있다.

다. 스티드 전단연결재의 중심 간 간격은 합성보의 길이방향으로는 스티드 전단연결재 직경의 6배 이상이 되어야 하며 직각방향으로는 직경의 4배 이상이 되어야 한다. 다만 골 방향이 강재보에 직각인 데크플레이트의 골 내에 설치되는 경우, 중심간 간격은 모든 방향으로 스티드 전단연결재 직경의 4배 이상이 되어야 한다. 스티드 전단연결재의 중심 간 간격은 슬래브 총 두께의 8배 또는 900 mm를 초과할 수 없다.

⑤ 합성구성요소 내부에 사용하는 강재 전단연결재

이 규정은 매입형 합성부재 안에 사용하는 스티드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재의 설계에 적용한다. 이 조항 대신에 KDS 14 20 00에 의한 방법을 사용할 수 있다.

가. 보통 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스티드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 5배 이상으로 한다. 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스티드 전단연결재의 길이는 몸체직경 8배 이상으로 한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

나. 경량 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스티드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 7배 이상으로 한다. 인장력을 받는 스티드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 10배 이상으로 한다. 전단과 인장의 조합력을 받는 스티드 전단연결재의 공칭강도는 KDS 14 20 00에 따른다.

다. 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스티드 전단연결재의 머리직경은 몸체직경의 1.6배 이상으로 한다.

표 4.3-5는 각 하중조건에 대한 스티드 전단연결재의 최소 h/d 값을 나타낸 것이다.

표 4.3-5 스티드 전단연결재의 최소 길이/직경비 h/d

하중조건	보통콘크리트	경량콘크리트
전단	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 7$
인장	$h/d \geq 8$	$h/d \geq 10$
전단과 인장의 조합력	$h/d \geq 8$	*

h/d = 몸체직경에 대한 스티드 전단연결재의 길이의 비

* 경량 콘크리트에 묻힌 전단연결재에 대한 조합력의 작용효과는 KDS 14 20 00에 따른다.

4.3.2.2.3 매입형 합성부재의 휨강도

매입형 합성부재의 설계휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$\phi_b = 0.90$$

공칭휨강도 M_n 은 다음 방법 중의 하나를 사용하여 구한다.

- (1) 항복한계상태(항복모멘트): 등바리의 효과를 고려하여 합성단면에 작용하는 탄성응력을 중첩하여 산정한다.
 - (2) 강재 단면의 항복한계상태(소성모멘트): 강재 단면만의 소성응력분포를 사용하여 구한다.
 - (3) 합성단면에 작용하는 소성응력분포를 사용하여 구하거나 변형률적합법을 사용하여 구한다.
- 매입형 합성부재에는 강재 전단연결재를 사용해야 한다.

4.3.2.2.4 충전형 합성부재의 휨강도

충전형 합성단면은 4.2.8.1.4에 따라 국부좌굴에 의해 분류한다.

충전형 합성단면의 설계휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$\phi_b = 0.90$$

공칭휨강도 M_n 은 다음과 같이 구한다.

(1) 조밀단면

$$M_n = M_p \quad (4.3-105)$$

여기서, M_n : 합성단면의 소성응력분포로부터 구한 모멘트 (N · mm)

(2) 비조밀단면

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (4.3-106)$$

여기서, λ , λ_p 와 λ_r 은 표 4.3-2의 판폭(직경)두께비 제한값

M_n : 인장플랜지의 항복과 압축플랜지의 첫 항복에 대응하는 항복모멘트(N · mm). 첫 항복에서의 저항능력은 $0.7 f_{ck}$ 의 최대 콘크리트 압축응력과 f_y 의 최대 강재응력의 선형탄성 응력분포로 가정하여 계산한다.

(3) 세장단면

공칭휨강도는 첫 항복모멘트로부터 구한다. 압축플랜지 응력은 식 (4.2-50) 또는 식 (4.2-51)로부터 구한 국부좌굴응력 F_{σ} 로 제한한다. 콘크리트 응력분포는 최대압축응력을 $0.7 f_{ck}$ 로 한 선형탄성 응력분포로 한다.

4.3.2.3 휨과 축력의 조합

합성부재에 압축력과 휨이 동시에 작용하는 경우 KDS 14 31 05에서 요구되는 안정성을 고려해야 한다. 설계압축강도와 설계휨강도는 4.2.8.2.1.2와 4.3.2.1.1에 따라서 각각 구한다. 압축강도에 미치는 길이의 영향을 고려한 부재의 공칭압축강도는 4.2.8.2.1.2에 따라 구한다.

매입형 합성부재와 조밀단면의 충전형 합성부재에 대한 축력과 휨의 상호관계는 식 (4.4-1)의 상호관계식 또는 식 (4.4-2)에서 규정한 방법 중의 1가지 방법에 따른다.

비조밀 또는 세장단면의 충전형 합성부재에 대한 축력과 휨의 상호관계는 식 (4.4-1)의 상호관계식에 따른다.

4.3.3 교량용 거더

4.3.3.1 플레이트거더

4.3.3.1.1 일반사항

이 규정들은 웹 중심선을 통과하는 수직축에 대하여 대칭인 I형 압연 또는 조립 직선 교량과 직선 부재가 각을 이루고 연속으로 연결된 교량 또는 수평 곡선 교량의 휨설계에 적용한다. 이 규정들은 4.3.3.1.1.1부터 4.3.3.1.1.8까지의 요구조건에 정의된 합성 또는 비합성단면, 하이브리드 또는 균질 단면, 그리고 웹의 높이가 일정한 단면 또는 변단면에도 적용된다. 또한 이 규정들은 비틀림모멘트 등으로 인하여 발생하는 플랜지 횡방향 휨과 주축 휨의 영향을 함께 고려한 것이다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

힘을 받는 모든 I형 단면은 최소한 다음의 규정을 만족하도록 설계해야 한다.

- (1) 단면비 제한조건 : 4.3.3.1.2
- (2) 시공성 요구조건 : 4.3.3.1.3
- (3) 사용한계상태 요구조건 : 4.3.3.1.4
- (4) 피로 및 파괴한계상태 요구조건 : 4.3.3.1.5
- (5) 강도한계상태 요구조건 : 4.3.3.1.6

세장한 웹 부재의 웹 휨좌굴강도는 4.3.3.1.1.9에 따라 결정한다. 하이브리드 단면 또는 세장한 웹 부재의 플랜지 응력감소계수는 4.3.3.1.1.10에 따라 결정한다.

4.3.3.1.1 합성단면

4.3.3.1.10에 의해 설계된 전단연결재로 강재단면과 콘크리트 바닥판이 결합되어 강재에 대한 횡방향지지 및 확실한 합성거동이 보장되는 경우에는 합성단면으로 설계할 수 있다.

(1) 응력

① 하중 재하순서

합성단면 임의의 점에서 외력에 의해 발행하는 탄성응력은 다음과 같은 단면에 각각 작용하는 하중에 의해 발생한 응력의 합으로 구한다.

가. 강재단면

나. 단기 합성단면

다. 장기 합성단면

동바리 공법을 적용하지 않고 시공하는 경우, 콘크리트 바닥판이 굳기 전이나 합성이 완료되기 전에 작용하는 영구하중은 강재단면 만이 지지하는 것으로 간주해야 한다. 합성이 완료된 이후에 작용하는 영구하중과 활하중은 합성단면이 지지하는 것으로 간주한다. 동바리 공법을 적용하여 시공하는 경우 모든 영구하중은 콘크리트 바닥판이 굳었거나 합성이 완료된 후에 작용하는 것으로 간주해야 하며, 관련 계약문서 상에도 그 사항을 명시해야 한다.

② 정모멘트 단면의 응력

정모멘트에 의한 휨응력을 계산할 때의 합성단면은 강재단면과 콘크리트 바닥판 유효폭에 대한 환산단면으로 구성된다.

단기 합성단면에 작용하는 활하중에 대해서는, 단기 합성단면에 대한 탄성계수비 n 을 사용하여 바닥판의 환산단면적을 구해야 한다. 장기 합성단면에 작용하는 영구하중에 대해서는 탄성계수비 $3n$ 을 사용하여 바닥판의 환산단면적을 구한다.

강도한계상태에서 활하중과 영구하중에 의해 발생한 모멘트들의 부호가 반대인 경우, 계수모멘트의 합으로 인해 발생하는 콘크리트 바닥판의 순응력이 압축이라면 이 같은 방법으로 활하중 및 영구하중에 대한 바닥판의 환산단면적을 구하면 된다. 계수모멘트의 합으로 인해 발생하는 콘크리트 바닥판의 순응력이 인장인 경우에는 ③으로 강재단면의 응력을 구해야 하며, 콘크리트 바닥판의 응력은 ④로 구해야 한다.
탄성계수비는 다음과 같이 계산한다.

$$n = \frac{E}{E_c} \quad (4.3-107)$$

여기서, E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

③ 부모멘트 단면의 응력

부모멘트에 의한 휨응력을 계산할 때, 별도로 ④, 4.3.3.1.4.2 또는 KDS 14 31 20(4.1.2.1)에서 규정된 경우를 제외하고, 단기와 장기 합성단면은 강재 단면과 바닥판 유효폭 내의 중방향 철근으로 이루어진다.

④ 콘크리트 바닥판 응력

모든 영구하중과 활하중에 의한 콘크리트 바닥판의 중방향 휨응력을 계산할 때는 단기 탄성계수비 n 을 사용한다.

⑤ 콘크리트 바닥판의 유효폭

바닥판이 유효폭을 결정하는 특별한 다른 방법이 없을 경우에는 아래의 일반적인 보의 유효폭 규정을 적용한다. 유효지간길이는 단순보의 경우는 실제 지간길이를 하고, 연속보의 경우는 장기하중에 의한 처짐 곡선의 변곡점 간의 거리로 한다.

내측 보의 유효폭은 다음 중 최솟값으로 한다.

가. 유효 지간길이의 1/4

나. 바닥판 평균두께의 12배에 웨브두께와 상부플랜지 폭의 1/2 중 큰 값을 합한 값

다. 인접한 보와의 평균 간격

외측 보의 유효폭은 인접한 내측 보의 유효폭의 1/2과 다음 중 최솟값을 합한 값으로 한다.

라. 유효 지간길이의 1/8

마. 바닥판 평균두께의 6배에 웨브두께의 1/2과 상부플랜지 폭의 1/4 중 큰 값을 합한 값

바. 내민 폭

4.3.3.1.1.2 비합성단면

4.3.3.1.10에 따라 설계된 전단연결재로 콘크리트 바닥판이 강재단면에 연결되지 않은 단면은 비합성단면으로 설계한다.

4.3.3.1.1.3 하이브리드 단면

웹의 최소항복강도는 강도가 더 큰 플랜지 최소항복강도의 65% 보다 작아서는 안 된다. 휨강도나 전단강도를 구할 때, 한 쪽 혹은 양 쪽 플랜지 보다 웹의 항복강도가 큰 경우 웹의 항복강도는 항복강도가 작은 플랜지 최소항복강도의 120% 이하이어야 한다. 정모멘트를 받는 합성단면에서는, 웹의 항복강도가 압축플랜지의 항복강도보다 높은 경우 웹의 항복강도를 그대로 적용할 수 있다.

4.3.3.1.1.4 웹 높이가 변하는 부재

단면의 추축에 관한 휨에 의해 발생하는 하부플랜지의 응력을 산정할 때 하부플랜지 경사의 효과를 고려해야 한다. 정적 평형을 고려하여 영구하중에 의한 웹의 전단력은 하부플랜지에 작용하는 수직력 성분만큼 감소시킬 수 있다. 하부플랜지가 수평을 유지하는 지점에서는 플랜지에 작용하는 수직력 성분을 웹에 다시 전달시켜야 한다.

4.3.3.1.1.5 강성

휨부재의 강성을 구할 때 적용하는 단면은 다음과 같다:

- (1) 비합성단면에 작용하는 하중에 대하여: 강재단면
- (2) 합성단면에 작용하는 영구하중에 대하여: 전 지간에 걸쳐서 콘크리트 바닥판이 유효하다고 가정하여 구한 장기 합성단면
- (3) 합성단면에 작용하는 활하중에 대하여: 전 지간에 걸쳐서 콘크리트 바닥판이 유효하다고 가정하여 구한 단기 합성단면

4.3.3.1.1.6 플랜지응력과 부재 휨모멘트

휨강도가 횡비틀림좌굴에 의해 지배되는 경우

- (1) 응력 f_{bu} 는 고려 대상 플랜지가 있는 비지지길이 구간에서 발생하는 횡방향 휨응력을 제외한 플랜지 압축응력 중 가장 큰 값으로 한다.
- (2) 휨모멘트 M_u 는 비지지길이 구간 내에 작용하는 주축에 대한 휨모멘트 값 중 가장 큰 값으로 한다.
- (3) 응력 f_l 은 고려 대상 플랜지가 있는 비지지길이 구간에서 작용하는 횡방향 휨에 의한 응력 중 가장 큰 값으로 한다.

휨강도가 항복, 플랜지 국부좌굴 또는 웹 휨좌굴에 지배되는 경우에는, f_{bu} , M_u 와 f_l 은 고려 중인 단면에 해당되는 값으로 한다.

f_{bu} , M_u 와 f_l 의 값은 계수하중으로 구하고, 모든 강도식의 부호는 양으로 한다.

연속적으로 횡지지된 플랜지의 횡방향 휨응력은 0으로 한다. 불연속적으로 횡지지된 플랜지의 횡방향 휨응력은 구조해석으로 구해야 하고 다음을 만족해야 한다.

$$f_l \leq 0.6F_{yf} \quad (4.3-108)$$

다음을 만족할 경우 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지의 횡방향 휨응력 f_l 은 1차탄성해석으로부터 직접 구할 수 있다.

$$L_b \leq 1.2L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu}/F_{yc}}} \quad (4.3-109)$$

또는

$$L_b \leq 1.2L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u/M_{yc}}} \quad (4.3-110)$$

여기서, C_b : 4.3.3.1.8.2(3) 또는 부록 A.3.3에 규정된 모멘트구배 보정계수

f_{bu} : 고려 중인 플랜지에서 횡방향 휨을 고려하지 않고 전체 비지지길이 내에 발생하는 압축응력 중 가장 큰 값 (MPa)

L_b : 비지지길이 (mm)

L_p : 4.3.3.1.8.2(3)에 규정된 비지지길이 한계 (mm)

M_u : 고려 대상 플랜지압축부의 비지지길이 내에서 작용하는 주축에 대한 휨모멘트 중 가장 큰 값 (N · mm)

M_{yc} : 부록 B.2에 규정된 압축플랜지에 대한 항복모멘트 (N · mm)

R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴을 고려한 플랜지 응력감소계수

식 (4.3-109) 또는 식 (4.3-110)을 만족하지 않는 경우에는 2차 탄성해석으로 압축플랜지 횡방향 휨응력을 구해야 한다. 엄밀 2차탄성해석을 하지 않고 근사적으로 1차 탄성해석값을 다음과 같이 확대시켜 2차 횡방향 응력을 구할 수 있다.

$$f_l = \left(\frac{0.85}{1 - \frac{f_{bu}}{F_{cr}}} \right) f_{l1} \geq f_{l1} \quad (4.3-111)$$

또는

$$f_l = \left(\frac{0.85}{1 - \frac{M_u}{F_{cr} S_{xc}}} \right) f_{l1} \geq f_{l1} \quad (4.3-112)$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

여기서, f_{bu} : 고려 대상 플랜지의 횡방향 휨을 고려하지 않고 전체 비지지길이 내에서 발생하는 압축응력 중 가장 큰 값 (MPa)

f_{lt} : 고려 대상 단면에서 1차 압축플랜지 횡방향 휨응력 또는 비지지길이에 걸친 압축플랜지의 최대 1차 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{cr} : 식 (4.3-174) 또는 부록 식 (A.3.3-8)로부터 결정된 플랜지의 탄성 횡비틀림좌굴응력. 식 (A.3.3-8)은 웨브가 조밀 또는 비조밀인 직선 I-거더교에도 적용할 수 있다.

M_u : 고려 대상 플랜지압축부의 비지지길이 내에서 작용하는 주축에 대한 휨모멘트 중 가장 큰 값

S_{xc} : 압축플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수(= M_{yc}/F_{yc})(mm³)

4.3.3.1.1.7 부모멘트 구간의 최소 바닥판철근

계수시공하중에 의한 콘크리트 바닥판의 교축방향 인장응력이 ϕf_r 을 초과하는 경우, 교축방향 철근단면적은 바닥판 총단면적의 1% 이상이어야 한다. 여기서, ϕ 는 인장을 받는 콘크리트에 적용하는 강도저항계수이며, f_r 은 콘크리트의 파괴계수이다. 이 때 적용하는 철근의 최소항복강도는 400 MPa 이상이어야 하며, D19 이하의 철근을 사용해야 한다. 교축방향 철근은 바닥판 전폭에 걸쳐서 2단 등간격으로 배근하며, 2/3를 위쪽에 배치해야 한다. 또한 철근의 간격은 300 mm를 넘지 않도록 배근해야 한다.

전단연결재를 설치하지 않은 부모멘트구간의 경우, 모든 교축방향 철근은 4.3.3.1.10.3에 규정된 추가 전단연결재 설치구간을 지나 정모멘트구간까지 연장해야 한다.

4.3.3.1.1.8 순단면 파단

강도한계상태 또는 시공성에 대하여 휨부재를 검토할 때 인장플랜지에 구멍이 있는 모든 단면은 다음의 추가적인 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_t \leq 0.84 \left(\frac{A_n}{A_g} \right) F_u \leq F_{yt} \quad (4.3-113)$$

여기서, A_n : 인장플랜지의 순단면적 (mm²)

A_g : 인장플랜지의 전단면적 (mm²)

f_t : 플랜지의 횡방향 휨을 고려하지 않고 계산된 계수하중에 의한 인장플랜지의 전단면에 발생하는 응력 (MPa)

F_u : 인장플랜지의 최소인장강도 (MPa)

4.3.3.1.1.9 웹 휨좌굴강도

(1) 수평보강재가 없는 웹

공칭휨좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{crw} = \frac{0.9Ek}{(D/t_w)^2} \quad (4.3-114)$$

그러나 $R_h F_{yc}$ 와 $F_{yw}/0.7$ 중 작은 값을 초과해서는 안 된다. 여기서 휨좌굴계수 k 는 다음 식으로 구한다.

$$k = \frac{9}{(D_c/D)^2} \quad (4.3-115)$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웹의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c 는 부록 B.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

웹의 양쪽 단이 압축을 받는 경우에는 k 는 7.2를 사용한다.

(2) 수평보강재가 있는 웹

다른 합리적인 해석법을 적용하지 않는 경우 공칭휨좌굴강도는 식 (4.3-114)에 의해 결정하며 휨좌굴계수는 다음과 같다.

① $\frac{d_s}{D_c} \geq 0.4$ 인 경우 :

$$k = \frac{5.17}{(d_s/D)^2} \geq \frac{9}{(D_c/D)^2} \quad (4.3-116)$$

② $\frac{d_s}{D_c} < 0.4$ 인 경우 :

$$k = \frac{11.64}{\left(\frac{D_c - d_s}{D}\right)^2} \quad (4.3-117)$$

여기서, d_s : 종방향 수평보강재 중심선과 압축플랜지 안쪽 면 사이의 거리 (mm)

웹의 양쪽 단이 압축을 받는 경우에는 k 는 7.2를 사용한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.3.3.1.10 플랜지 응력감소계수

(1) 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

압연, 균질 조립단면과 웨브강도가 양측 플랜지강도보다 큰 경우 R_h 는 1.0을 사용한다. 그렇지 않으면 다른 합리적인 해석 대신 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수는 다음 식으로 구한다.

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + 2\beta} \quad (4.3-118)$$

$$\text{여기서, } \beta = \frac{2D_n t_w}{A_{fn}} \quad (4.3-119)$$

$\rho : F_{yw}/f_n$ 과 1.0 중에 작은 값

여기서, A_{fn} : 플랜지 단면적과 D_n 방향에 위치한 플랜지 덮개판 면적의 합 (mm^2). 부모멘트를 받는 합성단면인 경우 상부플랜지에 대한 A_{fn} 값은 종방향 철근단면적을 포함시킨다.

D_n : 단면의 탄성중립축으로부터 양 플랜지의 안쪽 면까지의 거리 중 큰 값 (mm). 중립축의 위치가 웨브중앙에 위치하는 경우에는 중립축으로부터 먼저 항복이 발생하는 중립축 측 플랜지 안쪽 면까지의 거리.

f_n : D_n 방향에 위치한 플랜지, 덮개판 또는 종방향 철근에서 처음으로 항복이 발생하는 단면의 경우에는 A_{fn} 산정 시 포함된 각 요소의 최소항복강도 (MPa). 그 밖의 경우에는 D_n 과 반대방향에서 최초 항복 발생 시 D_n 방향에 위치한 플랜지, 덮개판 또는 종방향 철근의 탄성응력 중 가장 큰 값

(2) 웨브의 국부좌굴에 따른 플랜지 응력감소계수, R_b

4.3.3.1.3.2에 따라 시공성을 검토할 때 또는

- ① 합성단면이고 정모멘트를 받으며 웨브가 4.3.3.1.2.1(1) 또는 4.3.3.2.2.1(2)의 규정을 만족하는 경우, 또는
- ② 1개 또는 그 이상의 종방향 수평보강재가 설치되고 다음을 만족하는 경우,

$$\frac{D}{t_w} \leq 0.95 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} \quad (4.3-120)$$

또는

- ③ 웨브가 다음 식을 만족하는 경우,

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw} \quad (4.3-121)$$

R_b 는 1.0을 사용한다.

그 밖의 경우,

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_{wc}}{1200 + 300a_{wc}} \right) \left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_{rw} \right) \leq 1.0 \quad (4.3-122)$$

여기서, λ_{rw} = 비조밀 웨브에 대한 세장비 한계

$$= 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.3-123)$$

a_{wc} = 압축을 받는 웨브의 2배 면적과 압축플랜지의 비

$$= \frac{2D_c t_w}{b_f t_{fc}} \quad (4.3-124)$$

정모멘트를 받는 수평보강재가 있는 합성단면의 경우,

$$= \frac{2D_c t_w}{b_f t_{fc} + b_s t_s (1 - f_{DC1}/F_{yc})/3n} \quad (4.3-125)$$

여기서, b_s : 콘크리트 바닥판의 유효폭 (mm)

f_{DC1} : 콘크리트 바닥판이 경화되기 전이나 합성되기 전에 작용하는 설계영구하중에 대한 압축플랜지 응력(MPa)이며, 이 때 플랜지 횡방향 휨에 의한 응력은 포함하지 않는다.

k : 4.3.3.1.1.9(2)에 규정된 수평보강재가 설치된 웨브의 휨좌굴계수

n : 6.3.1.1.1(1)②에 규정된 탄성계수비

t_s : 콘크리트 바닥판의 두께 (mm)

D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c 는 부록 B.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

4.3.3.1.2 단면비 제한

4.3.3.1.2.1 웨브단면비

(1) 수평보강재가 없는 웨브

웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (4.3-126)$$

(2) 수평보강재가 있는 웨브

웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (4.3-127)$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.3.3.1.2.2 플랜지 단면비

압축플랜지와 인장플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (4.3-128)$$

$$b_f \geq D/6 \quad (4.3-129)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \quad (4.3-130)$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad (4.3-131)$$

여기서, I_{yc} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 압축플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{yt} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 인장플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

4.3.3.1.3 시공성 검토

4.3.3.1.3.1 일반사항

주요 시공단계 중에는 적절한 강도가 확보되도록 해야 한다. 또한 주요부재에 대해서는 하이브리드 단면웨브의 항복을 제외하고 공칭항복강도를 초과하지 않도록 설계해야 하며, 후좌굴강도를 고려해서는 안 된다. 이는 시공단계에서 4.3.3.1.3.2와 4.3.3.1.3.3의 규정을 따르면 만족된다. 최종단계에서는 합성을 이루지만 시공 중에는 비합성인 정모멘트부 단면의 경우에는 4.3.3.1.3.4를 적용한다. 휨부재에 대한 시공성 검토 시 모든 하중은 해당 설계기준에 규정된 계수를 고려해야 한다. 처짐 계산 시에는 하중계수 1.0을 사용한다.

베어링에서 부재를 들어 올릴 가능성에 대해서도 각각의 주요 시공단계에서 검토해야 한다.

바닥판을 통하지 않고 전달되는 집중하중이 작용하는 위치에서 지압보강재가 설치되지 않은 웨브는 부록 B.5의 규정을 만족해야 한다.

만약 인장플랜지에 구멍이 있다면 인장플랜지는 4.3.3.1.1.8의 규정을 만족해야 한다.

휨부재에 위치하거나 연결된 하중에 저항하는 볼트연결부는 각각의 중요한 시공단계에서 설계 하중 하에서의 미끄럼이 방지되도록 설계하고 KDS 14 31 25(4.1.3.6)의 규정으로 연결부미끄럼을 검토해야 한다.

4.3.3.1.3.2 휨

(1) 불연속으로 횡지지된 압축플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래의 식을 모두 만족해야 한다. 세장한 웨브를 가진 단면의 경우 f_l 이 0인 경우에는 식 (4.3-132)을 검토하지 않아도 된다. 조밀 또는 비조밀 웨브를 가진 단면의 경우 식 (4.3-134)는 검토하지 않아도 된다.

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yc} \quad (4.3-132)$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.3-133)$$

그리고

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw} \quad (4.3-134)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 4.3.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨이 고려되지 않고 계산된 플랜지응력 (MPa)

f_l : 4.3.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{crw} : 4.3.3.1.1.9에 규정된 웨브 공칭휨좌굴강도 (MPa)

F_{nc} : 플랜지의 공칭휨저항강도 (MPa)

M_{yc} : 부록 B.2에 규정된 압축플랜지에 관한 항복모멘트 (N · mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc} 로 구하는 압축플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

(2) 불연속으로 횡지지된 인장플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yt} \quad (4.3-135)$$

(3) 연속적으로 횡지지된 압축 또는 인장플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \quad (4.3-136)$$

세장한 웨브와 압축을 받는 플랜지를 갖는 비합성단면은 식 (4.3-134)도 만족해야 한다.

