

하중조합, 강도감소계수 및 모멘트 재분배

Load Combination, Resistance Factors and Moment Redistribution



신현목*
Hyun-Mock Shin



백인열**
In-Yeol Paik

1. 하중조합 개정 내용

1.1 통일된 하중조합 및 하중계수 적용

하중조합 개정에 있어서 가장 두드러진 내용은 강구조 설계기준과 통일된 하중계수와 하중조합을 사용하도록 한 것이다. 이러한 결정의 배경에는 동일한 용도의 구조물을 설계할 때 강구조 형식을 채택하는 경우와 콘크리트 구조형식을 채택하는 경우에 각각 다른 하중계수를 사용하는 것에 대한 논란을 해소함과 더불어, 콘크리트-강 합성구조에 대한 하중계수의 적용 방법의 모호함을 없애기 위한 목적이 있다¹⁾. 이와 같은 이유로 인하여 미국 ACI 318-05²⁾에서는 ASCE 7-98³⁾의 통일된 하중계수 및 하중조합을 채택하였으며, 국내에서도 건축구조설계기준⁴⁾의 강구조기준에서 미국의 통일된 하중계수와 동일한 하중조합을 채택하고 있는 실정이므로, 이번에 콘크리트구조설계기준에서 통일된 하중계수와 하중조합을 채택하게 되었다. 다만, 종전에 적용하던 하중조합 및 강도감소계수 기준을 부록 I에 대체 설계법으로 수록하여, 발주자가 필요하다고 인정하는 경우 이를 사용하여 설계할 수 있도록 하는 경과 규정을 두었다.

1.2 고정하중 및 활하중 조합

통일된 하중조합에 있어서 이전의 하중조합과 비교할 때 가장 두드러진 차이점은 <표 1>의 두 번째 하중조합에 나타난 바와 같이 고정하중과 활하중 조합의 하중계수가 감소한 것이다. 따라서 식 (1)과 같이 구조물의 제공 강도가 하중조합으로 인한 소요강도 이상이 되도록 하는 강도 설계법에서 우변의 하중계수 γ_i 가 개정됨에 따라, 이러한 하중조합이 지배적인 설계의

경우에는, 하중계수 측면에서만 본다면, 기존 기준에 비하여 안전율이 감소하게 될 것이다. 따라서 적절한 수준의 안전율을 유지하기 위해서 강도감소계수의 개정을 동반한 전반적인 안전율 검토를 수행하였으며 이 원고의 제 2장에 기술하였다.

$$\phi R_n \geq \sum_i \gamma_i S_i \quad (1)$$

여기서, 식의 좌변은 구조물의 저항부분으로 ϕ 는 강도감소계수, R_n 은 공칭강도이며, 우변은 설계하중조합으로 γ_i 는 하중계수, S_i 는 하중이다.

1.3 풍하중 조합 및 지진하중 조합

통일된 풍하중 관련 하중조합은 실질적인 내용면에서 볼 때, 기존 기준 및 미국의 통일된 하중조합과 동일한 수준이다. 다만, 미국 기준에서는 통일된 풍하중계수로 1.6 W 를 택하고 있는데, 이때의 풍하중의 크기 W 는 1.0 보다 작은 방향성계수를 곱하여 기존의 W 에 비하여 감소된 값이므로, 감소시키기 않은 W 를 사용하며 1.3 W 를 하중조합으로 하는 국내의 경우와 실질적으로는 비슷한 수준이라고 할 수 있다. 이와 같이 풍하중 하중계수에 대해서 미국의 통일된 하중계수를 국내에 도입하지 않은 이유로는, 국내의 경우에는 바람에 대한 지역적 특성이 미국과 다르고 방향성계수를 결정할 근거 자료가 명확하지 않아 이번 개정에서는 기존의 풍하중 계수를 변경하지 않고 종래에 사용하던 바와 동일하게 1.3 W 를 택하였다.

표 1. 고정하중 및 활하중 조합에 대한 개정기준과 기존기준의 비교

하중조합	개정 KCI - 2007	기존 KCI