(4) 콘크리트 바닥판

주요 시공단계에 대해서 종방향 철근이 4.3.3.1.1.7의 규정에 따라 설계된 경우 외에는 설계 하중에 의한 바닥판 교축방향 인장응력은 ϕf_r 을 초과하지 않도록 설계한다. 콘크리트 바닥판의 종방향 응력은 4.3.3.1.1.1(1)④로 산정해야 한다. ϕ 와 f_r 은 4.3.3.1.1.7에 따라 산정해야 한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.3.3.1.3.3 전단

웨브는 주요 시공단계에서 아래 식을 만족해야 한다.

$$V_u \leq \phi_v V_{cr} \quad (4.3-137)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도감소계수

V_u : 비합성단면에 적용된 설계시공하중과 설계영구하중에 의해 작용하는 웨브의 전단력 (N)

V_{cr} : 식 (4.3-190)로부터 구한 전단좌굴저항강도 (N)

4.3.3.1.3.4 바닥판 시공

최종적으로 합성을 이루지만 시공 중에는 비합성인 정모멘트단면들은 다양한 바닥판 시공단계 중 4.3.3.1.3.2에 따라 휨에 대한 검토를 수행해야 한다.

기하학적인 특성, 브레이싱 길이 및 공칭휨저항강도를 계산하기 위한 응력들은 강재단면에만 국한한다. 여러 바닥판 시공단계에서 하중, 강성 및 브레이싱의 변화를 고려해야 한다.

4.3.3.1.3.5 고정하중 처짐

고정하중 처짐을 고려할 경우에는 해당 설계기준의 규정을 적용한다.

4.3.3.1.4 사용한계상태

4.3.3.1.4.1 탄성처짐

탄성처짐을 고려할 경우에는 해당 설계기준의 규정을 적용해야 한다.

4.3.3.1.4.2 영구처짐

(1) 일반사항

① 이 규정을 적용할 때에는 사용한계상태조합을 적용해야 한다.

② 사용한계상태조합에서 강재의 응력을 계산할 때 다음의 방법을 적용할 수 있다.

가. 4.3.3.1.1.7을 만족하면서 전 길이에 걸쳐 전단연결재가 부착된 부재의 경우 합성단면에 별개로 작용하는 하중에 의한 휨응력은 단기 또는 장기 합성단면으로 가정하여 계산한다. 사용한계상태조합 하에서 교축방향으로 발생하는 콘크리트의 최대인장응력이 $2f_r$ 보다 작은 경우 콘크리트 바닥판은 정모멘트 및 부모멘트 구간에서 모두 유효하다고 가정할 수 있다. 여기서, f_r 은 콘크리트의 균열응력이다.

나. 부모멘트 구간에서 합성단면 콘크리트 바닥판의 교축방향 최대인장응력이 $2f_r$ 보다 큰 경우에는 사용한계상태조합 하에서 강재의 휨응력 계산 시 강재단면과 콘크리트 바닥판의 유효단면 내에 있는 철근만을 고려한다.

다. 부모멘트를 받는 비합성단면의 경우 강재의 휨응력을 구할 때 강재단면만 유효한 것으로 본다.

③ 콘크리트 바닥판의 교축방향 응력은 4.3.3.1.1.1(1)④에 의하여 계산해야 한다.

(2) 휨

① 플랜지는 아래의 요구조건을 만족해야 한다.

가. 합성단면 상부플랜지의 경우

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (4.3-138)$$

나. 합성단면 하부 플랜지의 경우

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (4.3-139)$$

다. 비합성단면 상하부 플랜지의 경우

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.80R_h F_{yf} \quad (4.3-140)$$

여기서, f_f : 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않은 사용한계상태조합에 의한 플랜지 응력 (MPa)

f_l : 4.3.3.1.1.6에 규정된 사용한계상태조합에 의한 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

② 동바리 공법을 이용하여 시공한 정모멘트부의 합성 조밀단면의 경우 사용한계상태조합에 의한 콘크리트 바닥판의 교축방향 압축응력은 4.3.3.1.1.1(1)④로 구하며 $0.6f'_c$ 을 초과해서는 안 된다.

③ 4.3.3.1.2.1(1)의 규정을 만족하는 웨브를 가진 정모멘트부 합성단면을 제외하고 모든 단면은 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$f_e \leq F_{crw} \quad (4.3-141)$$

여기서, f_e : 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않고 계산된 사용한계상태조합에 의한 단면의 압축플랜지 응력 (MPa)

F_{crw} : 4.3.3.1.1.9에 규정된 웨브 공칭휨좌굴강도 (MPa)

4.3.3.1.5 피로 및 파단한계상태

4.3.3.1.5.1 피로

(1) 피로상세는 KDS 14 31 20(4.1)의 피로규정에 따라 검토해야 한다.

(2) 수평곡선 플레이트거더교의 경우 주축 휨에 의한 피로응력범위에 횡방향 휨응력을 합하여 적용해야 한다.

(3) 전단연결재는 4.3.3.1.10.2와 4.3.3.1.10.3의 피로규정들을 적용해야 한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.3.3.1.5.2 파단

계약 문서에 명시된 파단인성 요구조건은 KDS 14 31 20(4.2)의 규정을 따라야 한다.

4.3.3.1.5.3 웨브의 피로요구조건

이 조항을 적용하는 경우에 한하여 설계피로하중은 피로하중조합으로 계산한 값의 2배를 적용한다. 수직보강재가 설치된 웨브 내측 패널은 수평보강재 유무에 관계없이 아래 규정을 만족해야 한다.

$$V_u \leq V_{cr} \quad (4.3-142)$$

여기서, V_u : 하중계수를 곱하지 않은 영구하중과 설계피로하중으로 발생하는 웨브 전단력 (N)

V_{cr} : 식 (4.3-180)로 구한 전단좌굴강도 (N)

4.3.3.1.6 강도한계상태

4.3.3.1.6.1 일반사항

해당 설계기준에 규정된 강도한계상태 하중조합을 적용해야 한다.

4.3.3.1.6.2 휨

(1) 일반사항

인장플랜지에 구멍이 있는 인장플랜지는 4.3.3.1.1.8을 만족해야 한다.

(2) 정모멘트부의 합성단면

- ① 직선 거더가 각을 이루고 연속으로 연결된 교량 또는 수평 곡선 거더 교량의 합성단면은 비조밀단면으로 간주하며 4.3.3.1.7.2를 만족해야 한다.
- ② 아래의 요구조건을 만족하는 직선교의 합성단면은 조밀단면으로 간주한다.
가. 플랜지의 최소항복강도가 460 MPa를 초과하지 않고,
나. 웨브는 4.3.3.1.2.1(1)의 규정을 만족하며,
다. 웨브세장비 한계를 만족하는 단면

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.3-143)$$

여기서, D_{cp} : 부록 B.3.2에 규정된 소성모멘트 적용 시 압축 측 웨브의 높이 (mm)

- ③ 조밀단면은 4.3.3.1.7.1을 만족해야 한다. 그렇지 않으면 단면은 비조밀단면으로 간주하고 4.3.3.1.7.2를 만족해야 한다.
- ④ 조밀단면 및 비조밀단면은 4.3.3.1.7.3에 규정된 연성조건을 만족해야 한다.

(3) 부모멘트부의 합성단면 및 비합성단면

- ① 직선 거더가 각을 이루고 연속으로 연결된 교량 또는 수평 곡선 거더 교량의 단면은 4.3.3.1.8의 규정을 적용하여 설계해야 한다.
- ② 직교 혹은 사각이 20° 미만인 사교에 중간 다이아프램 또는 크로스프레임이 지점과 평행한 선을 따라 설치되어 있고, 다음의 조건을 만족하면 부록 A에 명시된 조밀 또는 비조밀 웨브 단면의 규정에 따라 설계할 수 있다.
- 가. 플랜지의 최소항복강도가 460 MPa를 초과하지 않고,
 나. 웨브가 비조밀단면 세장비 한계를 만족하며,

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.3-144)$$

그리고

다. 플랜지가 아래의 비율을 만족하는 단면

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \quad (4.3-145)$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c 는 부록 B.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

I_{yc} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 압축플랜지의 단면2차모멘트 (mm⁴)

I_{yt} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 인장플랜지의 단면2차모멘트 (mm⁴)

위의 조건을 만족하지 않으면 4.3.3.1.8을 따라야 한다.

4.3.3.1.6.3 전단

4.3.3.1.9를 적용해야 한다.

4.3.3.1.6.4 전단연결재

4.3.3.1.10.4를 적용해야 한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.3.3.1.7 휨강도-정모멘트부 합성단면

4.3.3.1.7.1 조밀단면

(1) 일반사항

강도한계상태에서 단면은 아래 식을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3}f_l S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (4.3-146)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_l : 4.3.3.1.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

M_n : 4.3.3.1.7.1(2)에 규정된 공칭휨강도 (N·mm)

M_u : 4.3.3.1.1.6에 규정된 단면의 주축에 대한 휨모멘트 (N·mm)

M_{yt} : 부록 B.2에 규정된 인장플랜지에 관한 항복모멘트 (N·mm)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt} 로 구하는 인장플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

(2) 공칭휨강도

- ① 공칭항복강도가 460 MPa 이하인 강재로 설계된 균질 합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 460 MPa 이하이며 4.3.3.1.1.3을 만족하는 하이브리드 합성단면의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

가. $D_p \leq 0.1D_t$ 인 경우

$$M_n = M_p \quad (4.3-147)$$

나. 그 밖의 경우

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (4.3-148)$$

여기서, D_p : 콘크리트 바닥판의 상단에서 소성모멘트의 중립축까지의 거리 (mm)

D_t : 합성단면의 전체높이 (mm)

M_p : 부록 B.1에 규정된 합성단면의 소성모멘트 (N·mm)

- ② 공칭항복강도가 690 MPa인 강재로 설계된 균질 합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 690 MPa이며 4.3.3.1.1.3을 만족하는 하이브리드 합성단면의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

가. $D_p \leq 0.1D_t$ 인 경우

$$M_n = M_p \quad (4.3-149)$$

나. $0.1D_t < D_p \leq 0.2D_t$ 인 경우

$$M_n = M_p \left(1.19 - 1.9 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (4.3-150)$$

다. $D_p > 0.2D_t$ 인 경우

$$M_n = M_p \left(1.0 - 0.95 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (4.3-151)$$

여기서, D_p : 콘크리트 바닥판의 상단에서 소성모멘트 중립축까지의 거리 (mm)

D_t : 합성단면의 전체높이 (mm)

M_p : 부록 B.1에 규정된 합성단면의 소성모멘트 (N · mm)

③ 연속교의 경우 단면의 공칭휨강도는 다음 식을 만족해야 한다.

$$M_n \leq 1.3R_h M_y \quad (4.3-152)$$

여기서, M_y : 부록 B.2에 규정된 항복모멘트 (N · mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

4.3.3.1.7.2 비조밀단면

(1) 일반사항

① 강도한계상태에서 압축플랜지는 다음 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.3-153)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 4.3.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않고 계산한 플랜지응력 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.1.7.2(2)에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

② 인장플랜지는 다음의 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nt} \quad (4.3-154)$$

여기서, f_l : 4.3.3.1.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{nt} : 4.3.3.1.7.2(2)에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

③ 동바리 공법을 이용한 경우 강도한계상태에서 콘크리트 바닥판의 교축방향 최대압축응력은 4.3.3.1.1.1(1)④로 구할 수 있으며 $0.6f'_c$ 을 초과해서는 안 된다.

(2) 공칭휨강도

① 압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 산정한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (4.3-155)$$

여기서, R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴에 의한 플랜지 응력감소계수

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

② 인장플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 산정한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (4.3-156)$$

4.3.3.1.7.3 연성 요구조건

조밀 및 비조밀단면은 아래의 식을 만족해야 한다.

- (1) 공칭항복강도가 690 MPa인 강재로 설계된 균질 합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭 항복강도가 690 MPa이며 4.3.3.1.1.3을 만족하는 하이브리드 합성단면인 경우

$$D_p \leq 0.3D_t \quad (4.3-157)$$

- (2) 그 밖의 단면인 경우

$$D_p \leq 0.42D_t \quad (4.3-158)$$

여기서, D_p : 소성모멘트 상태에서 콘크리트 바닥판의 상단에서 중립축까지의 거리 (mm)

D_t : 합성단면의 전체높이 (mm)

4.3.3.1.8 휨강도-부모멘트부의 합성단면과 비합성단면

4.3.3.1.8.1 일반사항

- (1) 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지

강도한계상태에서는 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.3-159)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 4.3.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨이 고려되지 않고 계산된 플랜지 응력 (MPa)

f_l : 4.3.3.1.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.1.8.2에 규정된 플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

- (2) 불연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nt} \quad (4.3-160)$$

여기서, F_{nt} : 4.3.3.1.8.3에 규정된 플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

- (3) 연속적으로 횡지지된 인장 또는 압축플랜지

강도한계상태에서 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \quad (4.3-161)$$

4.3.3.1.8.2 압축플랜지 휨저항강도

(1) 일반사항

식 (4.3-150)을 검토할 때 F_{nc} 는 4.3.3.1.8.2(2)에 규정된 국부좌굴강도와 4.3.3.1.8.2(3)에 규정된 횡비틀림좌굴강도를 적용한다.

(2) 국부좌굴강도

압축플랜지의 국부좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

① $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ 인 경우

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (4.3-162)$$

② 그 밖의 경우

$$F_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \quad (4.3-163)$$

여기서, λ_f = 압축플랜지의 세장비

$$= \frac{b_f}{2t_f} \quad (4.3-164)$$

λ_{pf} = 조밀단면 플랜지의 세장비 한계

$$= 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.3-165)$$

λ_{rf} = 비조밀단면 플랜지의 세장비 한계

$$= 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad (4.3-166)$$

여기서, F_{yr} : 잔류응력의 영향을 포함한 공칭항복강도에 도달할 때 압축플랜지 응력. 압축플랜지 횡방향 휨은 고려치 않으며 $0.7 F_{yc}$ 와 F_{yw} 가운데 작은 값이지만 $0.5 F_{yc}$ 이상이어야 한다.

R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴에 의한 플랜지 응력감소계수

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

(3) 횡비틀림좌굴강도

① 비지지길이 내에서 균일 단면을 갖는 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

가. $L_b \leq L_p$ 인 경우

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (4.3-167)$$

나. $L_p < L_b \leq L_r$ 인 경우

$$F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (4.3-168)$$

다. $L_b > L_r$ 인 경우

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (4.3-169)$$

여기서, L_b : 비지지길이 (mm)

L_p : 소성거동을 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.3-170)$$

L_r : 비탄성 횡비틀림좌굴을 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad (4.3-171)$$

C_b : 모멘트 보정계수

(가) 브레이싱이 없는 캔틸레버나 $f_{mid}/f_2 > 1$ 또는 $f_2 = 0$ 인 부재

$$C_b = 1.0 \quad (4.3-172)$$

(나) 그 밖의 모든 경우

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{f_1}{f_2} \right) + 0.3 \left(\frac{f_1}{f_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (4.3-173)$$

F_{cr} = 탄성 횡비틀림좌굴응력 (MPa)

$$= \frac{C_b R_b \pi^2 E}{(L_b / r_t)^2} \quad (4.3-174)$$

r_t = 압축플랜지와 압축을 받는 웨브 높이의 1/3을 합한 면적의 연직축에 대한 유효회전 반경 (mm)

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} \quad (4.3-175)$$

여기서,

F_{yr} : 잔류응력의 영향을 포함한 공칭항복강도에 도달할 때 압축플랜지 응력. 압축 플랜지 횡방향 휨은 고려치 않고 $0.7F_{yc}$ 와 F_{yw} 가운데 작은 값이지만 $0.5F_{yc}$ 이상이어야 한다.

D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c 는 부록 B.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

f_{mid} : 고려 중인 플랜지의 비지지길이 구간 중앙점에서의 횡방향 휨을 고려하지 않은 휨응력으로 최대 압축응력을 발생시키거나 압축이 전혀 작용하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 설계모멘트로 산정한다. 이 응력은 계수하중에 의한 응력이며 압축일 경우가 양의 값이며 인장인 경우는 음의 값이다 (MPa).

$f_0 : f_2$ 에 대응하는 반대지점의 횡방향 휨을 고려하지 않은 휨응력으로 최대 압축응력을 발생시키거나 압축이 전혀 작용하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 설계모멘트로 산정한다. 이 응력은 계수하중에 의한 응력이며 압축일 경우가 양의 값이며 인장인 경우는 음의 값이다(MPa).

$f_1 : f_2$ 에 대응하는 반대쪽 브레이싱 지점의 횡방향 휨을 고려하지 않은 휨응력으로, C_b 값을 가장 작게 발생시키는 f_2 와 f_0 (또는 f_{mid}) 간 선형보간하여 구한 응력으로 다음과 같이 구한다(MPa).

㉓ 브레이싱 양단 지점 간의 거리에 따라 모멘트의 변화가 오목한 형태인 경우

$$f_1 = f_0 \quad (4.3-176)$$

㉔ 그 밖의 경우

$$f_1 = 2f_{mid} - f_2 \geq f_0 \quad (4.3-177)$$

f_2 : 브레이싱 양단 지점에서 발생하는 압축응력 중 큰 값 (MPa). 가장 불리한 계수하중을 적용하며 항상 양의 값을 갖는다. 브레이싱 양 지점에서 플랜지의 응력이 0이거나 인장으로 작용하는 경우에는 0으로 한다.

R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴을 고려한 플랜지 응력감소계수

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

- ② 비지지구간이 역곡률 휨을 받고 비합성 비대칭 단면으로 구성된 부재들로 이루어진 경우, 상부플랜지가 연속적으로 횡방향으로 지지되지 않았다면, 양쪽플랜지 모두 횡비틀림좌굴 강도를 검토해야 한다.
- ③ 비지지구간에서 불균일 단면을 갖는 경우, 각각의 단면에서 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 비지지구간 내에서 단면이 균일한 것으로 가정하고 식 (4.3-167), (4.3-168) 및 (4.3-169)으로 구한 값 중 작은 값으로 적용한다. 이 경우에는 모멘트 보정계수를 1.0을 적용하고 L_b 는 유효길이계수에 의해 수정하지 않는다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

- ④ 브레이싱 구간 길이의 20% 이하에 걸쳐 작은 단면으로 변하는 경우, 플랜지의 횡방향 단면 모멘트나 작은 단면의 양측 플랜지의 단면모멘트가 큰 단면 값의 1/2 이상이면 작은 단면으로의 단면변화를 무시하고 횡비틀림좌굴강도를 구한다.

4.3.3.1.8.3 인장플랜지 휨강도

인장플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (4.3-178)$$

여기서, R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

4.3.3.1.9 전단강도

4.3.3.1.9.1 일반사항

- (1) 강도한계상태에서 직선 및 곡선 웹 패널은 다음을 만족해야 한다.

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (4.3-179)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

V_n : 4.3.3.1.9.2 및 4.3.3.1.9.3에 규정된 공칭전단강도 (N)

V_u : 설계하중에 의한 웹의 전단력 (N)

- (2) 중간수직보강재는 4.3.3.1.11.1로 설계하며 수평보강재는 4.3.3.1.11.3에 따라 설계한다.
- (3) 균질 거더 및 하이브리드 거더의 내측 웹의 경우에는 아래와 같이 수직보강재를 설치하고 4.3.3.1.9.3을 적용하여 설계한다.
- ① 수평보강재가 없는 경우 중간수직보강재 간격은 $3D$ 를 초과하지 말아야 하고 또는
 - ② 1개 이상의 수평보강재가 있는 경우 중간수직보강재의 간격은 $1.5D$ 를 초과하지 않도록 한다.
- (3) 만일 패널을 보강할 필요가 없을 경우에는 6.3.1.9.2를 적용한다.
- (4) 단부 패널에 대한 수직보강재 설계는 4.3.3.1.9.3(3)의 규정을 적용한다.

4.3.3.1.9.2 비보강 웹의 공칭강도

비보강 웹의 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_{cr} = C V_p \quad (4.3-180)$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (4.3-181)$$

여기서, C : 식 (4.3-185), 식 (4.3-186) 또는 식 (4.3-187)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴 응력의 비로서, 전단좌굴계수 k 는 5.0으로 한다.

V_{cr} : 전단좌굴강도 (N)

V_n : 공칭전단강도 (N)

V_p : 소성전단력 (N)

4.3.3.1.9.3 보강 웨브의 공칭강도

(1) 일반사항

- ① 수직보강재나 수평보강재가 있는 내측 웨브 패널의 공칭전단강도는 4.3.3.1.9.3(2)의 규정으로, 단부 웨브 패널의 공칭전단강도는 4.3.3.1.9.3(3)의 규정을 적용한다. 수평보강재가 있는 웨브 패널의 공칭전단강도를 구할 때에는 웨브의 전체높이 D 를 사용한다. 수직보강재는 패널에 작용하는 최대 전단력을 고려하여 간격을 정한다.
- ② 보강재는 4.3.3.1.11에서 규정한 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 내측 패널

내측 웨브 패널이 4.3.3.1.9.1에 따라 설계되고 전체 패널 단면이 다음 단면비를 만족하는 경우에는,

$$\frac{2Dt_w}{(b_{fc}t_{fc} + b_{ft}t_{ft})} \leq 2.5 \quad (4.3-182)$$

- ① 공칭전단강도는 다음 식으로 구한다.

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right] \quad (4.3-183)$$

여기서, $V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$ (4.3-184)
 d_0 : 보강재 간격 (mm)
 V_n : 공칭전단강도 (N)
 V_p : 소성전단력 (N)
 C : 전단좌굴강도에 대한 전단좌굴응력비

- ② 전단좌굴응력비 C 는 아래와 같이 계산한다.

가. $\frac{D}{t_w} < 1.12 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$ 인 경우

$$C = 1.0 \quad (4.3-185)$$

나. $1.12 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$ 인 경우

$$C = \frac{1.12}{(D/t_w)} \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \quad (4.3-186)$$

다. $\frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$ 인 경우

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

$$C = \frac{1.57}{(D/t_w)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}} \right) \quad (4.3-187)$$

여기서, k = 전단좌굴계수

$$= 5 + \frac{5}{(d_0/D)^2} \quad (4.3-188)$$

③ 그 밖의 경우 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D} \right)^2} + \frac{d_0}{D} \right)} \right] \quad (4.3-189)$$

(3) 단부 패널

① 단부 패널의 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_{cr} = C V_p \quad (4.3-190)$$

여기서, V_p = 소성전단력 (N)

$$= 0.58 F_{yw} D t_w \quad (4.3-191)$$

C : 식 (4.3-185), 식 (4.3-186) 또는 식 (4.3-187)에 규정된
전단항복강도에 대한 전단좌굴응력의 비
 V_{cr} : 전단좌굴강도 (N)

② 수평보강재가 있거나 없는 단부 패널에서 수직보강재의 간격은 $1.5D$ 를 초과하면 안 된다.

4.3.3.1.10 전단연결재

4.3.3.1.10.1 일반사항

- (1) 합성단면에서 콘크리트 바닥판과 강재 단면 사이의 내부전단에 저항하기 위해 스티드나 ㄷ형강의 전단연결재를 설치해야 한다.
- (2) 단경간 합성교는 지간 전체에 걸쳐 전단연결재를 설치한다. 직선 연속 합성교는 보통 교량의 전체길이에 걸쳐 전단연결재를 설치해야 한다. 부모멘트 영역에서 교축방향 철근이 합성단면의 일부분으로 고려되는 구간에는 전단연결재를 설치한다. 그렇지 않을 경우, 전단연결재를 부모멘트 영역에 설치할 필요는 없지만, 4.3.3.1.10.3의 규정에 따라 영구하중에 의하여 휨모멘트부호가 변하는 변곡점 구간에는 추가적인 연결재를 설치해야 한다.
- (3) 부모멘트 영역에서 전단연결재를 설치하지 않은 구간에서는 4.3.3.1.1.7에 따라 교축방향 철근을 정모멘트 구간 내로 연장시켜야 한다.
- (4) 곡선 연속 합성교는 교량의 전체 길이에 걸쳐 전단연결재를 설치해야 한다.

(5) 형태

- ① 스티드와 ㄷ형강 전단연결재는 본 규정에 따라 설계해야 한다. 전단연결재는 표면전체가 콘크리트와 접촉될 수 있도록 콘크리트를 철저히 다짐할 수 있는 형태이어야 한다. 전단연결재는 콘크리트와 강재 사이에서 수직 및 수평 등 모든 방향의 이동에 저항할 수 있어야 한다.
- ② 스티드 전단연결재의 직경에 대한 높이의 비는 4.0 이상이어야 한다.
- ③ ㄷ형강 전단연결재는 5 mm 이상의 치수로 필릿용접을 해야 한다.

(6) 피치

- ① 전단연결재의 피치는 4.3.3.1.10.2와 4.3.3.1.10.3에 규정된 피로한계상태를 만족해야 한다. 전단연결재의 개수는 4.3.3.1.10.4에 규정된 강도한계상태를 만족하기 위한 소요개수 이상이어야 한다.
- ② 전단연결재의 피치 p 는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad (4.3-192)$$

여기서,

$$\begin{aligned} V_{sr} &= \text{단위길이 당 수평방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)} \\ &= \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2} \end{aligned} \quad (4.3-193)$$

$$\begin{aligned} V_{fat} &= \text{단위길이 당 종방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)} \\ &= \frac{V_f Q}{I} \end{aligned} \quad (4.3-194)$$

$$F_{fat} = \text{단위길이 당 반경방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)}$$

다음 중 큰 값을 적용한다.

$$F_{fat1} = \frac{A_{bot} \sigma_{flg} l}{wR} \quad (4.3-195)$$

또는

$$F_{fat2} = \frac{F_{rc}}{w} \quad (4.3-196)$$

σ_{flg} : 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않은 하부플랜지의 종방향 피로응력 발생범위 (MPa)

A_{bot} : 하부플랜지의 단면적 (mm²)

F_{rc} : 상부플랜지에서 크로스프레임 또는 다이아프램의 작용력의 순범위 (N)

I : 단기 합성단면의 단면2차모멘트 (mm⁴)

l : 브레이싱점 사이의 거리 (mm)

n : 한 단면 내에 배치된 전단연결재의 개수

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

p : 전단연결재의 거더 축방향피치 (mm)

Q : 단기 합성단면의 중립축에 대한 바닥판 환산단면적의 단면1차모멘트 (mm³)

R : 패널 내의 최소 거더반경 (mm)

V_f : 피로하중조합 하의 수직전단력 발생범위 (N)

w : 콘크리트 바닥판의 유효폭 길이로 1,220 mm이며, 측경간 단지점에서는 610 mm이다. (mm)

Z_r : 4.3.3.1.10.2에 의해 결정된 전단연결재 1개의 전단피로강도 (N)

- ③ 직선 경간 또는 경간 일부가 직선인 경우, 식 (4.3-195)로부터 구한 반경 방향 피로전단력 발생범위를 0으로 할 수 있다. 직선교 또는 사각이 20°를 초과하지 않는 수평 곡선교는 식 (4.3-196)로부터 구한 반경 방향 피로 전단력 발생범위를 0으로 할 수 있다.
- ④ 전단연결재의 중심과 중심사이의 피치는 600 mm를 초과해서는 안 되며, 직경의 6배 이상이어야 한다.

(7) 횡방향 간격

- ① 전단연결재는 상부플랜지의 횡방향으로 배치해야 하며 규칙적이거나 다양한 간격을 갖도록 설계할 수 있다.
- ② 스테드 전단연결재는 거더 직각방향으로 스테드의 중심과 중심 사이의 간격이 스테드 직경의 4배 이상이어야 한다.
- ③ 상부플랜지의 연단과 가장 인접한 전단연결재의 순연단 거리는 25 mm 이상이어야 한다.

(8) 덮개와 관입

전단연결재 위의 콘크리트 피복덮개 높이는 50 mm 이상이어야 한다. 전단연결재는 적어도 50 mm를 슬래브 내부로 관입시켜야 한다.

4.3.3.1.10.2 피로강도

(1) 전단연결재의 피로강도 Z_r 은 다음과 같이 구한다.

① 스테드 전단연결재의 경우

가. 무한수명 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = 18.9 d^2 \quad (4.3-197)$$

나. 그렇지 않은 경우, 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = \alpha d^2 \quad (4.3-198)$$

$$\text{여기서,} \quad \alpha = 238.0 - 29.5 \log N \quad (4.3-199)$$

② ㄷ형강 전단연결재의 경우

가. 무한수명 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = 183.9w \quad (4.3-200)$$

나. 그렇지 않은 경우, 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = Bw \quad (4.3-201)$$

여기서, $B = 1641.6 - 189.2 \log N$ (4.3-202)

여기서, d : 스티드의 직경 (mm)

N : KDS 14 31 20(4.1.2.5)에 규정된 하중반복회수

w : 플랜지에 직각방향으로 측정된 ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

- (2) 전단연결재의 피치는 Z_r 값과 전단력 범위 V_{sr} 을 이용하여 식 (4.3-192)로부터 구한다. 전단 연결재가 플랜지의 피로강도에 미치는 효과는 KDS 14 31 20(4.1.2)로 검토한다.

4.3.3.1.10.3 영구하중에 의한 휨 변곡점구간에 대한 특별요구사항

- (1) 최종조건이 부모멘트부의 비합성 부재인 경우, 영구적인 하중으로 인한 휨의 변곡점구간에는 추가적인 전단연결재를 설치해야 한다.
- (2) 추가적인 전단연결재의 개수 n_{ac} 는 다음과 같다.

$$n_{ac} = \frac{A_s f_{sr}}{Z_r} \quad (4.3-203)$$

여기서, A_s : 내부지점부에서 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근의 총단면적 (mm²)

f_{sr} : 피로하중조합 하의 종방향 철근의 응력범위 (MPa)

Z_r : 4.3.3.1.10.2에 규정한 전단연결재 한 개의 전단피로강도 (N)

- (3) 추가적인 전단연결재는 강재자중에 의한 휨 변곡점에서 양쪽으로 바닥판 유효폭의 1/3 거리 이내에 설치해야 한다. 추가 전단연결재를 포함한 모든 전단연결재의 중심간 피치는 4.3.3.1.10.1(2)의 규정을 만족해야 한다. 현장 이음판은 전단연결재와 간섭되지 않도록 배치해야 한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.3.3.1.10.4 강도한계상태

(1) 일반사항

강도한계상태에서 전단연결재의 설계전단강도 Q_r 은 다음과 같이 구한다.

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (4.3-204)$$

여기서, Q_n : 4.3.3.1.10.4(3)에 규정된 전단연결재의 공칭전단강도 (N)

ϕ_{sc} : 전단연결재에 대한 강도저항계수

강도한계상태에서 전단연결재의 최소개수는 다음과 같이 구한다.

$$n = \frac{P}{Q_r} \quad (4.3-205)$$

여기서, P : 4.3.3.1.10.4(2)에 규정된 총 공칭전단력 (N)

Q_r : 식 (4.3-204)로부터 구하는 전단연결재의 1개에 대한 설계전단강도 (N)

(2) 공칭전단력

① 단순교 및 최종조건이 부모멘트부의 비합성단면 연속교인 경우, 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점과 양측으로 인접한 모멘트가 0인 구간에서의 총 공칭전단력 P 는 다음과 같이 구한다.

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2} \quad (4.3-206)$$

여기서,

P_p : 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음 중 작은 값을 취한다 (N).

$$P_{1p} = 0.85 f'_c b_s t_s \quad (4.3-207)$$

또는

$$P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \quad (4.3-208)$$

F_p : 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 콘크리트 바닥판의 총 반경방향 전단력 (N) 으로서 다음과 같다.

$$F_p = P_p \frac{L_p}{R} \quad (4.3-209)$$

여기서, b_s : 콘크리트 바닥판의 유효폭 (mm)

L_p : 최대정모멘트(활하중+충격하중)에 인접한 지점과 거더단부 사이의 호의 길이 (mm)

R : L_p 구간 내의 최소 거더반경 (mm)

t_s : 콘크리트 바닥판의 두께 (mm)

- ② 직선 경간이나 경간 일부가 직선인 구간에 대해서는 F_p 를 0으로 할 수 있다.
- ③ 최종조건이 부모멘트부의 합성 연속교인 경우, 최대 정모멘트(활하중+충격하중)지점과 이에 인접한 부재 단부 사이의 총 공칭전단력 P 는 식 (4.3-206)으로 구한다. 최대 정모멘트(활하중+충격하중) 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 총 공칭전단력 P 는 다음과 같이 구한다.

$$P = \sqrt{P_T^2 + F_T^2} \quad (4.3-210)$$

여기서,

P_T : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음과 같이 구한다. (N)

$$P_T = P_p + P_n \quad (4.3-211)$$

P_n : 내측 지점부의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음 중 작은 값을 취한다(N).

$$P_{1n} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \quad (4.3-212)$$

또는

$$P_{2n} = 0.45 f'_c b_s t_s \quad (4.3-213)$$

F_T : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이에 위치한 콘크리트 바닥판의 총 반경방향 전단력으로 다음과 같이 구한다. (N)

$$F_T = P_T \frac{L_n}{R} \quad (4.3-214)$$

여기서, L_n : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 호의 길이 (mm)

R : L_n 구간 내의 최소 거더반경 (mm)

- ④ 직선 경간이나 경간 일부가 직선인 구간에 대해서는 F_T 를 0으로 할 수 있다.

(3) 공칭전단강도

- ① 콘크리트 바닥판 내에 매입된 스테드 전단연결재 1개의 공칭전단강도는 다음과 같다. 단, 아래 강도식은 스테드의 직경이 25 mm 이하이고 최소인장강도가 500 MPa 이하인 경우에 적용한다.

$$Q_n = 0.27 d^2 \sqrt{f'_c E_c} \leq 0.8 A_{sc} F_u \quad (4.3-215)$$

여기서, d : 스테드의 직경 (mm)

A_{sc} : 스테드 전단연결재의 단면적 (mm²)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

F_u : 스테드 전단연결재의 최소인장강도 (MPa)

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

② 콘크리트에 매립된 ㄷ형강 전단연결재의 공칭전단강도는 다음과 같다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c E_c} \quad (4.3-216)$$

여기서, t_f : ㄷ형강 전단연결재의 플랜지두께 (mm)

t_w : ㄷ형강 전단연결재의 웨브두께 (mm)

L_c : ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

4.3.3.1.11 보강재

4.3.3.1.11.1 중간수직보강재

(1) 일반사항

- ① 수직보강재는 판 또는 L형강을 사용하여 웨브의 한쪽 또는 양쪽에 볼트나 용접으로 접합한다. 직선교에서 다이아프램이나 수직 브레이싱의 이음판으로 사용되지 않은 보강재는 압축플랜지에 틈이 없도록 밀착시키거나 접합해야 하나, 인장플랜지와는 밀착시키지 않아도 된다. 수평 곡선교에서 웨브 한쪽 면에만 설치된 수직보강재는 상·하 플랜지에 모두 접합시켜야 하고, 수직보강재를 양쪽 모두 설치할 때에는 상·하 플랜지에 틈이 없도록 밀착시키거나 접합해야 한다.
- ② 다이아프램이나 수직 브레이싱의 이음판으로 사용되는 보강재는 상·하 플랜지에 접합시켜야 한다.
- ③ 수직보강재-웨브 용접단부와 이에 인접한 웨브-플랜지 용접부 또는 수평보강재-웨브 용접단까지의 거리는 $4t_w$ 이상 그리고 $6t_w$ 와 100 mm 이하이어야 한다.

(2) 돌출폭

돌출폭 b_t 는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30} \quad (4.3-217)$$

그리고

$$16t_p \geq b_t \geq b_f/4 \quad (4.3-218)$$

여기서, b_f : I-단면의 경우, 가장 넓은 압축플랜지의 전폭; U-형단면의 경우, 가장 넓은 압축플랜지의 전폭; 폐단면 박스거더의 경우 $b_f/4$ 제한치는 적용되지 않는다. (mm)

t_p : 수직보강재의 두께 (mm)

(3) 단면2차모멘트

- ① 수직보강재 양쪽 웨브에서 전단력 V_u 가 설계전단좌굴강도 $\phi_v V_{cr}$ 보다 크지 않은 경우, 수직보강재의 단면2차모멘트 I_t 는 다음 값 중 작은 값을 만족해야 한다.

$$I_t \geq I_{t1} \quad (4.3-219)$$

그리고

$$I_t \geq I_{t2} \quad (4.3-220)$$

여기서,

$$I_{t1} = b t_w^3 J \quad (4.3-221)$$

$$I_{t2} = \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \quad (4.3-222)$$

$$J = \frac{2.5}{(d_0/D)^2} - 2.0 \geq 0.5 \quad (4.3-223)$$

$$F_{crs} = \frac{0.31 E}{\left(\frac{b_t}{t_p} \right)^2} \leq F_{ys} \quad (4.3-224)$$

$$V_{cr} = C V_p \quad (4.3-225)$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (4.3-226)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

V_{cr} : 인접 웹 패널의 공칭전단좌굴강도 중 작은 값 (N)

V_u : 설계조합하중에 의한 인접 웹의 전단력 중 큰 값 (N)

I_t : 한 쪽 면만 보강된 경우는 웹과의 접합면에 대하여, 양면 보강된 경우에는 웹의 중심축에 대한 수직보강재의 단면2차모멘트 (mm^4)

b : d_0 와 D 중 작은 값 (mm)

d_0 : 인접한 웹 폭들 중 작은 값 (mm)

J : 보강재 휨강성 변수

ρ_t : F_{yw}/F_{crs} 와 1.0 중 큰 값

F_{crs} : 보강재의 국부좌굴강도 (MPa)

F_{ys} : 보강재의 최소 항복강도 (MPa)

C : 식 (4.3-185), 식 (4.3-186) 또는 식 (4.3-187)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴강도의 비. 비보강 웹의 경우 $k=5.0$ 을 적용한다.

V_p : 소성전단력 (N)

② 수직보강재의 한쪽 또는 양쪽 웹에서 전단력 V_u 가 설계전단좌굴강도 $\phi_v V_{cr}$ 보다 커서 웹의 후좌굴강도 또는 사인장강도가 요구되는 경우, 수직보강재의 단면2차모멘트 I_t 는 다음을 만족해야 한다.

가. $I_{t2} \geq I_{t1}$ 인 경우

$$I_t \geq I_{t1} + (I_{t2} - I_{t1}) \left(\frac{V_u - \phi_v V_{cr}}{\phi_v V_n - \phi_v V_{cr}} \right) \quad (4.3-227)$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

나. 그 밖의 경우

$$I_t \geq I_{t2} \quad (4.3-228)$$

여기서, V_n : 4.3.3.1.9.3에 규정된 전단좌굴강도와 사인장강도의 조합공칭강도로 산정한 인접 웨브 패널의 공칭전단강도 중 작은 값 (N)

다. 수평보강재가 있는 경우, 수직보강재는 또한 다음 조건을 만족해야 한다.

$$I_t \geq \left(\frac{b_t}{b_l} \right) \left(\frac{D}{3.0d_0} \right) I_l \quad (4.3-229)$$

여기서, b_t : 수직보강재의 돌출폭 (mm)

b_l : 수평보강재의 돌출폭 (mm)

I_l : 4.3.3.1.11.3(3)에 규정된 수평보강재의 단면2차모멘트 (mm⁴)

4.3.3.1.11.2 하중집중점 지압보강재

(1) 일반사항

- ① 지압보강재는 모든 지점부 위치에 설치해야 한다. 압연 형강보의 지점부 위치나 조립단면 또는 압연형강이 바닥판을 통하지 않고 집중하중을 받는 위치에는 지압보강재를 설치하거나 웨브를 부록 B.5에 따라 설계해야 한다.
- ② 지압보강재는 단일 또는 여러 개의 판 또는 L형강을 웨브 양면에 용접 또는 볼트로 접합시켜 설계하중에 의한 전체 수직력을 전달할 수 있도록 설계해야 한다.
- ③ 지압보강재는 웨브의 전체높이까지 연장시켜야 하며, 가능한 한 플랜지 연단까지 연장시켜야 한다. 각 지압보강재는 플랜지에 밀착되어 하중을 지지할 수 있도록 공장가공을 하거나 완전용입홈용접으로 플랜지와 접합시켜야 한다.

(2) 돌출폭

지압보강재의 돌출폭 b_t 는 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (4.3-230)$$

여기서, F_{ys} : 지압보강재의 최소항복강도 (MPa)

t_p : 지압보강재의 두께 (mm)

(3) 지압강도

설계지압강도는 다음과 같이 구한다.

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n \quad (4.3-231)$$

여기서, ϕ_b : 지압에 대한 강도저항계수

$(R_{sb})_n$: 지압보강재의 공칭지압강도 (N)

$$= 1.4A_{pm}F_{ys} \quad (4.3-232)$$

A_{pm} : 웨브 용접면으로부터 돌출된 지압보강재의 단면적으로서 플랜지 연단 위의 돌출부는 포함하지 않는다. (mm²)

F_{ys} : 지압보강재의 최소항복강도 (MPa)

(4) 지압보강재의 축방향 강도

① 일반사항

설계축방향강도 P_r 은 지압보강재의 최소항복강도 F_{ys} 를 사용하여 4.2에 따라 결정한다. 회전반경은 웨브 중심축에 대해 계산하며 유효좌굴길이는 $0.75D$ 로 한다. 여기서, D 는 웨브 높이이다.

② 유효단면

- 가. 웨브에 볼트로 접합된 보강재의 경우는 지압보강재 만을 유효 기둥단면으로 취급한다.
- 나. 웨브에 용접된 보강재의 경우, 유효 기둥단면에 웨브의 일부를 포함한다. 웨브에 용접으로 접합된 2개의 지압보강재가 사용된 경우는 지압보강재의 양쪽으로 각각 $9t_w$ 이내의 웨브를 유효 기둥단면으로 본다. 만약 1쌍 이상의 지압보강재가 사용된 경우에는 지압보강재 중 가장 외측 보강재들로부터 각각 $9t_w$ 이내의 웨브를 유효 기둥단면으로 본다.
- 다. 연속지간의 내부지점부 하이브리드 단면에서 웨브의 최소항복강도가 플랜지의 최소항복강도의 70%보다 작으면 웨브는 유효단면에서 제외시켜야 한다.
- 라. 웨브의 최소항복강도가 보강재의 항복강도보다 작으면 웨브 유효단면은 F_{yw}/F_{ys} 의 비로 줄여야 한다.

4.3.3.1.11.3 수평보강재

(1) 일반사항

- ① 수평보강재가 필요한 부분에 대해서는 웨브의 1면에 수평방향으로 플레이트를 용접접합하거나 혹은 앵글을 볼트로 체결하여 설치한다. 수평보강재는 식 (4.3-134)의 시공성 기준, 식 (4.3-141)의 사용한계상태기준, 그리고 강도한계상태에서의 요구조건을 모두 만족하도록 설치위치를 결정해야 한다. 수평보강재는 계약서에서 허용되지 않는다면 보강재가 필요한 구간에서 가능한 절단하지 않도록 한다. 웨브의 보강재 역할을 하는 수직보강재가 수평보강재에 의해 간섭되는 경우, 수직보강재는 휨과 축방향 강성을 발휘할 수 있도록 수평보강재에 부착시켜야 한다.
- ② 강도한계상태에서의 설계하중과 시공성을 검토할 때 수평보강재의 휨응력 f_s 는 다음 식을 만족해야 한다.

$$f_s \leq \phi_f R_h F_{ys} \quad (4.3-233)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

F_{ys} : 보강재의 최소항복강도 (MPa)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

(2) 돌출폭

수평보강재의 돌출폭 b_l 은 다음 조건을 만족해야 한다.

$$b_l \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (4.3-234)$$

여기서, t_s : 보강재의 두께 (mm)

(3) 단면2차모멘트와 회전반경

수평보강재는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$I_l = Dt_w^3 \left[2.4 \left(\frac{d_0}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta \quad (4.3-235)$$

그리고

$$r \geq \frac{0.16d_0 \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}}}{\sqrt{1 - 0.6 \frac{F_{yc}}{R_h F_{ys}}}} \quad (4.3-236)$$

여기서 β : 다음과 같이 계산된 수평보강재 휨강성을 위한 곡률보정계수

① 수평보강재가 곡률중심의 반대편 웨브면에 설치된 경우

$$\beta = \frac{Z}{6} + 1 \quad (4.3-237)$$

② 수평보강재가 곡률중심 쪽 웨브면에 설치된 경우

$$\beta = \frac{Z}{12} + 1 \quad (4.3-238)$$

Z = 곡률인자

$$= \frac{0.95d_0^2}{Rt_w} \leq 10 \quad (4.3-239)$$

여기서, d_0 : 수직보강재 간격 (mm)

I_l : 수평보강재와 웨브 유효폭 $18t_w$ 를 포함한 조합단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트 (mm^4).

F_{yw} 가 F_{ys} 보다 작을 경우 유효단면에 포함된 웨브의 폭을 F_{yw}/F_{ys} 비로 감소시킨다.

R : 해당 패널의 최소 거더반경 (mm)

r : 수평보강재와 웨브 유효폭 $18t_w$ 를 포함한 조합단면의 중립축에 대한 회전반경 (mm)

4.3.3.1.12 덮개판

4.3.3.1.12.1 일반사항

(1) 부재에 덧붙여지는 각 덮개판의 길이 L_{cp} (mm)는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$L_{cp} \geq 2d + 900 \quad (4.3-240)$$

여기서, d : 강재 단면의 전체높이 (mm)

(2) 플랜지에 인장응력과 압축-인장 교변응력을 일으키는 반복하중을 받는 단재하경로 구조물에서 두께 20 mm 이상되는 플랜지에는 부분용접을 한 덮개판을 사용해서는 안 된다. 각 덮개판의 최대두께는 덮개판이 붙여지는 플랜지두께의 2배를 초과해서는 안 된다. 덮개판을 여러 겹으로 용접해 붙이는 것은 허용되지 않는다. 덮개판의 폭은 덮개판이 붙여지는 플랜지폭보다 좁거나 넓게 할 수 있다.

4.3.3.1.12.2 단부 요구조건

(1) 일반사항

이론적인 덮개판의 끝단은 설계하중에 의한 휨모멘트 M_u 또는 휨응력 f_{bu} 가 플랜지의 설계휨강도와 같은 단면위치로 결정해야 한다. 덮개판은 이론적인 덮개판의 끝단보다 다음 조건들을 만족하도록 연장해야 한다.

- ① 실제 덮개판의 끝단은 KDS 14 31 20(4.2)에 규정된 피로조건의 응력범위 내에 있어야 한다.
- ② 설계하중에 의해 이론적인 끝단에서 덮개판에 발생하는 축력은 덮개판의 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 용접이나 볼트를 통하여 전달될 수 있어야 한다.
- ③ 단면변화를 준 덮개판 끝의 폭은 75 mm 이상이어야 한다.

(2) 용접단

덮개판의 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 용접은 이론적인 끝단에서 덮개판에 발생하는 힘을 충분히 전달할 수 있어야 한다. 덮개판의 폭이 플랜지폭보다 더 넓은 경우 덮개판을 끝돌림용접해서는 안 된다.

(3) 볼트 연결단

- ① 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 플랜지와 덮개판을 마찰연결하는 경우 연결볼트는 이론적인 끝단에서 설계하중에 의해서 계산되는 덮개판의 축방향력을 충분히 저항할 수 있어야 한다. 단부 볼트연결의 미끄럼강도는 KDS 14 31 25(4.1.3.6)에 따라서 결정한다.
- ② 덮개판과 플랜지의 종방향 용접은 연속적이어야 하고, 단부 볼트연결부의 첫 번째 볼트열과 만나기 전 볼트 간격만큼 떨어진 곳에서 용접을 끝내야 한다.

4.3.3.2 박스거더

4.3.3.2.1 일반사항

- (1) 이 규정은 경간장 105m 이내인 단일 박스거더 또는 다중 박스거더를 갖는 직선 또는 곡선 단순교 또는 연속교에 적용한다. 이 규정은 4.3.3.1.1.1, 4.3.3.1.1.3~4.3.3.1.1.8 및 4.3.3.2.1.1~4.3.3.2.1.4에 정의되거나 기술된 요구조건을 만족하는 합성단면, 하이브리드 단면 및 균질 단면, 그리고 웨브의 높이가 일정하거나 변하는 단면에 적용한다. 4.3.3.1.1.6의 규정은 U형단면의 상부플랜지에만 적용해야 한다.
- (2) 단일 박스거더는 전체 단면의 중앙에 위치시켜야 하며, 고정하중의 무게중심은 박스의 전단중심에 가능한 한 가깝게 위치하도록 설계해야 한다. 이 규정은 다실 단일 박스거더 또는 하부플랜지를 콘크리트와 합성시킨 박스단면에는 적용할 수 없다.
- (3) 휨을 받은 모든 형태의 박스단면은 최소한 다음조건을 만족하도록 설계해야 한다.
 - ① 4.3.3.2.2에 규정된 단면비 제한
 - ② 4.3.3.2.3에 규정된 시공성
 - ③ 4.3.3.2.4에 규정된 사용한계상태
 - ④ 4.3.3.2.5에 규정된 피로 및 파괴한계상태
 - ⑤ 4.3.3.2.6에 규정된 강도한계상태
- (4) 웨브가 세장한 부재의 웨브 휨좌굴강도는 4.3.3.1.1.9에 따라 결정해야 한다. 하이브리드 단면 또는 세장 웨브를 갖는 부재의 플랜지 응력감소계수는 4.3.3.1.1.10에 따라 결정해야 한다.

4.3.3.2.1.1 응력계산

- (1) 플랜지의 폭이 유효 경간장의 1/5을 초과하지 않으면 다중 및 단일 박스단면의 플랜지폭 전체를 휨에 대한 유효폭으로 본다. 단경간의 경우 유효 경간장은 경간장과 같다. 연속교의 경우 유효 경간장은 영구하중변곡점 간의 거리 또는 단순지점과 영구하중 변곡점 사이의 거리와 같다. 만약 플랜지의 폭이 유효 경간장의 1/5을 초과할 때에는 경간장의 1/5을 휨에 대한 유효폭으로 본다.
- (2) 단일 박스단면, 곡선교의 다중 박스단면과 박스플랜지 전체가 유효하지 않는 단면인 경우, 휨 전단과 순수비틀림에 의한 전단의 영향을 고려해야 한다. 강도한계상태에서 계수하중에 의한 박스플랜지의 순수비틀림 전단응력은 플랜지의 계수비틀림 전단강도 F_{vr} 을 초과할 수 없다. F_{vr} 은 다음과 같이 산정한다.

$$F_{vr} = 0.75\phi_v \frac{F_{yf}}{\sqrt{3}} \quad (4.3-241)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도저항

- (3) 또한, 단면 뒤틀림에 의한 횡방향 휨응력은 4.3.3.2.5에 규정된 피로와 강도한계상태에 대하여 고려되어야 한다. 계수하중에 의한 횡방향 휨응력은 강도한계상태에서 135 MPa을 초과해서는 안 된다. 단면 뒤틀림에 의한 종방향 휨응력은 4.3.3.2.5에 규정된 피로에 대해서는 고려해야 하지만 강도한계상태에 대해서는 무시할 수 있다. 횡방향 휨과 종방향 휨응력은 합리적인 해석방법에 의해 결정해야 한다. 웨브 또는 박스플랜지에 부착된 수직보강재는 횡방향 휨에 저항하는 것으로 간주한다.

4.3.3.2.1.2 받침

지점에는 단일 또는 이중받침을 설치할 수 있다. 박스거더 단면의 웨브 내외 측에 이중받침을 설치할 수 있다. 단일받침이 하부플랜지 폭보다 좁은 경우는 전단중심선을 따라 배치해야 하며, 기타 지점은 모든 하중경우에 대하여 전도가 발생하지 않도록 배치해야 한다. 하부고정받침을 사용할 때에는 설계 시 이들로부터 야기되는 하중효과도 고려해야 한다.

4.3.3.2.1.3 플랜지와 웨브의 연결

이 절에 규정된 경우를 제외하고는 플랜지-웨브용접의 총 유효두께는 웨브 또는 플랜지의 두께보다 작아서는 안 된다. 1지간 내에 2개 이상의 중간 내측 다이아프램이 설치된 경우에 플랜지-웨브 연결은 필릿용접을 사용할 수 있다. 만약, 필릿용접을 사용할 때는 연결플랜지 또는 웨브의 양측 모두를 용접해야 한다.

4.3.3.2.1.4 접근 및 배수

박스단면의 접근구멍은 응력이 작은 곳의 하부플랜지에 위치시켜야 한다. 접근구멍이 플랜지 응력에 미치는 영향을 모든 한계상태에 대해 조사하여 필요 시 구멍을 보강해야 한다. 압축을 받는 박스플랜지에 있는 접근구멍의 경우, 강도한계상태에서 구멍이 있는 면의 남아 있는 플랜지의 공칭휨강도는 4.3.3.1.8.2(2)의 규정에 따라 결정해야 한다. 이 때 λ_f 는 구멍이 있는 면의 플랜지 투영폭을 보강을 포함한 플랜지 두께로 나눈 값으로 적용한다. 박스단면의 내측에 통풍과 배수를 위한 규정을 두어야 한다.

4.3.3.2.2 단면비 요구조건

4.3.3.2.2.1 웨브 단면비

(1) 일반사항

웨브는 경사지거나 또는 수직이어야 한다. 하부플랜지와 수직을 이루는 평면과 웨브판의 경사는 1/4을 초과해서는 안 된다. 경사 웨브의 경우 모든 설계요구조건에서 경사를 고려한 웨브 길이를 적용하여 검토해야 한다. U형단면의 상부플랜지에 부착된 웨브는 플랜지 폭의 중앙점에 부착해야 한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

(2) 수평보강재가 없는 웨브

웨브는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (4.3-242)$$

(3) 수평보강재가 있는 웨브

웨브는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (4.3-243)$$

4.3.3.2.2 플랜지 단면비

압축 또는 인장을 받는 U형단면의 상부플랜지는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (4.3-244)$$

$$b_f \geq D/6 \quad (4.3-245)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \quad (4.3-246)$$

4.3.3.2.3 다중 박스단면의 활하중 분배계수 적용 특별제한

- (1) 2개 이상의 단일 박스단면으로 구성된 직선교에서 활하중 분배계수를 적용하여 활하중 휨모멘트를 산정할 경우에는 다음에 언급된 기하학적 조건을 만족해야 한다. 또한, 베어링 연결선은 사각을 이루지 않아야 한다.
- (2) 지간 중앙에서의 인접 박스 간 플랜지의 중심간격 a 는 그림 4.3-1과 같이 각 박스단면의 플랜지 중심간격 w 의 80% 보다 크고 120% 보다 작아야 한다. 또한, 평행하지 않은 박스거더 단면을 사용하는 경우 중앙지간에서의 요구조건 외에 지점에서의 인접한 박스거더의 플랜지 중심간격은 각 박스단면의 플랜지 중심간격의 65% 이상 및 135% 이내이어야 한다. 각 박스단면의 플랜지 중심간격은 동일해야 한다.
- (3) 웨브의 경사도는 1/4을 넘어서는 안 된다.
- (4) 난간이나 연석을 포함한 바닥판의 내민부는 인접 박스 간 상부 강재플랜지의 평균 중심간격 a 의 60%를 초과할 수 없으며, 또한 1,800 mm 이내이어야 한다.

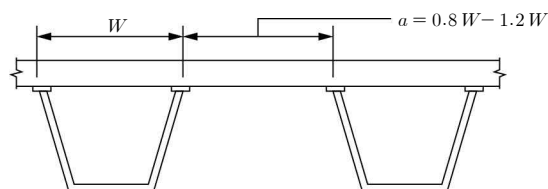


그림 4.3-1 플랜지중심 간 거리

4.3.3.2.3 시공성

4.3.3.2.3.1 일반사항

- (1) 여기에 명시된 사항 외에는 4.3.3.1.3 규정을 적용해야 한다.
- (2) 각각의 박스단면의 기하학적 형상은 모든 시공단계 동안 유지되어야 한다. 박스거더 단면의 변형을 제어할 수 있도록 일시적 또는 영구적인 중간 내측 다이아프램 또는 크로스프레임, 외측 다이아프램 또는 크로스프레임, 상부 횡브레이싱 등의 부재 설치를 검토해야 한다.

4.3.3.2.3.2 휨

- (1) 주요 시공단계에서 4.3.3.1.3.2(1)~4.3.3.1.3.2(3)의 규정은 U형단면 박스의 상부플랜지에만 적용해야 한다. 비지지길이는 내측 크로스프레임 또는 다이아프램 사이의 거리로 본다. 조밀 또는 비조밀 웨브를 갖는 U형단면박스 상부플랜지의 횡비틀림좌굴강도를 구하는데 부록 A.3.3의 규정을 적용할 수 없다.
- (2) 주요 시공단계에서 압축을 받는 비합성박스의 압축플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.3-247)$$

그리고

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw} \quad (4.3-248)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 종방향 휨을 고려하지 않고 계산된 고려 중인 단면의 계수하중에 의한 종방향 플랜지 응력 (MPa)

F_{crw} : 4.3.3.1.1.9에 규정된 웨브의 공칭휨좌굴강도 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.2.8.2에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa). 시공성검토에서 F_{nc} 를 계산할 때 웨브 응력감소계수 R_b 는 1.0으로 한다.

- (3) 조밀 또는 비조밀 웨브를 가진 단면인 경우 식 (4.3-248)은 검토하지 않아야 한다.
- (4) 주요 시공단계 검토에서 비합성 박스거더 인장플랜지 및 연속적으로 횡지지된 인장 또는 압축플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \Delta \quad (4.3-249)$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yf}} \right)^2} \quad (4.3-250)$$

f_v : 고려 중인 단면에서 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림에 의한 전단응력 (MPa)

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

$$= \frac{T}{2A_0t_f} \quad (4.3-251)$$

여기서, A_0 : 박스거더 단면의 폐합단면적 (mm^2)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드계수

T : 계수하중에 의한 내부토크 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

콘크리트가 굳기 전 또는 합성되기 전에 박스플랜지에 작용하는 하중에 대해서 플랜지는 비합성 박스플랜지로 설계해야 한다. 플랜지 자중을 포함한 계수가 곱해지지 않은 영구하중 및 계수가 곱해지지 않은 시공하중으로 인한 비합성 박스플랜지의 최대 수직처짐은 웹 사이의 횡방향지간의 1/360 배를 초과해서는 안 된다. 계수영구하중과 계수 시공하중으로 인한 비합성 박스플랜지의 두께방향 휨응력은 135 MPa을 초과해서는 안 된다. 비합성 박스플랜지 위에 놓인 젖은 콘크리트의 무게 및 다른 일시적 또는 영구적인 하중은 박스플랜지가 웹 사이에 단순보처럼 작용하는 것으로 볼 수 있다. 콘크리트 바닥판이 굳기 전이거나 합성되기 전에 작용하는 하중으로 인한 플랜지의 응력과 처짐을 제어할 필요가 있는 경우에는 플랜지를 보강할 수 있다.

4.3.3.2.3 전단

4.3.3.1.3.3에 규정된 전단요구조건을 검토할 때 필요시 4.3.3.2.9의 규정도 함께 적용해야 한다.

4.3.3.2.4 사용한계상태

- (1) 여기에 명시된 사항 외에는 4.3.3.1.4를 적용해야 한다.
- (2) 식 (4.3-139)의 f_t 항은 0으로 놓아야 한다. 식 (4.3-140)은 적용할 수 없다. 4.3.3.2.2.1(2) 규정을 만족하는 웹을 갖는 정모멘트부 단면을 제외하고 모든 단면들은 식 (4.3-141)을 만족해야 한다.

4.3.3.2.5 피로 및 파괴한계상태

- (1) 여기에 명시된 사항 외에는 4.3.3.1.5의 규정을 적용해야 한다.
- (2) 전단연결재의 피로인 경우 4.3.3.2.10의 해당규정을 적용해야 한다. 4.3.3.1.10.3에 규정된 전단연결재 피로규정은 적용할 수 없다.
- (3) 4.3.3.1.5.3에 규정된 전단 요구조건을 검토할 때 4.3.3.2.9의 해당 규정을 적용해야 한다.
- (4) 다음 단면에 대해서는 단면 비틀림으로 인한 종방향 휨응력과 횡방향 휨응력을 고려해야 한다.
 - ① 단일 박스단면을 갖는 직선교 또는 곡선교
 - ② 4.3.3.2.2.3의 요구조건을 만족하지 않는 다중 박스단면 직선교

③ 다중 박스단면 곡선교

④ 4.3.3.2.1.1을 적용했을 때 플랜지 전체가 유효하지 않는 단일 또는 다중 박스단면

- (5) 박스단면의 모든 상세에서 모재의 피로강도를 검토할 때, 종방향 뒹으로 인한 응력범위를 고려해야 한다. 플랜지-웹 필릿용접부에 근접한 모재나 횡방향 요소를 웹이나 박스플랜지에 연결하는 필릿용접 끝단에 근접한 모재의 피로강도 평가 시에 횡방향 응력 범위를 별도의 경우로 고려해야 한다. 횡방향 휨응력 발생범위를 결정할 때, 일회 응력반복횟수는 피로검토가 중요한 2개의 다른 횡방향 위치에서 계수 피로하중의 통과에 의해 결정된 응력범위의 75%로 정의된다. 이와 같이 산정된 응력범위는 어떤 경우에도 단일 차선에 작용시킨 계수 피로하중에 의한 응력범위보다 커야한다.
- (6) 크로스프레임 연결판과 플랜지를 연결하는 필릿용접 끝단에서 하부 박스플랜지의 횡방향 휨 응력 범위에 저항하는 내측 크로스프레임 내에 있는 하부 횡방향 부재의 필요성 여부에 대해 반드시 검토해야 한다. 플랜지 종방향보강재를 사용하지 않는 경우 박스플랜지 부근에 있는 횡방향 크로스프레임 부재는 박스플랜지에 부착되어야 하며, 종방향보강재를 사용하는 경우에는 횡방향 부재를 볼트로 종방향보강재에 부착시켜야 한다. 이들 횡방향 크로스프레임 부재의 단면2차모멘트는 고려 중인 내측 크로스프레임에 부착되는 가장 큰 연결판의 웹과 접촉되는 단부를 기준으로 한 단면2차모멘트보다 작아서는 안 된다.
- (7) 단일 박스단면에서는 임의 위치에서 플랜지와 웹이 가상적으로 완전 파단이 지속된 후에도 전체 고정하중과 활하중의 일부를 단면이 지탱하는 것으로 해석을 통하여 판명되지 않는 경우에는 인장플랜지는 파괴유발부재로 보아야 한다. 2개의 박스단면을 갖는 경우 손상된 구조물의 적절한 강도와 안정성을 정밀해석으로 증명하지 않는 한 정모멘트부 하부플랜지만을 파괴유발부재로 간주한다. 2개를 초과하는 박스거더 단면을 갖는 경우에는 박스단면의 모든 요소는 파괴유발부재로 간주하지 말아야 한다.

4.3.3.2.6 강도한계상태**4.3.3.2.6.1 일반사항**

4.3.3.2.6은 강도한계상태하중조합에 대해 적용해야 한다.

4.3.3.2.6.2 휨**(1) 일반사항**

고려 중인 단면에서 인장플랜지에 구멍이 있는 경우 인장플랜지는 4.3.3.1.1.8의 요구조건을 만족해야 한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

(2) 정모멘트 구간

- ① 곡선 강거더교 단면은 비조밀단면으로 고려해야 하며 4.3.3.2.7.2의 요구조건을 만족해야 한다.
- ② 아래의 요구조건을 모두 만족하는 직선교 단면은 조밀단면으로 설계해야 한다.
 - 가. 플랜지와 웨브의 최소항복강도가 455 MPa을 초과하지 않으며,
 - 나. 웨브는 4.3.3.2.2.1(2)의 요구조건을 만족하며,
 - 다. 단면은 4.3.3.2.2.3의 요구조건을 만족하는 교량의 일부이며,
 - 라. 4.3.3.2.1.1에 따라 플랜지 전체가 유효하며,
 - 마. 웨브가 다음 세장비 한계를 만족하는 경우

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.3-252)$$

여기서, D_{cp} : 부록 B.3.2에 규정된 소성모멘트 적용 시 압축을 받는 웨브의 높이 (mm)

- ③ 조밀단면은 4.3.3.2.7.1의 요구조건을 만족해야 한다. 그 밖의 경우, 비조밀단면으로 고려해야 하며 4.3.3.2.7.2의 요구조건을 만족해야 한다.
- ④ 조밀 및 비조밀단면은 4.3.3.1.7.3에 규정된 연성요구조건을 만족해야 한다.

(3) 부모멘트 구간

4.3.3.2.8을 적용해야 한다. 부록 A의 규정은 적용할 수 없다. 연속교의 내측 지점단면에서 계수하중에 의한 부모멘트를 재분배하여 설계할 수 없다.

4.3.3.2.6.3 전단

4.3.3.2.9의 규정을 적용해야 한다.

4.3.3.2.6.4 전단연결재

4.3.3.1.10.4를 적용해야 한다. 필요 시 4.3.3.2.10을 함께 적용해야 한다.

4.3.3.2.7 휨강도-정모멘트부

4.3.3.2.7.1 조밀단면

(1) 일반사항

강도한계상태에서 단면은 다음을 만족해야 한다.

$$M_u \leq \phi_f M_n \quad (4.3-253)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

M_n : 4.3.3.2.7.1(2)에 규정된 단면의 공칭휨강도 (N · mm)

M_u : 계수하중에 의한 단면의 주축에 대한 휨모멘트 (N · mm)

(2) 공칭휨강도

단면의 공칭휨강도는 4.3.3.1.7.1(2)의 규정으로 구해야 하며, 연속교의 경우 항상 식 (4.3-152)의 한계 이내 값이어야 한다.

4.3.3.2.7.2 비조밀단면

(1) 일반사항

① 압축플랜지는 강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.3-254)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 플랜지 횡방향 휨이나 종방향 뒹을 고려하지 않은 플랜지 종방향 응력 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.2.7.2(2)에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

② 인장플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nt} \quad (4.3-255)$$

여기서, F_{nt} : 4.3.3.2.7.2(2)에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

강도한계상태에서 4.3.3.1.1.1(1)④의 규정으로 산정한 콘크리트 바닥판의 최대 종방향 압축응력은 $0.6f'_c$ 을 초과해서는 안 된다.

(2) 공칭휨강도

① U형단면 박스의 압축플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (4.3-256)$$

여기서, R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브응력감소계수

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

② 폐단면 박스의 압축플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \Delta \quad (4.3-257)$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yc}} \right)^2} \quad (4.3-258)$$

f_v = 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_{fc}} \quad (4.3-259)$$

여기서, A_0 : 박스거더 단면의 폐합단면적 (mm²)

T : 계수하중에 의한 내부 비틀림모멘트 (N · mm)

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

폐단면과 U형단면 박스의 인장플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \Delta \quad (4.3-260)$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yt}} \right)^2} \quad (4.3-261)$$

f_v = 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_{ft}} \quad (4.3-262)$$

4.3.3.2.8 휨강도-부모멘트부

4.3.3.2.8.1 일반사항

(1) 압축플랜지

압축플랜지는 강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.3-263)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 플랜지의 횡방향 휨이나 종방향 뒤를 고려하지 않은 플랜지 종방향 응력 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.2.8.2에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

(2) 연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nt} \quad (4.3-264)$$

여기서, F_{nt} : 4.3.3.2.8.3에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

4.3.3.2.8.2 압축플랜지의 휨강도

(1) 일반사항

종방향보강재로 보강되지 않은 압축플랜지의 공칭휨강도는 4.3.3.2.8.2(2)의 규정으로 구해야 한다. 종방향보강재로 보강된 압축플랜지의 공칭휨강도는 4.3.3.2.8.2(3)의 규정으로 구해야 한다.

(2) 비보강 플랜지

압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = F_{cb} \sqrt{1 - \left(\frac{f_v}{\phi_v F_{cv}} \right)^2} \quad (4.3-265)$$

① 여기서, F_{cb} 는 플랜지의 공칭압축좌굴강도로 다음과 같이 구한다.

가. $\lambda_f \leq \lambda_p$ 인 경우

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc} \Delta \quad (4.3-266)$$

나. $\lambda_p < \lambda_f \leq \lambda_r$ 인 경우

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc} \left[\Delta - \left(\Delta - \frac{\Delta - 0.3}{R_h} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \quad (4.3-267)$$

다. $\lambda_f > \lambda_r$ 인 경우

$$F_{cb} = \frac{0.9 E R_b k}{\lambda_f^2} \quad (4.3-268)$$

② F_{cv} 는 전단만 작용할 때 플랜지의 공칭전단좌굴강도로 다음과 같이 구한다.

가. $\lambda_f \leq 1.12 \sqrt{\frac{E k_s}{F_{yc}}}$ 인 경우

$$F_{cv} = 0.58 F_{yc} \quad (4.3-269)$$

나. $1.12 \sqrt{\frac{E k_s}{F_{yc}}} < \lambda_f \leq 1.40 \sqrt{\frac{E k_s}{F_{yc}}}$ 인 경우

$$F_{cv} = \frac{0.65 \sqrt{F_{yc} E k_s}}{\lambda_f} \quad (4.3-270)$$

다. $\lambda_f > 1.40 \sqrt{\frac{E k_s}{F_{yc}}}$ 인 경우

$$F_{cv} = \frac{0.9 E k_s}{\lambda_f^2} \quad (4.3-271)$$

여기서, $\lambda_f = \text{압축플랜지의 세장비} = \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \quad (4.3-272)$

$$\lambda_p = 0.57 \sqrt{\frac{E k}{F_{yc} \Delta}} \quad (4.3-273)$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

$$\lambda_r = 0.95 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yr}}} \quad (4.3-274)$$

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yc}} \right)^2} \quad (4.3-275)$$

f_v = 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_{fc}} \quad (4.3-276)$$

F_{yr} = 잔류응력이 고려된 압축플랜지의 항복강도 또는 웨브의

$$\text{최소항복강도 중 작은 값 (MPa)} = (\Delta - 0.3)F_{yc} \leq F_{yw} \quad (4.3-277)$$

k = 균일분포 압축응력에 대한 판의 좌굴계수 = 4.0

k_s = 전단응력에 대한 판의 좌굴계수 = 5.34

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

b_{fc} : 웨브 사이의 압축플랜지 폭 (mm)

A_0 : 박스거더 단면의 폐합단면적 (mm²)

R_b : 6.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브 응력감소계수

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

T : 계수하중에 의한 내부 비틀림모멘트 (N · mm)

(3) 종방향보강재로 보강된 압축플랜지

압축플랜지의 공칭휨강도는 4.3.3.2.8.2(2)에 규정된 종방향보강재가 없는 압축플랜지의 공칭휨강도 산정식으로 구해야 하며 이를 적용할 때 다음을 따라야 한다.

① b_{fc} 는 w 로 대체한다.

② 등분포 수직응력에 대한 판 좌굴계수 k 는 아래와 같이 구한다.

③ $n=1$ 인 경우

$$k = \left(\frac{8I_s}{wt_{fc}^3} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.3-278)$$

④ $n=2$ 인 경우

$$k = \left(\frac{0.894I_s}{wt_{fc}^3} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.3-279)$$

단, $1.0 \leq k \leq 4.0$

⑤ 전단응력에 대한 판 좌굴계수 k_s 는 아래와 같이 구한다.

$$k_s = \frac{5.34 + 2.84 \left(\frac{I_s}{wt_{fc}^3} \right)^{\frac{1}{3}}}{(n+1)^2} \leq 5.34 \quad (4.3-280)$$

여기서, I_s : 플랜지와 평행한 축에 대한 보강재 하단에서의 종방향보강재 1개의 단면2차모멘트 (mm^4)

n : 등간격인 종방향보강재의 수

w : 압축플랜지의 종방향보강재 사이 폭 또는 웨브로부터 가장 가까운 종방향보강재까지의 거리 중 큰 값 (mm)

압축플랜지 종방향보강재는 4.3.3.2.11.2 규정을 만족해야 한다.

4.3.3.2.8.3 인장플랜지 휨강도

(1) U형단면 박스의 인장플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구해야 한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (4.3-281)$$

여기서, R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

(2) 폐단면 박스의 인장플랜지 공칭휨강도는 식 (4.3-260)으로부터 구해야 한다.

4.3.3.2.9 전단강도

(1) 한 쪽 웨브의 설계전단강도를 결정할 때 여기에 명시된 사항 이외에는 4.3.3.1.9의 규정을 적용해야 한다. 경사진 웨브의 경우에는 4.3.3.1.9의 웨브 높이 D 는 경사를 따라 측정된 높이를 사용해야 한다. 경사진 웨브의 경우 각 웨브는 계수하중에 의한 전단력 V_{ui} 에 대하여 설계되어야 한다.

$$V_{ui} = \frac{V_u}{\cos \theta} \quad (4.3-282)$$

여기서, V_u : 경사진 웨브 1개에 작용하는 계수하중에 의한 전단력 (N)

θ : 연직축에 대한 웨브의 경사각 ($^\circ$)

(2) 모든 단일 박스단면, 곡선교 단면, 그리고 4.3.3.2.2.3의 요구조건을 만족시키지 않거나 또는 4.3.3.2.1.1의 규정에 따라 플랜지 전체폭이 유효하지 않는 다중 박스단면교인 경우, V_u 는 휨전단과 순수비틀림전단의 합으로 구해야 한다.

(3) 식 (4.3-182)를 검토할 때, 박스플랜지의 b_{fc} 또는 b_{ft} 는 웨브 사이의 유효플랜지폭의 1/2로 한다. 이 때, 유효플랜지폭은 4.3.3.2.1.1의 규정으로 구하며 그 값은 $18t_f$ 를 초과하지 않아야 한다. 여기서, t_f 는 박스플랜지의 두께이다.

(4) 웨브 보강재는 4.3.3.2.11.1의 요구조건을 만족해야 한다.

4.3.3.2.10 전단연결재

- (1) 여기에 명시된 사항 이외에는 4.3.3.1.10의 규정에 따라 전단연결재를 설계해야 한다.
- (2) 부모멘트 구간에도 전단연결재를 설치해야 한다.
- (3) 모든 단일 박스단면, 곡선교 단면, 그리고 4.3.3.2.2.3의 요구조건을 만족시키지 않거나 또는 4.3.3.2.1.1의 규정에 따라 플랜지 전체폭이 유효하지 않는 다중 박스단면교인 경우, 전단연결재는 휨전단과 순수비틀림전단을 합한 전단력에 대하여 설계해야 한다. U형단면 박스거더의 한 쪽 상부플랜지에 발생하는 단위길이 당 종방향 피로전단력 발생범위 V_{fat} 는 추가적인 휨전단과 비틀림전단을 받는 웨브에 대하여 계산되어야 한다. 산정된 전단연결재 피치는 다른 쪽 상부플랜지에도 동일하게 적용해야 한다. 식 (4.3-195)로 주어진 곡률에 의한 피로전단력 발생범위 F_{fat1} 는 직선 또는 곡선 경간 전체 또는 경간 일부분에 있는 박스단면의 설계시에 무시할 수 있다.
- (4) 강도한계상태를 만족하도록 전단연결재의 개수를 검토하는 경우, 강박스단면의 단면적과 콘크리트 바닥판의 유효단면적은 식 (4.3-207), 식 (4.3-208), 식 (4.3-212) 및 식 (4.3-213)으로 P 를 결정할 때 적용되어야 한다.
- (5) 합성박스플랜지의 전단연결재는 플랜지의 폭에 걸쳐 균등하게 분포되어야 한다. 합성박스플랜지에서 전단연결재 사이의 횡방향 최대간격 s_t 는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{s_t}{t_f} \sqrt{\frac{F_{yf}}{kE}} \leq R_1 \quad (4.3-283)$$

여기서, k : 4.3.3.2.8.2에 규정된 균일분포 수직응력에 대한 판의 좌굴계수

R_1 : 식 (4.3-272)로 산정된 박스플랜지의 한계세장비

- (6) 피로한계상태에서 합성박스플랜지의 경우, 식 (4.3-192)의 V_{sr} 은 식 (4.3-194)에 주어진 종방향 피로전단력 발생범위와 콘크리트 바닥판의 비틀림 피로전단력 발생범위의 벡터 합으로 구해야 한다. 강도한계상태를 만족하는 전단연결재의 개수는 4.3.3.1.10.4에 따라 결정해야 한다. 또한, 전단연결재 1개 당 콘크리트 바닥판의 계수하중에 따른 종방향 및 비틀림 전단력의 벡터 합은 식 (4.3-204)로부터 구한 Q_r 을 초과해서는 안 된다.

4.3.3.2.11 보강재

4.3.3.2.11.1 웨브 보강재

- (1) 웨브의 중간수직보강재는 4.3.3.1.11.1에 따라 설계해야 한다.
- (2) 웨브의 수평보강재는 4.3.3.1.11.3에 따라 설계해야 한다.

- (3) 여기에 명시된 사항 이외에 대해서 지압보강재는 4.3.3.1.11.2에 따라 설계해야 한다. 지압보강재는 경사진 웨브보다는 반드시 다이아프램에 부착되어야 한다. 다이아프램에 부착된 지압보강재의 경우 4.3.3.1.11.2(4)②는 웨브보다는 다이아프램에 적용되어야 한다. 신축이음부 베이링에 위치한 지압보강재와 다이아프램 설계 시에는 온도변화로 인한 편심을 고려해야 한다.

4.3.3.2.11.2 압축플랜지 종방향보강재

- (1) 박스플랜지에 설치된 압축플랜지 종방향보강재는 플랜지폭을 가로질러 등간격으로 배치해야 한다. 보강재의 최소항복강도는 부착된 박스플랜지의 최소항복강도보다 작아서는 안 된다.
- (2) 플랜지 종방향보강재의 돌출폭 b_l 은 다음을 만족해야 한다.

$$b_l \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.3-284)$$

여기서, t_s : 종방향보강재 돌출요소의 두께 (mm)

- (3) 플랜지와 평행한 축에 대해 보강재하단에서의 보강재 1개의 단면2차모멘트 I_l 은 다음을 만족해야 한다.

$$I_l \geq \psi w t_{fc}^3 \quad (4.3-285)$$

여기서, $\psi = 0.125k^3$ ($n=1$ 인 경우)

$= 1.120k^3$ ($n=2$ 인 경우)

k = 등분포 수직응력에 대한 판의 좌굴계수

$= 1.0 \leq k \leq 4.0$

n : 등간격인 플랜지 종방향보강재의 수

w : 종방향보강재 사이의 플랜지폭과 웨브에서 가장 가까운 종방향보강재까지의 거리 중 큰 값 (mm)

4.3.3.3 기타 휨부재

4.3.3.3.1 일반사항

4.3.3.3.1.1 범위

4.3.3.3은 다음의 경우에 적용한다.

- (1) 휨을 받는 비합성 H형 부재
- (2) 비합성 박스형 부재
- (3) 비합성 원형강관
- (4) ㄱ형강, L형강, T형강 및 봉
- (5) 매입형 압연형강
- (6) 합성강관

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.3.3.1.2 강도한계상태

(1) 휨

설계휨강도 M_r 은 다음과 같다.

$$M_r = \phi_f M_n \quad (4.3-286)$$

여기서, M_n : 4.3.3.3.2.2 및 4.3.3.3.2.3에 규정된 비합성 및 합성부재에 대한 공칭휨강도(N · mm)

ϕ_f : 강도한계상태에서 휨에 대한 강도저항계수

(2) 축방향력과 휨모멘트의 조합

4.4.1.1에 규정된 축방향 압축력과 휨모멘트의 조합에 관한 상관관계식 또는 4.4.1.2에 규정된 축방향 인장력과 휨모멘트의 조합에 관한 상관관계식을 적용한다.

(3) 전단력

설계전단강도 V_r 은 다음과 같다.

$$V_r = \phi_v V_n \quad (4.3-287)$$

여기서, V_n : 비합성부재 및 합성부재의 웨브에 대한 4.3.3.1.9.2 및 4.3.3.3.3에 규정된 공칭전단강도(N)

ϕ_v : 강도한계상태에서 전단에 대한 강도저항계수

4.3.3.2 공칭휨강도

4.3.3.2.1 일반사항

횡방향비틀림좌굴에 관한 규정을 합성부재, 비합성 박스형 부재, 웨브와 평행한 축에 대해 휨을 받는 H형 부재 및 원형강관에는 적용할 필요가 없다.

4.3.3.2.2 비합성부재

(1) H형 부재

이 규정은 H형 부재와 두개의 C형강의 플랜지가 웨브판으로 연결되는 부재에 적용한다.

4.3.3.1.8의 규정은 웨브에 수직인 축에 대한 휨의 경우에 적용한다.

웨브와 평행한 축에 대한 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = M_p \quad (4.3-288)$$

여기서, M_p : 웨브와 평행한 중심축에 대한 소성휨강도(N · mm)

(2) 박스형 부재

공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = F_y S \left[1 - \frac{0.064 F_y S l}{A E} \left(\frac{\sum \left(\frac{b}{t} \right)}{I_y} \right)^{0.5} \right] \quad (4.3-289)$$

여기서, S : 휨축에 관한 단면계수 (mm^3)

A : 박스를 형성하는 판의 중심선으로 둘러싸인 면적 (mm^2)

l : 비지지길이 (mm)

I_y : 휨축에 수직한 축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

b : 판 사이의 순간격 (mm)

t : 판 두께 (mm)

(3) 원형강관

비합성 원형강관의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$\frac{D}{t} < 2\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우 : } M_n = M_p \quad (4.3-290)$$

$$2\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} \leq 8.8\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우 : } M_n = M_y \quad (4.3-291)$$

여기서, D : 원형강관의 외경 (mm)

t : 강관의 두께 (mm)

(4) ㄱ형강, L형강, T형강 및 강봉

① 비틀림이 구속된 ㄱ형강

하중작용점과 지점의 비틀림이 구속된 ㄱ형강의 경우에는 4.3.3.1.8의 규정을 적용한다.

② 기타의 경우

4.3.3.2.2(4)①에 포함되지 않은 ㄱ형강, L형강, T형강 및 강봉의 공칭휨강도는 다음 중 최솟값을 취한다.

가. 항복

나. 횡방향 비틀림좌굴

다. 요소의 국부좌굴

4.3.3.2.3 합성부재

(1) 매입형 형강

① 4.2.8.2.1.1의 규정을 만족하는 매입형 형강이 압축력을 받지 않는 경우, 공칭휨강도는 다음 값 중 작은 값으로 한다.

$$M_n = M_{ps} \quad (4.3-292)$$

$$M_n = M_{yc} \quad (4.3-293)$$

② 4.4.1.1의 규정을 고려하기 위하여 압축력과 휨을 동시에 받는 매입형 형강의 공칭휨강도는 다음과 같다.

가. $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.3$ 인 경우 :

$$M_n = ZF_y + \frac{(d-2c)A_r F_{yr}}{3} + \left(\frac{d}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7f_{ck}b} \right) A_w F_y \quad (4.3-294)$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

나. $0.0 < \left(\frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) < 0.3$ 인 경우

M_n 은 $P_u = 0$ 일 때 식 (4.3-292)과 (4.3-293)로 계산되는 M_n 과 $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.3$ 일 때의 식 (4.3-294)에 의한 M_n 사이를 선형보간으로 결정한다.

여기서, P_u : 설계축방향하중 (N)

P_n : 4.2.8.2에 규정된 공칭압축강도 (N)

ϕ_c : 강도한계상태에서 압축에 대한 강도저항계수

M_{ps} : 강재 단면의 소성모멘트 (N · mm)

M_{yc} : 부록 B.2에 규정된 합성단면의 항복모멘트 (N · mm)

Z : 소성단면계수 (mm^3)

A_w : 웨브단면적 (mm^2)

f_{ck} : 콘크리트의 최소 28일 압축강도 (MPa)

A_r : 주철근의 단면적 (mm^2)

c : 주철근 중심을 기준으로 한 피복두께 (mm)

d : 휨평면에서의 부재높이 (mm)

b : 휨평면에 수직인 부재의 폭 (mm)

F_{gr} : 철근의 최소항복강도 (MPa)

(2) 충전형 강관

4.2.8.2의 규정을 만족하는 충전형 강관의 공칭휨강도는 다음과 같다.

① $\frac{D}{t} < 2.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$M_n = M_{ps} \quad (4.3-295)$$

② $2.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} \leq 8.8 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$M_n = M_{yc} \quad (4.3-296)$$

4.3.3.3 합성부재의 공칭전단강도

4.3.3.3.1 매입형 형강

공칭전단강도는 다음과 같다.

$$V_n = 0.58 F_{yw} D t_w + \frac{F_{gr} A_v (d - c)}{s} \quad (4.3-297)$$

여기서, F_{yw} : 강재의 웨브의 최소항복강도 (MPa)

F_{gr} : 전단철근의 최소항복강도 (MPa)

D : 강재의 웨브높이 (mm)

t_w : 강재의 웨브두께 (mm)

A_v : 사인장균열에 대한 전단철근의 단면적 (mm^2)
 s : 전단철근의 간격 (mm)
 d : 전단평면 내의 부재높이 (mm)
 c : 주철근 중심을 기준으로 한 피복두께 (mm)

4.3.3.3.2 충전형 강관

(1) 직사각형 강관

공칭전단강도는 다음과 같다.

$$V_n = 1.16 D t_w F_y \quad (4.3-298)$$

여기서, D : 강관의 웨브높이 (mm)

t_w : 강관의 두께 (mm)

(2) 원형강관

원형강관의 공칭전단강도는 강관만을 고려하여 산정한다.

4.3.3.4 다이아프램 및 수직가새

4.3.3.4.1 일반사항

교량의 단부 및 내부지점과 지간 중간부에는 필요에 따라 다이아프램이나 수직가새를 설치해야 한다. 모든 시공단계 및 사용단계에서 다이아프램이나 수직가새의 필요성을 다음과 같이 검토한다.

- (1) 거더하단에서 바닥틀로, 그리고 바닥틀에서 받침부로 횡방향 풍하중의 전달
- (2) 모든 하중에 대한 압축플랜지의 안정성
- (3) 콘크리트 바닥판이 양생되기 이전의 상부압축플랜지의 안정성
- (4) 수직방향의 고정하중 및 활하중의 분배
 - ① 사용단계에서 필요한 다이아프램이나 수직가새 이외에도 시공 중 필요 시에는 임시로 가새를 설치한다.
 - ② 수직가새나 다이아프램이 하중을 받는 경우에는 이에 저항하도록 설계해야 한다. 적어도 다이아프램이나 수직가새는 풍하중을 전달할 수 있도록 설계해야 하며, 4.1.1 또는 4.2.2에 규정된 세장비 규정을 만족해야 한다.
 - ③ 다이아프램과 수직가새의 연결판은 KDS 14 31 20(4.1.3.1)을 만족해야 한다.
 - ④ 교량단부 및 슬래브의 이음부에는 다이아프램을 설치하거나 슬래브의 캔틸레버부를 지지하도록 한다.

4.3.3.4.2 플레이트거더 단면

- (1) 압연거더에 설치되는 다이어프램이나 수직가새의 높이는 거더 높이의 1/2 이상으로 하고, 플레이트거더에 설치되는 경우에는 가능한 한 높게 한다.
- (2) 단부에 설치되는 다이어프램이나 수직가새는 모든 횡방향하중을 받침부로 전달할 수 있도록 설계한다. 다이어프램이나 수직가새가 교축방향과 수직이 아닌 경우에는 전달되는 힘의 교축방향성분을 고려한다. 사각이 20° 이상인 사교의 중간에 설치되는 수직가새는 교축방향과 직각으로 한다. 사교의 경우 지점부의 수직가새는 받침의 가로방향 연결선과 일치하지 않아도 좋다.
- (3) 단부에 설치되는 다이어프램은 바닥틀이나 바닥틀 연결부에서 전달되는 힘과 뒀에 저항할 수 있도록 설계한다. 교축방향부재와 다이어프램의 연결부설계 시 다이어프램의 단부휨모멘트를 고려해야 한다.

4.3.3.4.3 박스거더 단면

- (1) 단면의 회전, 변위 및 뒀에 저항할 수 있도록 각 지점부에는 박스거더 단면내부에 다이어프램이나 수직가새를 설치하고, 박스거더로부터 받침부로 비틀림모멘트나 횡방향 하중을 전달할 수 있도록 설계해야 한다.
- (2) 인장력에 저항하거나 연결을 위해 다이어프램을 설치할 경우, 박스거더 단면의 웨브와 플랜지에 연결해야 한다. 내부출입문은 가능한 크게 설치해야 하고, 내부 출입문의 설치로 인한 다이어프램의 응력집중을 검토하여 필요 시 보강해야 한다.
- (3) 4.3.3.2.1.1의 규정대로 다중 박스거더 단면을 설계할 경우 단면내부나 단면과 단면 사이에 영구적인 다이어프램이나 수직가새를 설치하지 않아도 좋다. 단일 박스거더 단면인 경우에는 단면변형을 방지하기 위하여 적당한 간격으로 내부에 다이어프램이나 수직가새를 설치해야 한다.

4.3.3.4.4 트러스교 및 아치교

- (1) 집중하중의 작용점, 가로보 연결부 및 기타 연결부에는 다이어프램을 설치한다. 교량의 뒀을 방지하기 위하여 중간에 다이어프램을 설치하는 것이 좋다.
- (2) 트러스교 단부의 지지부 핀에 연결된 연결판은 다이어프램으로 연결한다. 지지부의 웨브는 다이어프램으로 연결한다.
- (3) 덮개판이나 웨브판의 단부가 주부재의 교차점으로부터 1200 mm 이상 떨어져 있을 경우에는 주부재를 연결하는 연결판 사이에 다이어프램을 설치한다.

4.3.3.5 수평가새

4.3.3.5.1 일반사항

- (1) 모든 시공단계나 사용단계에서 수평가새의 필요성을 반드시 검토하고, 필요 시 플랜지면 근처에 수평가새를 설치한다. 수평가새의 필요성을 검토할 때 다음 사항을 고려한다.
 - ① 횡방향 풍하중의 받침부로의 전달
 - ② 횡방향 지진하중의 전달
 - ③ 제작, 가설 및 바닥틀의 설치 시에 발생하는 변형 방지
- (2) 시공 후 필요치 않은 임시수평가새는 철거해도 좋다.
- (3) 영구 수평가새의 설계 시에는 적어도 4.1.1 및 4.2.2를 만족해야 한다.
- (4) 수평가새의 연결판은 KDS 14 31 20(4.1.3.2)를 만족해야 한다.
- (5) 수평가새의 내진설계 시에는 지진하중을 고려해야 한다.

4.3.3.5.2 플레이트거더 단면

- (1) 필요할 경우 외측 주형 사이에 수평가새를 설치한다. 충분한 강성을 갖고 있는 바닥틀에 연결된 플랜지에는 수평가새를 설치하지 않아도 좋다.
- (2) 연속교 거더의 부모멘트 구간에는 가설 중 부재의 안정성을 위한 수평가새의 필요여부를 검토해야 한다.

4.3.3.5.3 박스거더 단면

- (1) 제작, 가설 및 콘크리트의 타설 도중에 발생하는 단면의 변형을 방지하기 위하여 각 박스거더 단면의 플랜지 사이에 상부 수평가새의 필요성을 검토해야 한다.
- (2) 바닥 콘크리트가 굳기 이전에 발생하는 전단흐름에 저항할 수 있도록 상부 수평가새를 설치하고, 이 때 박스거더의 휨으로 인해 발생하는 하중을 고려해야 한다.
- (3) 가새가 웹과 연결되어 있는 경우, 가새의 실제 위치를 고려하여 전단흐름을 계산하기 위해 단면적을 감소시켜야 하고, 가새로부터 상부플랜지로 하중이 전달될 수 있도록 적절한 수단을 강구해야 한다.

4.3.3.5.4 트러스교

하로 트러스교와 상로 트러스교에는 상부 수평가새와 하부 수평가새를 각각 설치한다. X형 가새의 경우, 인장 및 압축부재의 세장비 규정을 만족하도록 하며, 교차점에서 서로 연결한다. 압축을 받는 현재에 연결된 가새 부재는 가능한 한 높을수록 좋고, 상·하부플랜지에 연결한다. 수평가새의 설치가 원활하도록 가로보 연결부의 위치를 결정한다. 가로보와 교축방향의 주부재가 만나는 곳에서는 수평가새를 양 부재에 연결한다.

4.4. 조합력과 비틀림부재

4.4에서는 축력과 1축 또는 2축 휨의 조합상태에 비틀림응력이 작용하거나 작용하지 않는 부재 혹은 비틀림응력만을 받는 부재에 적용한다.

4.4.1 휨과 축력이 작용하는 1축 및 2축 대칭단면 부재

4.4.1.1 압축력과 휨을 받는 1축 및 2축 대칭단면 부재

2축 대칭단면 부재와 I_{yc}/I_y 의 값이 0.1 이상 0.9 이하로서 기하축(x 축 또는/과 y 축)으로만 휨이 발생하도록 구속된 1축 및 2축 대칭단면 부재에 있어서 휨과 압축력의 상관관계는 식 (4.4-1)과 식 (4.4-2)에 의해 제한된다. 여기서, I_{yc} 는 압축력을 받는 플랜지의 y 축에 대한 단면2차모멘트를 나타낸다. 이 조항의 규정 대신 4.4.2의 규정을 적용할 수 있다.

(1) $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$ 인 경우

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (4.4-1)$$

(2) $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$ 인 경우

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (4.4-2)$$

여기서, P_u : 하중조합으로 구한 소요압축강도(N)

P_r : 4.2에 따라 정한 설계압축강도($=\phi_c P_n$) (N)

M_u : 하중조합으로 구한 소요휨강도 (N · mm)

M_r : 4.3에 따라 정한 설계휨강도($=\phi_b M_n$) (N · mm)

x : 강축 휨을 나타내는 아래첨자

y : 약축 휨을 나타내는 아래첨자

ϕ_c : 압축에 대한 강도저항계수($=0.90$)

ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수($=0.90$)

4.4.1.2 인장력과 휨을 받는 1축 및 2축 대칭단면 부재

(1) 기하축(x 축 또는/과 y 축)으로만 휨이 발생하도록 구속된 1축 대칭단면 부재에 있어서 휨과 인장력의 상관관계는 식 (4.4-1) 및 식 (4.4-2)로 제한한다.

① P_u : 하중조합으로 구한 소요인장강도 (N)

② P_r : 4.1.3.2에 따라 정한 설계인장강도($=\phi_t P_n$) (N)

③ M_u : 하중조합으로 구한 소요휨강도(N · mm)

④ M_r : 4.3에 따라 정한 설계휨강도($=\phi_b M_n$)(N · mm)

⑤ ϕ_t : 인장에 대한 강도저항계수 (4.1.3 참조)

⑥ ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

- (2) 2축대칭 단면을 가진 부재에서 축방향의 인장력과 휨이 동시에 작용할 때, 6의 C_b 값은 $\sqrt{1 + \frac{P_u}{P_{ey}}}$ 를 곱하여 증가시킬 수 있다. 여기서 $P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2}$ 이다. 식 (4.4-1) 및 식 (4.4-2)를 대신해서 인장과 휨과의 상관관계에 대한 좀 더 정밀한 해석결과를 사용할 수 있다.

4.4.1.3 1축 휨과 압축력을 받는 2축 압연형강 조밀단면 부재

- (1) 주축에 대한 모멘트와 함께 휨과 압축을 받고 $(KL)_z \leq (KL)_y$ 인 2축 대칭 압연형강 조밀단면 부재는 4.4.1.1의 조합법 대신에 서로 독립적인 두 한계상태인 면내 불안정 한계상태와 면외 좌굴(또는 횡비틀림좌굴) 한계상태에 대하여 개별적으로 고려해도 무방하다.

- (2) $M_{uy}/M_{ry} \geq 0.05$ 인 부재는 4.4.1.1의 규정을 따라야 한다.

- ① 면내 불안정 한계상태에 대해서는 식 (4.4-1)을 사용한다. P_r , M_{ux} , M_{rx} 의 값은 휨이 발생한 면내에서 산정한다.
 ② 면외좌굴과 횡비틀림좌굴의 한계상태에 대해서는 다음의 식을 사용한다.

$$\frac{P_u}{P_{ry}} \times \left(1.5 - 0.5 \frac{P_u}{P_{ry}} \right) + \left(\frac{M_{ux}}{C_b M_{rx}} \right) \leq 1.0 \quad (4.4-3)$$

여기서, P_{ry} : 면외 휨을 고려한 설계압축강도 (N)

C_b : 4.3.2.1.1.1에 정의된 횡비틀림좌굴 보정계수

M_{rx} : 4.3.2.1.1.1에 따라 $C_b = 1$ 을 이용하여 산정된 강축 휨에 대한 설계횡비틀림좌굴강도 (N · mm)

4.4.2 휨과 축력을 받는 비대칭 단면 부재 및 기타 부재

4.4.2에서는 4.4.1에서 다루지 않는 형강에 대한 휨과 축응력의 상관관계를 규정한다. 4.4.1의 규정 대신에 임의의 형강에 대해 이 절의 다음 규정을 사용할 수 있다.

$$\left| \frac{f_{ua}}{F_{ra}} + \frac{f_{ubw}}{F_{rbw}} + \frac{f_{ubz}}{F_{rbz}} \right| \leq 1.0 \quad (4.4-4)$$

여기서, f_{ua} : 부재 단면의 특정 위치에서 하중조합으로 구한 소요축방향응력(MPa)

F_{ra} : 설계축방향응력($=\phi_c F_{cr}$), 압축에 대해서는 4.2에 따라 산정되고 인장에 대해서는 4.1에 따라 산정된다.(MPa)

f_{ubw} , f_{ubz} : 부재 단면의 특정위치에서 하중조합으로 구한 소요휨응력(MPa)

F_{rbw} , F_{rbz} : 4.3에 따라 결정된 설계휨응력($=\frac{\phi_b M_n}{S}$)(MPa) 특정 위치의 단면계수의 값을

사용하고, 응력의 부호를 고려해야 한다.

w : 강주축 휨을 나타내는 아래첨자

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

z : 약주축 휨을 나타내는 아래첨자

ϕ_c : 압축에 대한 강도저항계수(=0.90)

ϕ_t : 인장에 대한 강도저항계수(4.1.3 참조)

ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

식 (4.4-4)은 단면의 가장 불리한 부분에서의 휨응력의 부호를 고려하여 주축에 대해 적용한다. 휨응력 항은 부호에 따라 축력 항에 적절히 가감되어야 한다. 압축력이 작용하는 경우는 KDS 14 31 15의 규정에 따라 2차효과를 고려해야 한다. 식 (4.4-4) 대신에 좀 더 엄밀한 해석에 바탕을 둔 휨-인장 상관관계를 사용해도 무방하다.

4.4.3 비틀림 또는 비틀림, 휨, 전단력 또는/과 축력 등을 동시에 받는 부재

4.4.3.1 원형과 각형강관의 비틀림강도

- (1) 비틀림항복과 비틀림좌굴의 한계상태를 고려한 원형과 직사각형 강관의 설계비틀림강도 $\phi_T T_n$ 은 다음과 같이 산정한다.

$$\phi_T = 0.90$$

$$T_n = F_{cr} C \quad (4.4-5)$$

여기서, C 는 강관의 비틀림상수이며, 임계좌굴응력 F_{cr} 은 다음과 같이 산정한다.

- ① 원형강관에 대한 F_{cr}

식 (4.4-6)과 식 (4.4-7)중에 큰 값을 사용한다.

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t} \right)^{\frac{5}{4}}}} \quad (4.4-6)$$

$$F_{cr} = \frac{0.60E}{\left(\frac{D}{t} \right)^{\frac{3}{2}}} \quad (4.4-7)$$

여기서, L : 부재의 길이 (mm)

D : 외경 (mm)

- ② 각형강관에 대한 F_{cr}

$$\text{가. } h/t \leq 2.45 \sqrt{E/F_y}$$

$$F_{cr} = 0.6F_y \quad (4.4-8)$$

$$\text{나. } 2.45\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 3.07\sqrt{E/F_y}$$

$$F_{cr} = \frac{0.6F_y(2.45\sqrt{E/F_y})}{\left(\frac{h}{t}\right)} \quad (4.4-9)$$

$$\text{다. } 3.07\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 260$$

$$F_{cr} = \frac{0.458\pi^2 E}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (4.4-10)$$

여기서, h : 4.2.1.1.2에 정의된 내측 모서리 반경을 감한 플랜지 사이의 순간격 (mm)
 t : 설계벽두께

(2) 비틀림전단상수 C 는 다음과 같이 안전측으로 취할 수 있다.

$$\text{원형강관 : } C = \frac{\pi(D-t)^2 t}{2}$$

$$\text{각형강관 : } C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$$

4.4.3.2 비틀림, 전단, 휨, 축력을 동시에 받는 강관

소요비틀림강도 T_u 가 설계비틀림강도 T_r 의 20% 이하이면 강관에 대한 비틀림, 전단, 휨 또는/과 축력의 상관관계는 4.4.1의 규정에 따라 산정되고 비틀림 효과는 무시한다. T_u 가 T_r 의 20%를 초과하면 비틀림, 전단, 휨 또는/과 축력의 상관관계는 다음의 식에 따라 제한한다.

$$\left(\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_u}{M_r}\right) + \left(\frac{V_u}{V_r} + \frac{T_u}{T_r}\right)^2 \leq 1.0 \quad (4.4-11)$$

여기서, P_u : 하중조합으로 구한 소요축강도 (N)

P_r : 4.1 또는 4.2에 따라 산정된 설계인장강도 또는 설계압축강도 ($=\phi P_n$) (N)

M_u : 하중조합으로 구한 소요휨강도 (N · mm)

M_r : 4.3에 따라 산정된 설계휨강도 ($=\phi_b M_n$) (N · mm)

V_u : 하중조합으로 구한 소요전단강도 (N)

V_r : 4.3.2.1.2에 따라 산정된 설계전단강도 ($=\phi_v V_n$) (N)

T_u : 하중조합으로 구한 소요비틀림강도 (N · mm)

T_r : 4.4.3.1에 따라 산정된 설계비틀림강도 (N · mm)

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.4.3.3 비틀림과 조합응력을 받는 비강관 부재

(1) 비강관 부재들의 설계비틀림강도는 다음과 같이 수직응력항복 한계상태, 전단응력항복 한계상태, 좌굴 한계상태에 따라 구해진 값들 중 가장 작은 값을 택한다.

$$\phi_T = 0.90$$

① 수직응력항복 한계상태

$$F_n = F_y \quad (4.4-12)$$

② 전단응력항복 한계상태

$$F_n = 0.6F_y \quad (4.4-13)$$

③ 좌굴 한계상태

$$F_n = F_{cr} \quad (4.4-14)$$

여기서, F_{cr} : 해석에 의해 결정된 단면의 좌굴응력 (MPa)

(2) 탄성영역에 이웃한 부분에는 약간의 제한된 국부항복을 허용한다.

4.4.4 구멍이 있는 플랜지의 인장파단

축력과 주축힘이 조합된 하중상태 하에서 인장을 받는 플랜지의 볼트 구멍 위치에서 플랜지의 인장파단강도는 식 (4.4-15)에 의해 제한된다. 축력과 휨에 의해 인장을 받는 각각의 플랜지는 개별적으로 검토되어야 한다.

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_{ux}}{M_{rx}} \leq 1.0 \quad (4.4-15)$$

여기서, P_u : 하중조합으로 구해진 소요인장강도 (N)

P_t : 4.1.3.2에 따라 산정된 인장파단의 한계상태에 대한 설계인장강도 ($=\phi_t P_n$) (N)

M_{ux} : 하중조합으로 구한 소요휨강도 (N·mm)

M_{rx} : 4.3.2.1.1.13에 따라 정하는 설계휨강도($=\phi_b M_n$) 또는 고려되어지지 않은 볼트 구멍으로 산정된 소성모멘트 M_p (N·mm)

ϕ_t : 4.1.3.2에서 규정된 인장파단에 대한 강도저항계수(=0.75)

ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

4.5. 기타 부재

4.5.1 기둥과 보의 가새

4.5.1.1 일반사항

- (1) 모든 가새는 부재에 대해 직각으로 설치되는 것으로 가정하며, 가새가 경사진 경우나, 대각가새인 경우에는 가새의 강도 및 강성은 경사각에 따라 보정해야 한다. 가새의 강성도를 평가함에 있어 그 부재 특성과 기하학적 특성뿐만 아니라 접합부 및 정착부의 상세의 영향 또한 고려해야 한다.
- (2) 가새구조는 상대구속 가새와 절점구속 가새, 이 2가지의 일반적인 형태로 분류한다. 상대구속 가새는 인접 가새점에 대하여 가새점의 거동을 제어하며, 절점구속 가새는 인접 가새점의 직접적인 상호작용과는 관계없이 가새점의 거동을 제어한다. 가새의 허용강도 및 강성은 별도의 구조해석을 통한 결과값이 명시되어 있는 경우를 제외하고는 소요한계강도 및 강성값과 같거나 그 이상이어야 한다.
- (3) 가새의 강도와 강성을 산정하기 위하여 구조물의 초기변형이나 부재의 초기변형을 포함한 2차해석을 수행한다면, 그 결과를 이 절의 규정 대신에 사용할 수 있다.

4.5.1.2 기둥 안정용 가새

각각의 기둥은 그 길이에 걸쳐 끝단 및 중간위치에서 상대구속 가새 또는 절점구속 가새구조로 가새지지될 수 있다. 절점구속 가새의 설계식은 기둥 길이에 걸쳐서 등간격으로 가새가 배치된다고 가정한 경우이다.

4.5.1.2.1 상대구속 가새

4.5.1.2.1.1 소요강도

$$P_{bu} = 0.004 P_u \quad (4.5-1)$$

4.5.1.2.1.2 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{2P_u}{L_b} \right) \quad (4.5-2)$$

여기서, $\phi = 0.75$

L_b : 가새 간 길이(비지지길이) (mm)

P_{bu} : 소요압축강도 (N)

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.5.1.2.2 절점구속 가새

4.5.1.2.2.1 소요강도

$$P_{bu} = 0.01 P_u \quad (4.5-3)$$

4.5.1.2.2.2 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{8 P_u}{L_b} \right) \quad (4.5-4)$$

여기서, $\phi = 0.75$

P_{bu} : 소요압축강도 (N)

L_b 의 값이 L_q (여기서, L_q 는 K 값이 1인 기둥의 소요강도에 요구되는 최대 비지지길이) 보다 작은 경우에는 식 (4.5-4)의 L_b 대신에 L_q 를 적용해도 된다.

4.5.1.3 보 안정용 가새

보, 거더 및 트러스의 길이방향 회전에 대한 구속은 부재의 가새 지점에서 확보되는 것으로 한다. 보에 대한 가새는 상부와 하부플랜지의 상대변위, 즉 단면의 비틀림을 방지해야 한다. 보의 횡방향 안정성은 횡가새, 비틀림가새 또는 이 2가지의 조합으로 확보해야 한다. 복곡률 휨을 받는 보에서 변곡점을 가새 지점으로 볼 수 없다.

4.5.1.3.1 횡좌굴 가새

횡좌굴 가새는 압축플랜지 부근에 부착시켜야 한다. 다만, 캔틸레버 보에서 단부에 위치한 가새는 상부(인장)플랜지 부근에 접합해야 한다. 또한, 복곡률 휨을 받는 보에서 변곡점 부근에 횡지지가새를 설치하는 경우 이 가새는 양쪽 플랜지 모두에 접합해야 한다.

4.5.1.3.1.1 상대구속 가새

(1) 소요강도

$$P_{bu} = 0.008 M_u C_d / h_o \quad (4.5-5)$$

(2) 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{4 M_u C_d}{L_b h_o} \right) \quad (4.5-6)$$

여기서, $\phi = 0.75$

h_o : 플랜지 도심간의 거리 (mm)

C_d : 단곡률인 경우 1.0, 복곡률인 경우 2.0으로서 변곡점에 가장 가까운 가새에만 적용한다.

L_b : 횡적 비지지길이 (mm)

M_u : 소요휨강도 (N · mm)

4.5.1.3.1.2 절점구속 가새

(1) 소요강도

$$P_{bu} = 0.02 M_u C_d / h_o \quad (4.5-7)$$

(2) 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 M_u C_d}{L_b h_o} \right) \quad (4.5-8)$$

여기서, $\phi = 0.75$

M_u : 소요휨강도 (N · mm)

L_b 의 값이 L_q (여기서, L_q 는 보의 소요휨강도 M_u 에 요구되는 최대 비지지길이)보다 작은 경우에는 식 (4.5-8)의 L_b 대신에 L_q 를 적용해도 된다.

4.5.1.3.2 비틀림좌굴 가새

비틀림좌굴 가새는 절점가새 또는 보 길이에 걸친 연속가새일 수 있다. 비틀림좌굴 가새는 단면의 어떠한 위치에도 부착할 수 있으며, 반드시 압축플랜지 부근에 부착시킬 필요가 없다. 비틀림좌굴 가새와 보 사이의 접합부는 다음과 같이 주어지는 소요모멘트를 저항할 수 있어야 한다.

4.5.1.3.2.1 상대구속 가새

(1) 소요모멘트

$$M_{bu} = \frac{0.024 M_u L}{n C_b L_b} \quad (4.5-9)$$

(2) 크로스프레임 또는 다이아프램가새의 소요강성도

$$\beta_{Tb} = \frac{\beta_T}{\left(1 - \frac{\beta_T}{\beta_{sec}} \right)} \quad (4.5-10)$$

$$\beta_T = \frac{1}{\phi} \left(\frac{2.4 L M_u^2}{n E I_y C_b^2} \right) \quad (4.5-11)$$

$$\beta_{sec} = \frac{3.3 E}{h_o} \left(\frac{1.5 h_o t_w^3}{12} + \frac{t_s b_s^3}{12} \right) \quad (4.5-12)$$

여기서, $\phi = 0.75$

L : 부재길이 (mm)

n : 경간 내에서 가새 지점의 수

I_y : 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm⁴)

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

C_b : 4.3의 모멘트 분포에 따른 보정계수

t_w : 보 웨브의 두께 (mm)

t_s : 웨브 보강재의 두께 (mm)

b_s : 웨브 보강재의 폭 (mm)(양면 보강인 경우, 양쪽 폭의 합을 사용)

β_T : 웨브 뒀을 배제한 가새의 강성 (N · mm/rad)

β_{sec} : 웨브의 뒀강성 (N · mm/rad)(웨브의 중간보강재가 있는 경우 이의 효과를 포함)

M_u : 소요휨강도 (N · mm)

만약, $\beta_{sec} < \beta_T$ 이면, 식 (4.5-10)은 음수가 되는데, 이는 웨브의 비틀림강성이 부적절하기 때문에 보의 비틀림좌굴가새가 비효율적임을 가리킨다.

필요하다면, 웨브 보강 중간보강재는 보의 전체높이에 걸쳐 설치해야 한다. 특히, 비틀림좌굴가새가 있는 경우에는 가새가 부착되는 플랜지까지 중간보강재를 연장해야 한다. 대안으로서, 비틀림좌굴가새가 직접 부착되지 않는 플랜지의 경우에 보의 중간보강재는 플랜지에서 $4 t_w$ 거리만큼 떨어진 위치까지만 설치해도 무방하다. 설계한 비지지길이가 L_q 보다 작은 경우에는 식 (4.5-9)의 L_b 대신에 L_q 를 적용해도 된다.

4.5.1.3.2.2 연속 비틀림좌굴 가새

연속 비틀림좌굴 가새의 경우, 식 (4.5-9), 식 (4.5-10) 및 식 (4.5-11)의 사용에 있어 L/n 의 값을 1, L_b 를 L_q 로서 적용하며, 가새의 모멘트와 강성은 단위길이 당의 값으로 주어지게 된다. 비보강 웨브의 뒀틀림강성도는 다음과 같다.

$$\beta_{sec} = \frac{3.3 E t_w^3}{12 h_o} \quad (4.5-13)$$

4.5.2 핀

4.5.2.1 위치

핀심을 최소화할 수 있도록 핀의 위치를 결정한다.

4.5.2.2 강도

4.5.2.2.1 휨과 전단의 조합

휨과 전단을 동시에 받을 경우에는 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{6.0 M_u}{\phi_f D^3 F_y} + \left(\frac{2.2 V_u}{\phi_v D^2 F_y} \right)^3 \leq 0.95 \quad (4.5-14)$$

여기서, D : 핀의 직경 (mm)

M_u : 설계하중에 의한 휨모멘트 (N · mm)

V_u : 설계하중에 의한 전단력 (N)

F_y : 핀의 항복강도 (MPa)

ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수로서 $\phi_f=1.0$

ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수로서 $\phi_v=1.0$

M_u 와 V_u 는 동일한 단면에서 구한 값을 사용한다.

4.5.2.2 지압

핀의 지압강도는 다음과 같다.

$$(R_{pB})_r = \phi_b (R_{pB})_n \quad (4.5-15)$$

$$(R_{pB})_n = 1.5tDF_y \quad (4.5-16)$$

여기서, t : 판의 두께 (mm)

D : 핀의 직경 (mm)

ϕ_b : 지압에 대한 강도저항계수로서 $\phi_b = 1.0$

4.5.2.3 아이바 핀의 최소치수

핀의 직경 D 는 다음의 값보다 커야 한다.

$$D \geq \left(\frac{3}{4} + \frac{F_y}{2760} \right) b \quad (4.5-17)$$

여기서, F_y : 핀의 최소항복강도 (MPa)

b : 아이바 몸체의 폭 (mm)

4.5.2.4 핀과 너트

핀은 나사부가 연결부재 내에 있지 않도록 충분한 길이를 가져야 한다.

4.5.3 말뚝

4.5.3.1 일반사항

말뚝은 모든 상재하중을 안전하게 지지할 수 있는 구조부재로 설계해야 한다.

횡하중을 받는 연직말뚝 만으로 구성된 군말뚝의 경우, 말뚝의 구조해석 시 말뚝-흙-말뚝 상호작용으로 알려진 군말뚝 효과를 반드시 고려해야 한다.

4.5.3.2 구조적인 저항

강도한계상태의 저항계수 ϕ 는 한계상태 관련조항에 규정된 값으로 한다. 말뚝 타입에 의해 손상을 입는 압축력을 받는 말뚝의 축력에 대한 저항계수는 손상을 받기 쉬운 단면에만 적용한다. 그러므로 휨하중 없이 압축력만을 받는 말뚝에 대한 0.50~0.70의 값을 가지는 축저항계수 ϕ_c 는 말뚝의 압축 성능에만 적용한다. 저항계수 ϕ_c 값 0.70~0.80 그리고 ϕ_f 값 1.0은 압축과 휨을 조합한 상관관계식에서 말뚝의 압축과 휨에 대해 각각 적용한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.5.3.3 압축저항

4.5.3.3.1 축압축

압축하중을 받는 말뚝의 경우 저항계수 ϕ_c 는 0.9를 사용하고 압축강도는 4.2.3에 규정한 값으로 한다.

4.5.3.3.2 축압축과 휨의 조합

축하중과 휨을 받는 말뚝은 한계상태 관련조항에 규정된 저항계수 ϕ_c 와 ϕ_f 를 사용하는 4.4.1.1에 따라 설계해야 한다.

4.5.3.3.3 좌굴

수중 또는 대기 중으로 연장된 말뚝의 안정문제는 4.2에 규정된 바와 같이 검토해야 한다. 수중 또는 대기 중으로 연장한 말뚝은 지표면으로부터 적당한 높이에서 고정된 것으로 간주한다. 안정문제는 4.2에 따라 횡방향 비지지길이와 고정점까지의 매입깊이를 합한 말뚝의 등가길이를 적용하여 검토한다. 고정점까지의 깊이는 수직말뚝에 대하여는 $P-\Delta$ 해석을 적용하여 구하고, 경사말뚝에 대하여는 아래와 같이 구한다.

(1) 점성토

$$1.4 \left| \frac{E_p I_p}{E_s} \right|^{0.25} \text{ (mm)} \quad (4.5-18)$$

(2) 사질토

$$1.8 \left| \frac{E_p I_p}{n_h} \right|^{0.25} \text{ (mm)} \quad (4.5-19)$$

여기서, E_p : 말뚝의 변형계수 (MPa)

I_p : 말뚝의 단면2차모멘트 (mm^4)

E_s : 점성토의 변형계수, $67S_u$ (MPa)

S_u : 점성토의 비배수전단강도 (MPa)

n_h : 깊이에 따른 사질토의 변형계수 증가율 (MPa/mm)

표 4.5-1 깊이에 따른 사질토의 변형계수 증가율 (n_h)

연경도(밀도)	건조 또는 습윤	포화
느슨	9.4×10^{-3}	4.7×10^{-3}
중간	0.025	0.013
조밀	0.063	0.031

4.5.3.4 최대 허용항타응력

(1) 두부 항타 강말뚝의 최대 허용항타응력은 파동방정식 해석이나 파일 항타 시 두부의 하중 및 가속도를 측정하여 구한다.

(2) 최대 허용항타력은 다음을 초과해서는 안 된다.

① 압축 : $0.9 F_y A_g$

② 인장 : $0.9 F_y A_n$

4.5.4 파형강판 구조물

4.5.4는 구조용 파형강판을 이용한 구조물의 해석 및 설계관련 일반적인 요구사항을 규정한다.

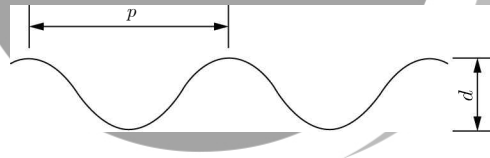
4.5.4.1 일반사항

4.5.4.1.1 파형강판 규격 및 재료

일반형 및 대골형 파형강판의 규격은 표 4.5-2에 따르며, 재료는 KS D 3503 및 KS D 3506을 따른다.

표 4.5-2 파형강판의 규격

종류	골의 피치 (p)	골의 깊이 (d)	최소항복강도
일반형	150~200mm	50~55mm	225 MPa
대골형	380~500mm	140~250mm	275 MPa



4.5.4.1.2 최소두께

구조용 파형강판의 최소두께는 3.0 mm로 한다.

4.5.4.1.3 연결재

일반형과 대골형 파형강판 연결에는 지압면이 구면인 볼트와 너트를 사용한다.

4.5.4.1.4 구조적 뒤채움 재료

구조용 파형강판을 지중구조물에 사용하는 경우에는 주변의 일정한 영역을 구조적 뒤채움 재료로 다짐 시공해야 한다. 구조적 뒤채움 재료는 통일분류법에 의하여 표 4.5-3과 같이 분류되는 재료를 사용한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

표 4.5-3 파형강판의 규격

분류	구조적 뒤채움 재료 I	구조적 뒤채움 재료 II
통일분류 기호	GW, GP, SW, SP	GC, SC, SM

상대다짐도에 따른 흙의 활선탄성계수는 표 4.5-4에 따라 적용할 수 있으며 상대다짐도가 표에 제시된 값의 사이값일 경우 흙의 활선탄성계수는 선형 보간하여 적용한다. 다짐밀도는 KS F 2312 ‘C’, ‘D’ 또는 ‘E’ 방법으로 구한 최대건조밀도를 기준으로 한다.

표 4.5-4 상대다짐도에 따른 흙의 활선탄성계수

상대다짐도	E_s (MPa)	
	구조적 뒤채움 재료 I	구조적 뒤채움 재료 II
85%	6	3
90%	12	6
95%	24	12
100%	30	15

4.5.4.1.5 한계상태

파형강판 구조물의 구조적 안전성은 강도한계상태 및 사용한계상태에 대하여 검토한다. 강도한계상태는 압축좌굴, 시공 중 압축력과 휨모멘트에 의한 소성힌지 발생, 대골형의 경우 완공 후 압축력과 휨모멘트에 의한 소성힌지 발생 및 이음부 파괴에 대한 것이고, 사용한계상태는 시공 중 변형에 대한 것이다.

4.5.4.1.6 저항계수

아치형과 박스형 파형강판 구조물에 대한 저항계수는 표 4.5-5에 따른다.

표 4.5-5 저항계수

구조물의 종류	저항계수		
아치형	압축강도		$\phi_t = 0.80$
	휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지	시공 중	$\phi_{hc} = 0.90$
		완공 후	$\phi_h = 0.85$
	이음부강도		$\phi_j = 0.70$
박스형	압축강도		$\phi_t = 0.90$
	휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지		$\phi_h = 0.90$
	휨모멘트		$\phi_h = 0.90$
	이음부강도		$\phi_j = 0.70$

4.5.4.1.7 하중

고정하중, 활하중, 지진의 영향을 고려한다. 파형강판 구조물에 대한 하중조합 및 하중계수는 최대하중조합효과가 계산되도록 선정하며 하중조합 및 하중계수는 표 4.5-6에 따른다.

표 4.5-6 하중조합 및 하중계수(α)

하중조합	고정하중(α_D)	활하중(α_L)	지진하중(α_E)
조합 I	1.25	1.70	—
조합 II	1.25	—	1.00
조합 III	1.00	1.00	—
조합 IV	1.35	—	—

조합 I 은 파형강판 구조물설계 시 일반 하중조합 조건이며, 조합 II는 지진하중 고려 시 적용한다. 조합 III은 파형강판 구조물의 시공성 검토 시 적용하며, 조합 IV는 고정하중만 작용하는 경우 적용한다.

4.5.4.1.8 토피고

파형강판 구조물의 상부 뒤채움 흙의 높이는 활하중에 의한 응력집중을 분산시켜 구조물의 안정성을 확보할 수 있도록 구조물형식에 따른 최소토피고 $H_{\min}$ 이상 확보해야 한다. 설계토피고 H 는 그림 4.5-7과 같이 산정하는데 최소토피고가 확보되지 않는 경우에는 콘크리트 등으로 적절한 보강이 필요하다.

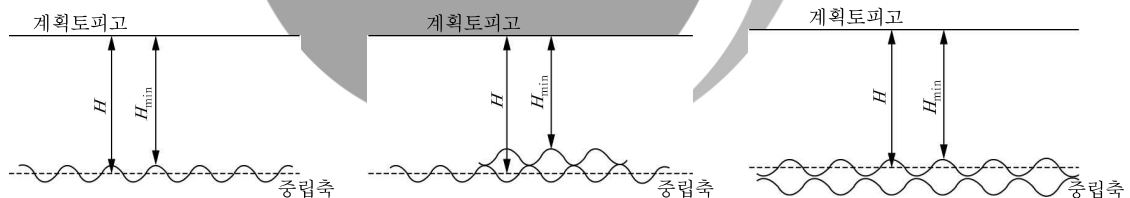


그림 4.5-7 아치형과 박스형구조물의 최소토피고와 설계토피고

4.5.4.1.9 보강단면의 단면계수 산정

파형강판 구조물의 내하력을 증대시키기 위해 구조물을 보강할 수 있다. 강재를 이용한 보강단면의 휨에 대한 단면계수는 원단면과 보강단면 각각의 휨에 대한 단면계수 합으로 산정한다. 강재 원단면과 강재 보강단면으로 폐합된 내부에 콘크리트가 충전된 경우는 콘크리트 단면을 제외한 강재 원단면과 강재 보강단면 만의 휨에 대한 합성단면으로 단면계수를 산정한다. 강재와 콘크리트의 합성효과가 실험으로 입증되는 경우에는 휨에 대한 단면계수 계산에 그 효과를 포함할 수 있다.

4.5.4.1.10 내구성

내구성을 요하는 구조물일 경우 파형강판, 볼트, 너트 및 기타 금속 자재는 용융아연도금 등의 부식방지 처리를 한다.

4.5.4.1.11 정밀해석에 의한 설계

KDS 14 31 10에서 제시하는 관용식은 파형강판 구조물이 연성구조로 거동하고, 뒤채움 흙의 강성기여가 보장될 때에 사용 가능하다. 뒤채움 흙의 강성기여를 고려하지 않거나, 토피고를 고려하지 않을 경우, 또는 뒤채움 흙의 다짐도를 완화하여 준강성 구조로 설계하고자 할 경우에는 정밀해석을 수행해야 한다.

4.5.4.1.12 처짐 검토

파형강판 구조물의 허용변위는 공정단계별로 검토되어야 하며 아치형 파형강판 구조물에서 일반형의 경우에는 그림 4.5-9에서 정의한 구조물의 높이(R)의 5% 이내, 대골형의 경우에는 2% 이내로 한다. 박스형 파형강판 구조물의 경우에는 그림 4.5-11에서 정의한 구조물의 지간(D_s)의 1% 이내로 한다.

4.5.4.2 아치형 파형강판 구조물

4.5.4.2.1 적용범위

그림 4.5-8과 같은 아치형 파형강판 구조물은 구조물 높이(Rise)와 지간(Span)의 비가 0.3 이상이고, 아치단면의 최소곡률반경 R_{min} 이 상부아치의 정점부 곡률반경 R_c 의 0.2배 이상이고, 종방향 이음부에서 인접하는 두 파형강판의 곡률반경 간의 비가 8 이하인 구조물설계에 적용한다. 그림 4.5-9는 다양한 아치형 파형강판 구조물의 단면형상과 지간 D_h 및 높이 D_v 의 정의를 보여준다.

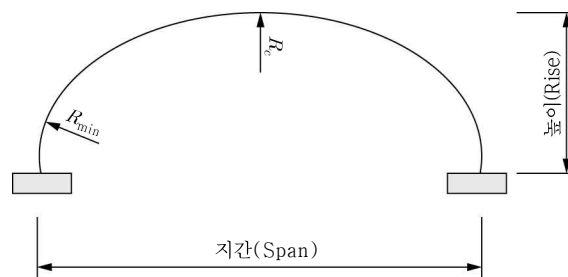


그림 4.5-8 아치형 파형강판 구조물 단면

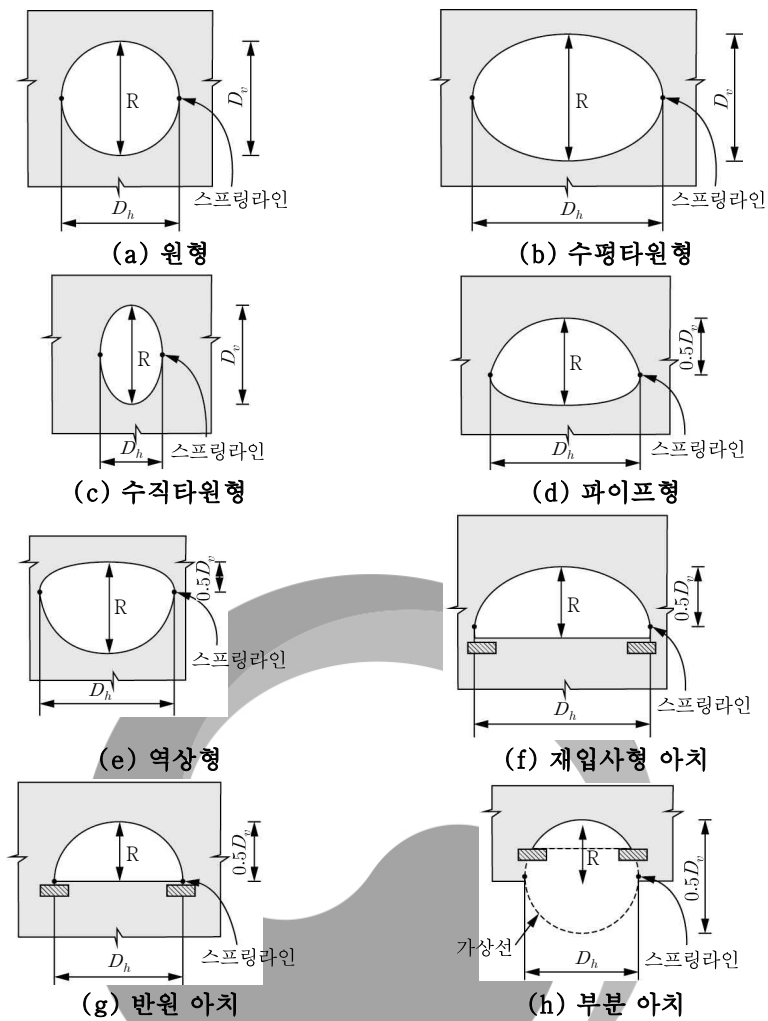


그림 4.5-9 아치형 파형강판 구조물 단면형상 및 R , D_h , D_v

4.5.4.2.2 최소토피고

- (1) 최소토피고 H_{min} 는 아치형 파형강판 지중구조물의 단면 정점부에서 뒤채움 흙의 최소높이로서, 다음 3가지 값 중 가장 큰 값으로 결정한다.

$$0.6 \text{ (m)}, \frac{D_h}{6} \left(\frac{D_h}{D_v} \right)^{0.5} \text{ (m)}, 0.4 \left(\frac{D_h}{D_v} \right)^2 \text{ (m)} \quad (4.5-20)$$

여기서, D_h : 구조물 스프링라인 사이 거리 (m)

D_v : 구조물 단면 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 2배 (m)

- (2) 대골형 파형강판의 최소토피고는 식 (4.5-20)으로 산정한 값과 1.5 m 중 작은 값으로 한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.5.4.2.3 설계압축력

아치형 파형강판 구조물의 설계압축력 T_f (kN/m)는 다음과 같이 산정한다.

$$T_f = \alpha_D T_D + \max\{\alpha_L T_L (1 + i), \alpha_E T_E\} \quad (4.5-21)$$

여기서, T_D : 고정하중에 의한 압축력 (kN/m)

T_L : 활하중에 의한 압축력 (kN/m)

T_E : 지진하중에 의한 압축력 (kN/m)

α_D : 고정하중 하중계수

α_L : 활하중 하중계수

α_E : 지진하중 하중계수

i : 충격계수

4.5.4.2.3.1 고정하중에 의한 압축력

상부 토피하중에 의한 압축력 T_D 는 다음과 같이 산정한다.

$$T_D = 0.5 (1.0 - 0.1 C_s) A_f W \text{ (kN/m)} \quad (4.5-22)$$

여기서, C_s : 뒤편 흙과 구조물의 상대 축강성 매개변수 $\left(C_s = \frac{1000 E_s D_v}{EA}\right)$

E_s : 뒤편 흙의 할선탄성계수 (MPa)

D_v : 구조물 단면의 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 2배 (m)

E : 파형강판의 탄성계수 (MPa)

A : 파형강판의 단면적 (mm²/mm)

A_f : 단면형상과 토피고에 따른 무차원 아칭계수(그림 4.5-4),

H/D_h 값이 0.2보다 작은 경우는 외삽하여 사용할 수 있다.

W : 상부아치 위 뒤편 흙과 포장의 자중 (kN/m)

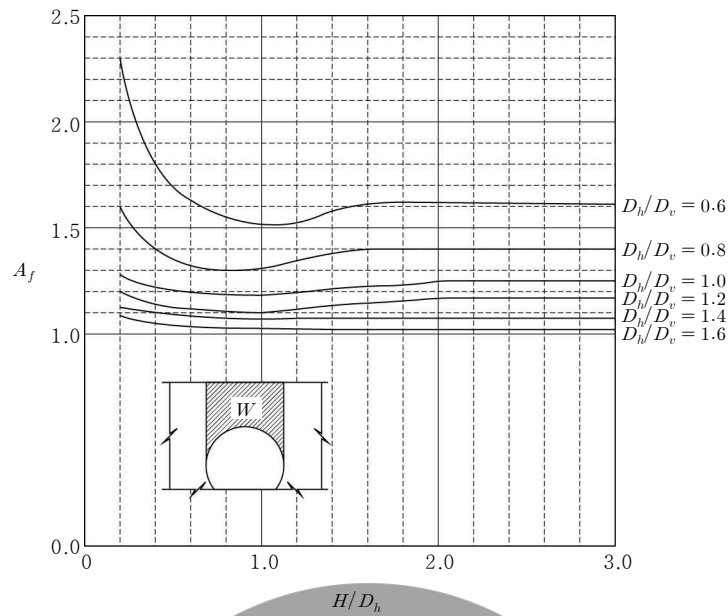


그림 4.5-10 단면형상과 토피고에 따른
무차원 아칭계수(A_f)와 흙의 자중(W)

4.5.4.2.3.2 활하중에 의한 압축력

활하중에 의한 압축력은 차량진행 직각방향 하중분포, 차량진행방향 하중분포, 그리고 윤하중의 작용거리에 따른 영향을 엄밀히 고려하여 식 (4.5-23)으로 산정한다. 지간에 비해 토피가 낮은 구조물에서는 차량진행방향 하중분포 폭을 구조물의 전 지간으로 가정할 경우, 압축력을 과대평가할 수 있으므로 설계지간 D_h 와 차량진행방향 하중분포 폭 l_t 중 작은 값을 적용한다.

$$T_L = 0.5D_h f_L m_f \quad (4.5-23)$$

$$= 0.5l_t f_L m_f \text{ (kN/m)}$$

여기서, f_L : 등가활하중 (kN/m^2) $\left(f_L = \frac{n \times P_{DB}}{l_t \times l_l} \right)$

n : 차선수

D_h : 설계지간 (m)

P_{DB} : 축당 설계하중 (kN)

l_l : 연직 대 수평경사 2:1로 산정한 차량진행 직각방향 활하중분포 폭(m)

l_t : 연직 대 수평경사 1:1로 산정한 차량진행 방향 활하중분포 폭 (m)

단, 분산된 하중이 겹칠 때는 하중이 각각의 분산면적 가장자리에 쌓이는 사각형 면적에 균일하게 분포되는 것으로 가정한다.

m_f : 차량하중이 재하되는 차선수에 따른 보정계수

차선수 $n=1$ 일 때 1.0, $n=2$ 일 때 0.9, $n=3$ 일 때 0.8,

$n=4$ 일 때 0.70, $n=5$ 일 때 0.6, $n \geq 6$ 일 때 0.55

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.5.4.2.3.3 지진하중에 의한 압축력

지진하중에 의한 압축력 T_E 는 다음과 같이 산정한다.

$$T_E = T_D A_V \text{ (kN/m)} \quad (4.5-24)$$

여기서, T_D : 고정하중에 의한 압축력 (kN/m)

$$A_V : \text{수직가속도계수} \left(A_V = \frac{2}{3} A_H \right)$$

A_H : 수평가속도계수

4.5.4.2.3.4 충격계수

도로의 지중구조물인 경우에는 활하중에 따른 충격계수를 적용하며, 충격계수 i 는 토피고 H 에 따라 다음과 같이 산정한다. 최소 충격계수 $i_{\min}$ 는 0.1을 적용한다.

$$i = 0.4 (1 - 0.5 \times H) \geq 0.1 \quad (4.5-25)$$

여기서, H : 설계토피고 (m)

4.5.4.2.4 압축좌굴

(1) 파형강판 구조물의 압축좌굴 안정성 검토는 다음 식을 따른다.

$$f_c = \frac{T_f}{A} \leq f_b \quad (4.5-26)$$

여기서, f_c : 설계압축응력 (MPa)

T_f : 설계압축력 (kN/m)

A : 파형강판의 단면적 (mm^2/mm)

f_b : 설계좌굴강도 (MPa)

(2) 4.5.4.2.4에서 아치구조물의 정점부의 곡률중심과 정점부를 연결하는 직선에서 각도 $\pm \theta_0$ ($\theta_0 = 1.6 + 0.2 \log [EI / (E_m R^3)]$)만큼 이격되고 정점부 곡률중심을 지나는 두 직선 사이의 아치부분을 상부라 하고 그 이외의 부분을 하부라 한다.

(3) 아치단면의 곡률반경 R 과 등가곡률반경 R_e 에 따라 설계좌굴강도 f_b 는 다음과 같이 산정한다.

① $R \leq R_e$ 인 경우

$$f_b = \phi_t F_m \left[F_y - \frac{F_y^2}{12 E \rho} \left(\frac{K R}{r} \right)^2 \right] \quad (4.5-27)$$

② $R > R_e$ 인 경우

$$f_b = \frac{3 \phi_t \rho F_m E}{(K R / r)^2} \quad (4.5-28)$$

여기서, ϕ_t : 좌굴저항계수

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

F_m : 병렬구조물에 따른 감소계수

단일구조물과 대골형 병렬구조물 : $F_m = 1.0$

대골형을 제외한 병렬구조물 : $F_m = (0.85 + 0.3 S/D_h) \leq 1.0$

S : 병렬구조물의 인접 구조물 간 최소거리 (m)

R_e : 등가곡률반경 (mm) $\left(R_e = \frac{r}{K} \left[\frac{6 E \rho}{F_y} \right]^{0.5} \right)$

E : 파형강판의 탄성계수 (MPa)

r : 파형강판의 회전반경 (mm)

ρ : 토피고를 고려한 감소계수 $\left(\rho = \left[1000 \frac{(H+H')}{R_e} \right]^{0.5} \leq 1.0 \right)$

K : 인접한 흙에 대한 구조물의 상대강성계수 $\left(K = \lambda \left[\frac{EI}{E_m R^3} \right]^{0.25} \right)$

λ : 구조물 높이와 D_h 의 비가 0.4 이하인 단일곡률 부분아치의 경우를 제외한 상부는

$\lambda = 1.22 \left[1.0 + 1.6 \left\{ EI / (E_m R_e^3) \right\}^{0.25} \right]$ 이고, 그 외는 $\lambda = 1.22$ 적용

E_m : 뒤채움 흙의 탄성계수 (MPa)

상부 강판에서는 $\left(E_m = E_s \left[1 - \left\{ \frac{R_e}{R_e + 1000 (H+H')} \right\}^2 \right] \right)$

측면 및 하부 강판에서는 $E_m = E_s$

E_s : 측면 및 하부 강판 뒤채움 흙의 할선탄성계수 (MPa)

R : 파형강판 지중구조물 상부 또는 측면 곡률반경 (mm)

R_e : 파형강판 구조물 상부의 곡률반경 (mm)

H : 토피고 (m)

H' : 단면 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 1/2 (m)

I : 파형강판의 단면2차모멘트 (mm⁴/mm)

4.5.4.2.5 휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지

4.5.4.2.5.1 일반사항

파형강판 구조물은 시공 시와 완공 시에 대하여 휨모멘트와 압축력의 복합작용에 의한 소성힌지 검토를 만족해야 한다. 시공 중 검토는 뒤채움 토피가 구조물의 정점부까지 시공된 상태와 다짐 장비하중이 재하될 수 있는 시공단계에 대해 만족해야 한다.

4.5.4.2.5.2 시공 중 검토

시공 중 휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지 검토는 다음 식을 따른다.

$$\left(\frac{P}{P_{pf}} \right)^2 + \left| \frac{M}{M_{pf}} \right| \leq 1 \quad (4.5-29)$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

여기서, P : 시공 중 작용하는 압축력 (kN/m) ($P = T_D + T_C$)

T_D : 파형강판에 작용하는 고정하중에 의한 압축력 (kN/m)

T_C : 파형강판에 작용하는 시공장비에 의한 압축력 (kN/m)

P_{pf} : 파형강판의 소성압축강도 (kN/m) ($P_{pf} = \phi_{hc} A F_y$)

ϕ_{hc} : 시공 중 소성한지 저항계수

A : 파형강판의 단면적 (mm²/mm)

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

M : 시공 중 작용하는 휨모멘트 (kN·m/m) ($M = M_1 + M_B + M_C$)

M_1 : 상부 아치 정점부까지 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$$(M_1 = K_{m1} R_B \gamma D_h^3)$$

M_B : 상부 아치 정점부 위의 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$$(M_B = -K_{m2} R_B \gamma D_h^2 H_c)$$

M_C : 시공 중 활하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$$(M_C = K_{m3} R_L D_h A_c / k_4)$$

H_c : 시공 중 안정성 검토대상 토피고 (m)

단, 시공 중 검토대상 토피고 H_c 가 최소토피고보다 작은 경우 작용 압축력 P 는 0으로 가정한다.

K_{m1} , K_{m2} , K_{m3} : 고정하중 시공단계 및 활하중 재하 시 휨강성비에 따른 무차원계수

$$K_{m1} = 0.0046 - 0.0010 \cdot \log_{10}(N_F) \quad (N_F \leq 5,000)$$

$$K_{m1} = 0.0009 \quad (N_F > 5,000)$$

$$K_{m2} = 0.018 - 0.004 \cdot \log_{10}(N_F) \quad (N_F \leq 5,000)$$

$$K_{m2} = 0.0032 \quad (N_F > 5,000)$$

$$K_{m3} = 0.120 - 0.018 \log_{10}(N_F) \quad (N_F \leq 100,000)$$

$$K_{m3} = 0.030 \quad (N_F > 100,000)$$

N_F : 구조물과 흙의 휨강성비 ($N_F = E_s(1000 D_h)^3 / (EI)$)

E_s : 뒤채움 흙의 활성탄성계수 (MPa)

E : 파형강판의 탄성계수 (MPa)

I : 파형강판의 단면2차모멘트 (mm⁴/mm)

γ : 뒤채움 흙의 단위중량 (kN/m³)

R_B : 단면형상에 따른 감소계수

$$R_B = 0.67 + 0.87[(D_v/2D_h) - 0.2] \quad (0.2 \leq D_v/2D_h \leq 0.35)$$

$$R_B = 0.80 + 1.33[(D_v/2D_h) - 0.35] \quad (0.35 < D_v/2D_h \leq 0.50)$$

$$R_B = D_v/D_h \quad (0.50 < D_v/2D_h)$$

R_L : 휨강성비, 지간 및 토피고에 따른 감소계수

$$R_L = [0.265 - 0.053 \log_{10}(N_f)] / (H_c/D_h)^{0.75} \leq 1.0$$

A_c : 시공장비 축하중 (kN)

k_4 : 표 4.5-7에서 제시된 등가선하중 환산계수 (m)

M_{pf} : 파형강판의 소성모멘트강도 (kN·m/m) ($M_{pf} = \phi_{hc} Z F_y$)

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

Z : 파형강판의 소성단면계수 (mm³/mm)

표 4.5-7 등가선하중 산정을 위한 k_4 값

토피고 (m)	k_4 (m)		
	차축 당 2륜	차축 당 4륜	차축 당 8륜
0.3	1.3	1.5	2.6
0.6	1.6	2.0	2.8
0.9	2.1	2.7	3.2
1.5	3.7	3.8	4.1
2.1	4.4	4.4	4.5
3.0	4.9	4.9	4.9
4.6	6.7	6.7	6.7
6.1	8.5	8.5	8.5
9.1	12.2	12.2	12.2

4.5.4.2.5.3 완공 후 검토

대골형 파형강판을 적용한 파형강판 지중구조물은 완공 후 작용하는 압축력과 휨모멘트에 대하여 안전성을 확보해야 하며 다음 식을 만족해야 한다.

$$\left(\frac{T_f}{P_{pf}} \right)^2 + \left| \frac{M_f}{M_{pf}} \right| \leq 1 \quad (4.5-30)$$

여기서, T_f : 설계압축력 T_f 는 4.5.4.2.3 식 (4.5-21)을 적용하여 구한다.

P_{pf} : 파형강판의 소성압축강도 (kN/m) ($P_{pf} = \phi_h A F_y$)

ϕ_h : 완공 후 소성현저저항계수

A : 파형강판의 단면적 (mm²/mm)

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

M_f : 완공 후 작용하는 휨모멘트 (kN·m/m)

$$(M_f = \alpha_D \cdot |M_1 + M_D| + \alpha_L \cdot M_L (1 + i))$$

M_1 : 상부 아치 정점부까지 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$$(M_1 = K_{m1} R_B \gamma D_h^3)$$

M_D : 상부 아치 정점부 위의 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$$(M_D = -K_{m2} R_B \gamma D_h^2 H_e)$$

M_L : 완공 후 활하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$$(M_L = K_{m3} R_U D_h A_L / k_4)$$

H_e : 토피고 H 와 $D_h/2$ 중 작은 값 (m)

K_{m1} , K_{m2} , K_{m3} 및 R_B : 8.4.2.5.2절의 시공 중 검토식 참조

R_U : 지반 및 토피고에 따른 하중감소계수

$$(R_U = [0.265 - 0.053 \log_{10}(N_f)] / (H/D_h)^{0.75} \leq 1.0)$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

A_L : 차량축하중 (kN)

k_4 : 표 4.5-7에서 제시된 등가선하중 환산계수 (m)

단, 토피고가 3.0m 보다 큰 경우는 4.9m 적용

M_{pf} : 파형강판의 소성모멘트강도 (kN·m/m) ($M_{pf} = \phi_h Z F_y$)

Z : 파형강판의 소성단면계수 (mm³/mm)

4.5.4.2.6 이음부 강도

주어진 하중조건에서 파형강판 구조물의 길이방향(구조물 축방향)의 볼트 이음부는 충분한 강도를 보유하여 파괴되지 않아야 한다. 이음부 공칭강도(S_s)는 국내·외 기준에 등재된 값의 사용을 원칙으로 한다.

$$T_f < \phi_j \cdot S_s \quad (4.5-31)$$

여기서, T_f : 설계압축력 (kN/m)

ϕ_j : 이음부 저항계수

S_s : 이음부 공칭강도 (kN/m)

기준에 등재된 재료 및 두께와 다를 경우 이음부 공칭강도는 실제 이음부의 특성이 반영된 공인기관의 실험값을 사용한다.

4.5.4.2.7 구조적 뒤펀 범위

구조적 뒤펀 범위는 연직방향으로 최소토피고까지이고, 횡방향으로 표 4.5-8에 따른다.

표 4.5-8 횡방향 구조적 뒤펀 범위

뒤펀 조건		구조물 스프링라인 외측으로 최소 횡방향거리
절토조건	원지반이 구조적 뒤펀보다 양호한 절토조건	2.0 m 와 $D_h/2$ 중 작은 값
	원지반이 구조적 뒤펀보다 취약한 절토조건	5.0 m 와 $D_h/2$ 중 작은 값, 그러나 구조물 높이와 $D_v/2$ 중 작은 값 보다는 큰 값
성토조건		5.0 m 와 $D_h/2$ 중 작은 값, 그러나 구조물 높이와 $D_v/2$ 중 작은 값 보다는 큰 값

4.5.4.3 박스형 파형강판 구조물

4.5.4.3.1 적용범위

4.5.4.3에 제시된 박스형 파형강판 구조물의 일반적 형상은 그림 4.5-11과 같으며 4.5.4.3에 제시된 설계법은 높이, 지간 및 토피고의 범위가 표 4.5-9를 만족하는 경우에 적용할 수 있다. 표의 범위를 벗어나는 경우에는 흙과 구조물의 상호작용을 고려하는 엄밀한 구조해석이 필요하다.

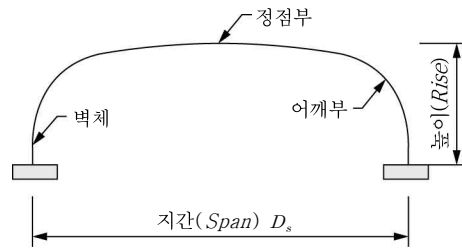


그림 4.5-11 박스형 파형강판 구조물 단면

표 4.5-9 박스형 파형강판 구조물의 형상한계

구분	최소 (m)	최대 (m)
높이	0.8	3.2
지간, D_s	2.7	8.0
토피고, H	0.3	1.5

4.5.4.3.2 최소토피고

박스형 파형강판 구조물의 최소토피고는 0.3 m 이상을 유지해야 한다.

4.5.4.3.3 설계휨모멘트

박스형 파형강판 구조물의 정점부 설계휨모멘트 M_{cf} 및 어깨부 설계휨모멘트 M_{hf} 는 다음과 같이 산정한다.

$$M_{cf} = \alpha_D M_{cD} + \max \{ \alpha_L M_{cL} (1 + i), \alpha_E M_{cE} \} \quad (4.5-32)$$

$$M_{hf} = \alpha_D M_{hD} + \max \{ \alpha_L M_{hL} (1 + i), \alpha_E M_{hE} \} \quad (4.5-33)$$

여기서, M_{cf} : 정점부 설계휨모멘트 (kN·m/m)

M_{cD} : 고정하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{cL} : 활하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{cE} : 지진하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{hf} : 어깨부 설계휨모멘트 (kN·m/m)

M_{hD} : 고정하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{hL} : 활하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{hE} : 지진하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN·m/m)

α_D : 고정하중 하중계수

α_L : 활하중 하중계수

α_E : 지진하중 하중계수

i : 충격계수

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

4.5.4.3.1 고정하중에 의한 휨모멘트

고정하중에 의한 정점부 및 어깨부 휨모멘트는 다음 식을 따른다.

$$M_{cD} = \kappa M_D \quad (4.5-34)$$

$$M_{hD} = (1 - \kappa) M_D \quad (4.5-35)$$

여기서, κ : 정점부 휨모멘트 분배계수 ($0.70 - 0.0328 D_s$)

M_D : 정점부와 어깨부의 고정하중 및 휨모멘트의 합 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)

$$k_1 \gamma D_s^3 + k_2 \gamma \left[H - \left(0.3 + \frac{d}{2000} \right) \right] D_s^2$$

k_1 : 고정하중 시공단계별 시간에 따른 계수

$$(0.0053 - 0.00024 (3.28 D_s - 12))$$

k_2 : 고정하중 시공단계별 시간에 따른 계수 (0.053)

H : 토피고(m)

d : 파형강판의 골 깊이(mm)

4.5.4.3.2 활하중에 의한 휨모멘트

활하중에 의한 정점부 및 어깨부 휨모멘트는 다음 식을 따른다.

$$M_{cL} = \kappa M_L \quad (4.5-36)$$

$$M_{hL} = (1 - \kappa) k_R M_L \quad (4.5-37)$$

여기서, κ : 정점부 휨모멘트 분배계수 ($0.70 - 0.0328 D_s$)

k_R : 어깨부 휨모멘트 감소계수 ($0.425 H + 0.48 \leq 1.0$)

M_L : 트럭하중에 의한 휨모멘트 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) ($C_1 k_3 D_s A_L / k_4$)

C_1 : 차량 축 개수와 시간에 따른 감소계수

1.0 ; 차량축이 하나일 경우

$$0.5 + \frac{D_s}{15.24} \leq 1.0 ; \text{차량축이 하나 이상일 경우}$$

k_3 : 활하중 재하 시 시간 및 토피에 따른 계수

$$\frac{0.08}{\left[\frac{H}{D_s} \right]^{0.2}} ; D_s \leq 6\text{m} \text{ 인 경우}$$

$$\frac{[0.08 - 0.002 (3.28 D_s - 20)]}{\left[\frac{H}{D_s} \right]^{0.2}} ; 6\text{m} < D_s \leq 8\text{m} \text{ 인 경우}$$

A_L : 차량축하중 (kN)

차량 축 하나의 하중 ; $D_s < 3.6\text{m}$ 인 경우

인접한 두 축의 합 하중 ; $D_s \geq 3.6\text{m}$ 인 경우

k_4 : 표 4.5-7에서 제시된 등가선하중 환산계수 (m)

4.5.4.3.3 지진하중에 의한 휨모멘트

지진하중에 의한 정점부 및 어깨부 휨모멘트는 다음 식을 따른다.

$$M_{cE} = \kappa M_E \quad (4.5-38)$$

$$M_{hE} = (1 - \kappa) M_E \quad (4.5-39)$$

여기서, M_E : 지진하중에 의한 휨모멘트($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) ($M_D A_V$)

A_V : 수직가속도계수 ($A_V = \frac{2}{3} A_H$)

A_H : 수평가속도계수

4.5.4.3.4 휨강도 검토

한계상태에서 정점부 설계휨모멘트 M_{cf} 및 어깨부 설계휨모멘트 M_{hf} 는 소성설계모멘트 M_{pf} 를 초과하지 못한다.

$$M_{pf} = \phi_h Z F_y \quad (4.5-40)$$

여기서, ϕ_h : 소성힌지 저항계수

Z : 파형강판의 소성단면계수 (mm^3/mm)

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

4.5.4.3.5 이음부 강도

- (1) 휨에 대해서만 설계하는 경우에 이음부 강도, $\phi_j \cdot S_m$ 는 M_{pf} 이상이어야 한다. 압축력과 휨을 동시에 고려할 경우에 이음부 강도 $\phi_j \cdot S_s$ 는 T_f 이상이어야 한다. 압축 및 휨에 의한 이음부 공칭강도 S_s 및 S_m 은 국내·외 기준에 등재된 값의 사용을 원칙으로 한다.
- (2) 이음부는 설계하중에 의한 이음부의 휨모멘트와 $0.75 M_{pf}$ 중 큰 값을 사용하여 설계한다.

4.5.4.3.6 구조적 뒤채움 범위

최소토포고 $H_{\min}$ 는 0.3 m이고, 박스형 파형강판 구조물의 횡방향 구조적 뒤채움 최소범위는 그림 4.5-12과 같다.

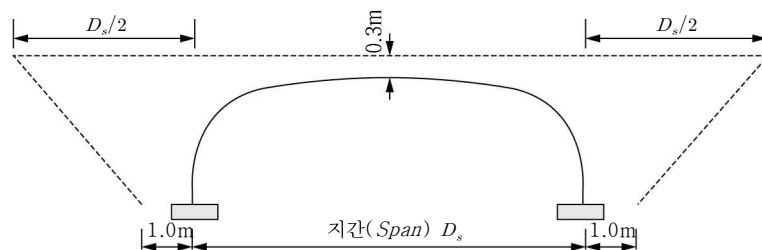


그림 4.5-12 박스형 파형강판 구조물 최소 구조적 뒤채움 범위

부록

A. 조밀 또는 비조밀 웨브를 갖는 부모멘트부 합성 및 비합성 직선 I-거더의 휨 저항강도

A.1 일반사항

이 규정들은 다음 요건을 모두 만족하는 직선교 및 사각이 20° 미만이고 중간 다이아프램 또는 크로스프레임이 지점과 평행한 선을 따라 설치된 직선교 단면에만 적용해야 한다.

- 플랜지와 웨브의 최소항복강도는 460 MPa를 초과해서는 안 된다.
- 웨브는 다음의 비조밀 세장비 한계를 만족해야 한다.

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{A.1-1})$$

- 플랜지는 다음의 단면2차모멘트비를 만족해야 한다.

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \quad (\text{A.1-2})$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm), 합성단면의 경우 D_c 는 B.3.1의 규정으로 구한다.

I_{yc} : 웨브 단면의 중심축(수직축)에 관한 압축플랜지의 단면 2차모멘트 (mm⁴)

I_{yt} : 웨브 단면의 중심축(수직축)에 관한 인장플랜지의 단면 2차모멘트 (mm⁴)

위에 기술된 단면이 아닌 경우에는 4.3.3.1.8의 규정에 따라 설계해야 한다.

여기에 기술된 규정에 따라 설계된 단면은 A.2 규정에 정의된 조밀 웨브 또는 비조밀 웨브를 가져야 한다.

A.1.1 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지

강도한계상태에서 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3}f_l S_{xc} \leq \phi_f M_{nc} \quad (\text{A.1.1-1})$$

여기서, ϕ_f : 휨에 관한 강도저항계수

f_l : 4.3.3.1.1.6의 규정에 따라 결정된 플랜지의 횡방향 휨응력 (MPa)

M_{nc} : A.3의 규정에 따라 구한 압축플랜지 항복기준 공칭휨저항강도 (N · mm)

M_u : 4.3.3.1.1.6의 규정에 따라 구한 강축에 대한 단면의 휨모멘트 (N · mm)

M_{yc} : B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N · mm)

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc} 로 구하는 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

A.1.2 불연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음 조건을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3}f_l S_{xt} \leq \phi_f M_{nt} \quad (\text{A.1.2-1})$$

여기서, M_{nt} : A.4의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 공칭휨저항강도 (N · mm)

M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N · mm)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt} 로 구하는 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

A.1.3 연속적으로 횡지지된 압축플랜지

강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$M_u \leq \phi_f R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A.1.3-1})$$

여기서, M_{yc} : B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N · mm)

R_{pc} : A.2.1 또는 A.2.2에 규정된 압축플랜지의 웹 소성화계수

A.1.4 연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음 조건을 만족해야 한다.

$$M_u \leq \phi_f R_{pt} M_{yt} \quad (\text{A.1.4-1})$$

여기서, M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N · mm)

R_{pt} : A.2.1 또는 A.2.2에 규정된 인장플랜지의 웹 소성화계수

A.2 웨브 소성화계수

A.2.1 조밀 웨브를 갖는 단면

다음 조건을 만족하는 단면은 조밀 웨브 단면으로 간주한다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw}(D_{cp}) \quad (\text{A.2.1-1})$$

여기서, $\lambda_{pw}(D_{cp}) = 2D_{cp}/t_w$ 에 상응하는 조밀 웨브의 세장비 한계

$$= \frac{\sqrt{E/F_{yc}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{R_h M_y} - 0.09\right)^2} \leq \lambda_{rw} \left(\frac{D_{cp}}{D_c}\right) \quad (\text{A.2.1-2})$$

λ_{rw} = 비조밀 웨브의 세장비 한계

$$= 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{A.2.1-3})$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm)

합성단면의 경우 D_c 는 B.3.1의 규정으로 구한다.

D_{cp} : B.3.2에 규정된 소성모멘트 적용 시 압축을 받는 웨브의 높이 (mm)

M_y : B.2에 규정된 M_{yc} 와 M_{yt} 중 작은 값의 항복모멘트 (N · mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

웨브 소성화계수는 다음과 같이 구한다.

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (\text{A.2.1-4})$$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (\text{A.2.1-5})$$

여기서, M_p : B.1에 규정된 소성모멘트 (N · mm)

M_{yc} : B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N · mm)

M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N · mm)

R_{pc} : 압축플랜지에 대한 웨브 소성화계수

R_{pt} : 인장플랜지에 대한 웨브 소성화계수

A.2.2 비조밀 웨브를 갖는 단면

식 (A.2.1-1)의 조건을 만족하지는 않지만 웨브 세장비가 아래의 조건을 만족하면 비조밀 웨브 단면으로 간주한다.

$$\lambda_w < \lambda_{rw} \quad (\text{A.2.2-1})$$

여기서, λ_w = 탄성모멘트를 기준으로 한 웨브 세장비

$$= \frac{2D_c}{t_w} \quad (\text{A.2.2-2})$$

λ_{rw} = 비조밀 웨브의 세장비 한계

$$= 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{A.2.2-3})$$

D_c : 탄성범위 내에서 압축을 받는 웨브의 높이 (mm).

합성단면의 경우 D_c 는 B.3.1의 규정으로 구한다.

웨브 소성화계수는 다음과 같이 구한다.

$$R_{pc} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yc}}{M_p} \right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}(D_c)}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}(D_c)} \right) \right] \frac{M_p}{M_{yc}} \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (\text{A.2.2-4})$$

$$R_{pt} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yt}}{M_p} \right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}(D_c)}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}(D_c)} \right) \right] \frac{M_p}{M_{yt}} \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (\text{A.2.2-5})$$

여기서, $\lambda_{pw}(D_c) = 2D_c/t_w$ 에 상응하는 조밀 웨브의 세장비 한계

$$= \lambda_{pw}(D_c) \left(\frac{D_c}{D_{cp}} \right) \leq \lambda_{rw} \quad (\text{A.2.2-6})$$

A.3 압축플랜지 항복기준 휨저항강도

A.3.1 일반사항

A.3.2로 구한 국부좌굴강도와 A.3.3으로 구한 횡비틀림좌굴강도로부터 결정된 압축플랜지 항복기준 공칭 휨저항강도 M_{nc} 는 식 (A.1.1-1)을 만족해야 한다.

A.3.2 국부좌굴강도

압축플랜지의 국부좌굴에 관한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

• $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A.3.2-1})$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

• 그 밖의 경우

$$M_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A.3.2-2})$$

여기서, λ_f = 압축플랜지의 세장비

$$= \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad (\text{A.3.2-3})$$

λ_{pf} = 조밀 플랜지에 대한 세장비 한계

$$= 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{A.3.2-4})$$

λ_{rf} = 비조밀 플랜지에 대한 세장비 한계

$$= 0.95 \sqrt{\frac{E k_c}{F_{yr}}} \quad (\text{A.3.2-5})$$

k_c : 플랜지 국부좌굴계수

• 조립단면인 경우

$$= \frac{4}{\sqrt{\frac{D}{t_w}}} \quad (\text{A.3.2-6})$$

여기서, $0.35 \leq k_c \leq 0.76$

• 압연형강인 경우

$$= 0.76$$

여기서, F_{yr} : 잔류응력은 고려하되 횡방향 휨응력은 고려하지 않은 단면 내 공칭항복 시작점에서
의 압축플랜지 응력으로 $0.7F_{yc}$, $R_h F_{yt} S_{xt} / S_{xc}$ 및 F_{yw} 가운데 가장 작은 값으로 취하
되 $0.5F_{yc}$ 보다 작아서는 안 된다. (MPa)

M_{yc} : B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N · mm)

M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N · mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

R_{pc} : A.2.1 또는 A.2.2의 규정으로 구한 압축플랜지에 대한 웹 소성화계수

S_{xc} : M_{yc} / F_{yc} 로 구하는 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

S_{xt} : M_{yt} / F_{yt} 로 구하는 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

A.3.3 횡비틀림좌굴강도

비지지길이에 따른 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

- $L_b \leq L_p$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A.3.3-1})$$

- $L_p < L_b \leq L_r$ 인 경우

$$M_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A.3.3-2})$$

- $L_b > L_r$ 인 경우

$$M_{nc} = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A.3.3-3})$$

여기서, L_b : 비지지길이 (mm)

L_p = 균등휨상태에서 공칭휨강도 $R_{pc} M_{yc}$ 를 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{A.3.3-4})$$

L_r = 균등휨상태에서 압축플랜지의 잔류응력영향을 포함하여 어느 쪽의 플랜지도 먼저 항복이 시작되는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= 1.95 r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr}}{E} \frac{S_{xc} h}{J} \right)^2}} \quad (\text{A.3.3-5})$$

C_b = 휨모멘트 수정계수. 별도의 해석을 하지 않는 경우 다음으로부터 구할 수 있다.

- 브레이싱이 없는 캔틸레버나 $M_{mid}/M_2 > 1$ 또는 $M_2 = 0$ 인 지점의 부재

$$C_b = 1.0 \quad (\text{A.3.3-6})$$

- 그 밖의 경우

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (\text{A.3.3-7})$$

F_{cr} = 탄성횡비틀림좌굴응력 (MPa)

$$= \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_t)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h} (L_b/r_t)^2} \quad (\text{A.3.3-8})$$

J = 순수비틀림상수 (mm⁴)

$$= \frac{D t_w^3}{3} + \frac{b_{fc} t_{fc}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{fc}}{b_{fc}} \right) + \frac{b_{ft} t_{ft}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{ft}}{b_{ft}} \right) \quad (\text{A.3.3-9})$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

$$r_t = \text{횡비틀림좌굴에 대한 유효회전반경 (mm)}$$

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} \quad (\text{A.3.3-10})$$

여기서, F_{yp} : 잔류응력은 고려하되 횡방향 휨응력은 고려하지 않은 단면 내 공칭항복 시작점에서의 압축플랜지 응력으로 $0.7F_{yc}$, $R_h F_{yt} S_{xt}/S_{xc}$ 및 F_{yw} 가운데 가장 작은 값으로 취하되 $0.5F_{yc}$ 보다 작아서는 안 된다.

D_c : 탄성범위 내에서 압축을 받는 웨브의 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c 는 B.3.1의 규정으로 구한다.

h : 상·하부 플랜지 중심선 사이의 높이 (mm)

M_{mid} : 비지지길이 구간 중앙점에서의 강축에 대한 휨모멘트로, 휨모멘트 포락선으로부터 이 점에서 플랜지에 최대 압축응력을 발생시키거나, 압축이 전혀 발생하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 모멘트로 한다. 이 모멘트는 계수하중에 의한 것으로 플랜지가 압축을 받는 경우가 양의 값이며 인장을 받는 경우는 음의 값이다. (N·mm)

M_o : M_2 에 대응하는 반대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, 휨모멘트 포락선으로부터 이 점에서 플랜지에 최대 압축응력을 발생시키거나, 압축이 전혀 발생하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 모멘트로 한다. 이 모멘트는 계수하중에 의한 것으로 플랜지가 압축을 받는 경우가 양의 값이며 인장을 받는 경우는 음의 값이다. (N·mm)

M_1 : M_2 에 대응하는 반대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, M_2 와 M_o 또는 M_{mid} 를 선형 보간하여 구한 모멘트 중 C_b 값을 작게 발생시키는 것으로 다음과 같이 구한다. (N·mm)

- 브레이싱점 간의 전 구간에서 모멘트의 변화가 오목한 형태라면

$$M_1 = M_0 \quad (\text{A.3.3-11})$$

- 그 밖의 경우

$$M_1 = 2M_{mid} - M_2 \geq M_0 \quad (\text{A.3.3-12})$$

M_2 : 브레이싱 양단지점에서 플랜지에 압축응력을 발생시키는 강축에 대한 휨모멘트의 최댓값. 계수하중에 의한 모멘트 포락선으로부터 결정하며 양의 값을 갖는다. 브레이싱 양 지점에서 모멘트가 0이거나 플랜지에 인장응력을 발생시키는 경우에는 0으로 한다. (N·mm)

M_{yc} : B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

R_{pc} : A.2.1 또는 A.2.2의 규정으로 구한 압축플랜지에 대한 웨브 소성화계수

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc} 로 구하는 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt} 로 구하는 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

부재 비지지길이에 걸쳐 비합성 일축대칭단면이 역곡률 휨을 받는 경우, 상부플랜지가 연속적으로 횡지지되지 않았으면 양측 플랜지 모두에 대해 횡비틀림좌굴강도를 검토해야 한다.

부재 비지지길이에 걸쳐 단면이 불균일한 경우, 비지지길이 내에서 균일부재로 간주하고 식 (A.3.3-1), 식 (A.3.3-2), 또는 식 (A.3.3-3)으로부터 구한 비지지길이 내의 횡비틀림좌굴강도 중 가장 작은 값으로 한다. 비지지길이 내의 각 단면의 휨저항강도 M_{nc} 는 해당 단면의 S_{xc} 와 횡비틀림좌굴강도 지배 단면의 S_{xc} 의 비를 곱하여 결정한다. 모멘트 수정계수 C_b 는 이 경우에는 1.0이며, L_b 는 유효길이계수로 수정하지 않아야 한다.

휨모멘트 크기가 작은 브레이싱점으로부터 비지지길이의 20% 이내 위치에서 작은 단면으로 변하는 경우, 작은 단면의 압축플랜지 또는 양측 플랜지의 횡방향 단면2차모멘트가 큰 단면의 해당 값의 1/2 이상이면 작은 단면으로의 단면변화를 무시하고 횡비틀림좌굴에 의한 휨저항강도를 구한다.

A.4 인장플랜지 항복기준 휨저항강도

인장플랜지의 항복에 관한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

$$M_{nt} = R_{pt} M_{yt} \quad (A.4-1)$$

여기서, M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N · mm)

R_{pt} : A.2.1 또는 A.2.2의 규정으로 구한 인장플랜지에 대한 웹소성계수

B. 휨부재의 특성계산

B.1 소성모멘트

소성모멘트 M_p 는 소성단면력의 소성중립축에 대한 일차모멘트로 구한다. 단면의 강재 부분의 소성력은 플랜지, 웹 및 철근의 항복응력을 사용하여 계산한다. 단면의 압축부 콘크리트의 소성단면력은 콘크리트 응력의 크기가 $0.85f'_c$ 인 직사각형 응력블록으로 구하며 인장부 콘크리트는 무시한다. 소성중립축의 위치는 단면력의 평형조건을 적용하여 구한다.

정모멘트를 받는 합성단면의 소성모멘트는 다음과 같이 계산한다.

- 단면을 구성하는 요소(플랜지, 웹, 콘크리트 바닥판)의 단면력을 계산하고, 이를 이용하여 소성중립축이 웹, 상부플랜지, 바닥판 중 어디에 위치하는 지를 결정한다.
- 첫 단계에서 결정된 요소 내에서 소성중립축의 위치를 결정한다.
- M_p 를 계산한다. 실제로 자주 발생하는 소성중립축의 다양한 위치에 대한 계산식은 표 B.1-1에 주어져 있다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

종방향 철근에 작용하는 힘은 무시할 수도 있으며 이 경우에는 표 B.1-1에 있는 P_{rb} 와 P_{rt} 를 0으로 놓는다.

부모멘트를 받는 합성단면의 소성모멘트도 이와 비슷한 방법으로 계산할 수 있다. 실제로 많이 발생하는 2가지 경우에 대한 계산식이 표 B.1-2에 주어져 있다.

비합성단면의 소성모멘트는 합성단면에 대한 표 B.1-1 및 표 B.1-2의 식에서 콘크리트 바닥판과 종방향 보강철근에 관한 항을 제거하고 계산해야 한다.

M_p 계산식에서 d 는 요소단면력과 소성중립축 간의 거리이다. 요소단면력은 (a)플랜지와 콘크리트 바닥판의 중심점, (b)웨브의 중앙점, (c)철근의 중심에 작용한다. 모든 요소단면력, 치수 및 거리는 양의 값을 취해야 한다. 소성중립축의 위치와 소성모멘트는 표 B.1-1 및 표 B.1-2에 주어진 순서에 따라 검토해야 한다.

표 B.1-1 정모멘트단면에 대한 $\bar{Y}$ 와 M_p

경우	소성중립축	조건	$\bar{Y}$ 와 M_p
I	웨브	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t]$
II	상부플랜지	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_c}{2t_c} \left[\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$
III	콘크리트 바닥판 (P_{rb} 아래부분)	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_c + P_w + P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
IV	콘크리트 바닥판 (P_{rb} 부분)	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = c_{rb}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
V	콘크리트 바닥판 (P_{rb} 위, P_{rt} 아래부분)	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VI	콘크리트 바닥판 (P_{rt} 부분)	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = c_{rt}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VII	콘크리트 바닥판 (P_{rt} 위부분)	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} < \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_{rt}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$

B.2 항복모멘트

B.2.1 비합성단면

비합성단면의 항복모멘트 M_y 는 강도한계상태에서 압축플랜지가 먼저 항복하는 모멘트(M_{yc})와 인장플랜지가 먼저 항복하는 모멘트(M_{yt}) 중 작은 값이다. 이와 같은 계산 시 모든 형태의 단면에서 플랜지 횡방향 휨과 하이브리드 단면의 웨브항복은 무시해야 한다.

B.2.2 정모멘트부 합성단면

정모멘트부 합성단면의 항복모멘트 M_y 는 강도한계상태에서 상하부 어느 한 쪽 강재 플랜지에서 최초 항복을 일으키는 강재 단면, 단기 합성단면과 장기 합성단면에 각각 작용하는 모멘트의 합과 같다. 이와 같은 계산 시 모든 형태의 단면에서 플랜지 횡방향 휨과 하이브리드 단면의 웨브항복은 무시해야 한다.

정모멘트부 합성단면의 항복모멘트는 아래와 같이 구한다.

- 콘크리트 바닥판이 굳기 전이나 합성되기 전에 작용하는 계수영구하중에 의한 모멘트 M_{D1} 을 계산한다. 이 모멘트는 강재 단면에 적용된다.
- 나머지 계수영구하중에 의한 모멘트 M_{D2} 를 계산한다. 이 모멘트는 장기 합성단면에 적용된다.
- 단기 합성단면에서 어느 한 쪽 플랜지가 항복응력에 도달하기 위해 추가로 적용해야 하는 모멘트 M_{AD} 를 계산한다.
- 항복모멘트는 총 영구하중에 의한 모멘트와 추가모멘트의 합이다.

계산과정을 식으로 나타내면 다음과 같다.

1) 다음 식에서 M_{AD} 를 구한다.

$$F_{yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad (\text{B.2.2-1})$$

2) 다음을 계산한다.

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \quad (\text{B.2.2-2})$$

여기서, S_{NC} : 비합성단면의 단면계수 (mm^3)

S_{ST} : 단기 합성단면의 단면계수 (mm^3)

S_{LT} : 장기 합성단면의 단면계수 (mm^3)

M_{D1} , M_{D2} 및 M_{AD} : 단면에 적용되는 계수하중에 의한 모멘트 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

M_y 는 압축플랜지 항복모멘트 M_{yc} 또는 인장플랜지 항복모멘트 M_{yt} 가운데 작은 값이다.

B.2.3 부모멘트부 합성단면

부모멘트부 합성단면의 경우 B.2.2의 규정에 따라 구한다. 이 때 단기 합성과 장기 합성모멘트에

대한 합성단면은 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근과 강재 단면으로 구성된 단면으로 하며 결과적으로 S_{ST} 와 S_{LT} 는 같은 값이다. 또한, M_{yt} 는 인장플랜지 또는 종방향 철근 중에 먼저 항복에 도달할 때에 대응되는 모멘트이다.

B.2.4 덮개판을 갖는 단면

플랜지 덮개판이 포함된 단면의 경우, M_{yc} 또는 M_{yt} 는 고려 중인 플랜지 또는 플랜지에 부착된 덮개판의 응력에 근거하여 먼저 항복에 도달하는 모멘트 가운데 작은 값이다. 이와 같은 계산 시 모든 형태의 단면에서 플랜지 횡방향 휨과 하이브리드 단면의 웨브 항복은 무시해야 한다.

B.3 압축을 받는 웨브의 높이

B.3.1 탄성범위 상태(D_c)

정모멘트부 합성단면의 경우, 탄성범위에서 압축을 받는 웨브의 높이 D_c 는 고정하중, 활하중 및 충격하중에 의한 강재 단면, 장기 합성단면과 단기 합성단면에 작용하는 하중에 의해 발생하는 응력의 대수적 합이 압축인 웨브의 높이이다. 응력 다이어그램으로부터 정모멘트부 단면의 D_c 를 구하는 대신 아래 식을 적용할 수 있다.

$$D_c = \left(\frac{-f_c}{|f_c| + f_t} \right) d - t_{fc} \geq 0 \quad (\text{B.3.1-1})$$

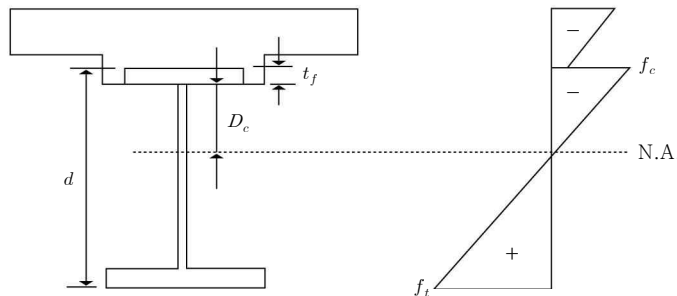


그림 B.3.1-1 정모멘트 단면의 D_c 계산

여기서, d : 강재 단면의 높이 (mm)

f_c : 아래의 여러 하중에 의해 발생된 압축플랜지 휨응력의 합 (MPa)

DC1: 비합성단면에 작용하는 고정하중

DC2: 장기 합성단면에 작용하는 고정하중

DW: 포장하중

LL+IM: 충격하중을 포함한 활하중

f_c 는 압축응력이 음이다. 계산 시 플랜지 횡방향 휨은 무시해야 한다.

f_t : 여러 하중에 의한 인장플랜지 휨응력의 합 (MPa). 계산 시 플랜지 횡방향 휨을 무시해야 한다.

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

부모멘트부 합성단면의 경우 D_c 는 강재와 종방향 철근만으로 구성된 단면으로 계산한다. 사용 한계상태에 의한 부모멘트부 합성단면의 휨응력을 계산할 때 콘크리트 바닥판이 유효한 것으로 간주하는 경우에는 식 (B.3.1-1)로 D_c 를 산정한다.

B.3.2 소성모멘트 상태(D_{cp})

정모멘트부 합성단면의 경우, 소성중립축이 웨브 내에 있는 표 B.1-1의 해당 경우에 대하여 소성 모멘트에서 압축을 받는 웨브의 높이 D_{cp} 는 다음과 같이 구한다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left(\frac{F_{yt}A_t - F_{yc}A_c - 0.85f'_cA_s - F_{yrs}A_{rs}}{F_{yw}A_w} + 1 \right) \quad (\text{B.3.2-1})$$

여기서, A_c : 압축플랜지 단면적 (mm^2)

A_{rs} : 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근의 총단면적 (mm^2)

A_s : 콘크리트 바닥판의 단면적 (mm^2)

A_t : 인장플랜지 단면적 (mm^2)

A_w : 웨브 단면적 (mm^2)

D_{cp} : 소성모멘트에서 압축을 받는 웨브의 높이 (mm)

F_{yrs} : 종방향보강재의 항복강도 (MPa)

정모멘트를 받는 다른 모든 합성단면의 D_{cp} 는 0이다.

부모멘트부 합성단면의 경우, 소성중립축이 웨브 내에 있는 표 B.1-2의 해당 경우에 대하여 D_{cp} 는 다음과 같이 구한다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_wF_{yw}} [F_{yt}A_t + F_{yw}A_w + F_{yrs}A_{rs} - F_{yc}A_c] \quad (\text{B.3.2-2})$$

다른 모든 부모멘트부 합성단면의 D_{cp} 는 D 와 같다.

비합성단면의 경우 다음을 만족하면,

$$F_{yw}A_w \geq |F_{yc}A_c - F_{yt}A_t| \quad (\text{B.3.2-3})$$

D_{cp} 는 다음과 같이 구한다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w F_{yw}} [F_{yt} A_t + F_{yw} A_w - F_{yc} A_c] \quad (\text{B.3.2-4})$$

다른 모든 비합성단면에서 D_{cp} 는 D 와 같다.

B.4 $C_B > 1.0$ 인 경우의 횡비틀림좌굴식

B.4.1 4.3.3.1.8.2(3)의 규정

비지지길이 내에서 단면이 균일한 경우 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

- $L_b \leq L_p$ 인 경우

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (\text{B.4.1-1})$$

- $L_p < L_b \leq L_r$ 인 경우

$$\begin{aligned}
 & - L_b \leq L_p + \frac{\left(1 - \frac{1}{C_b}\right)}{\left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)} (L_r - L_p) \text{ 이면} \\
 & F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (\text{B.4.1-2})
 \end{aligned}$$

- 그 밖의 경우

$$F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (\text{B.4.1-3})$$

- $L_b > L_r$ 인 경우

$$- L_b \leq \pi r_t \sqrt{\frac{C_b E}{R_h F_{yc}}} \text{ 이면}$$

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (\text{B.4.1-4})$$

- 그 밖의 경우

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (\text{B.4.1-5})$$

위의 식의 모든 기호는 4.3.3.1.8.2,(3) 규정의 정의를 따른다.

B.4.2 A.3.3의 규정

비지지길이 내에서 단면이 균일한 경우 횡비틀림좌굴에 근거한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

- $L_b \leq L_p$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (\text{B.4.2-1})$$

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

• $L_p < L_b \leq L_r$ 인 경우

$$- L_b \leq L_p + \frac{\left(1 - \frac{1}{C_b}\right)}{\left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}}\right)} (L_r - L_p) \text{ 인 경우}$$

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (\text{B.4.2-2})$$

- 그 밖의 경우

$$M_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{B.4.2-3})$$

• $L_b > L_r$ 인 경우

$$- L_b \leq 1.95 r_t \frac{C_b S_{xc} E}{R_{pc} M_{yc}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{R_{pc} M_{yc}}{C_b S_{xc} E} \frac{S_{xc} h}{J} \right)^2}} \text{ 이면}$$

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (\text{B.4.2-4})$$

- 그 밖의 경우

$$M_{nc} = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{B.4.2-5})$$

위의 식의 모든 기호는 A.3.3 규정의 정의를 따른다.

B.5 지압보강재가 없는 웨브에 작용하는 집중하중

B.5.1 일반사항

하중이 바닥판을 통하여 전달되지 않고 집중하중을 직접 받는 지점부 등에 있는 지압보강재가 없는 웨브는 B.5.2 및 B.5.3의 규정에 따라 웨브 국부항복과 웨브 크리플링 한계상태에 대하여 검토해야 한다.

B.5.2 웨브 국부항복

압축 또는 인장 집중하중을 받는 웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$R_u \leq \phi_b R_n \quad (\text{B.5.2-1})$$

여기서, R_n : 집중하중에 대한 공칭저항강도 (N)

• 내측 지점 반력과 부재 단부로부터 d 보다 먼 거리 떨어진 위치에서 집중하중을 받는 경우

$$R_n = (5k + N) F_{yw} t_w \quad (\text{B.5.2-2})$$

- 그 밖의 경우

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw}t_w \quad (\text{B.5.2-3})$$

여기서, ϕ_b : 지압에 대한 강도저항계수

d : 강재 단면의 높이 (mm)

k : 집중하중 또는 지압 반력에 저항하는 플랜지의 외측 면으로부터 웨브의 플릿용접 끝 단까지의 거리 (mm)

N : 베어링의 길이 (mm). 단부 베어링에서는 k 이상이어야 한다.

R_u : 계수집중하중 또는 베어링 반력 (N)

B.5.3 웨브 크리플링

집중압축하중을 받는 웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$R_u \leq \phi_w R_n \quad (\text{B.5.3-1})$$

여기서, R_n : 집중하중에 대한 공칭저항강도 (N)

- 내측 지점반력과 부재단부로부터 $d/2$ 이상 떨어진 위치에서 집중하중을 받는 경우

$$R_n = 0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{B.5.3-2})$$

- 그 밖의 경우

- $N/d \leq 0.2$ 이면

$$R_n = 0.4t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{B.5.3-3})$$

- $N/d > 0.2$ 이면

$$R_n = 0.4t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{B.5.3-4})$$

여기서, ϕ_w : 웨브 크리플링에 대한 강도저항계수

t_f : 집중하중 또는 베어링 반력에 저항하는 플랜지의 두께 (mm)

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정환	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석운	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	(주)효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	(주)인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비엔티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관



설계기준
KDS 14 31 10 : 2017

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길21
☎ 02-400-7104 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
<http://www.kssc.or.kr/>

국가건설기준센터
10223 경기도 고양시 일산서구 고양대로 283(대화동)
☎ 031-910-0444 E-mail : kcsc@kict.re.kr
<http://www.kcsc.re.kr>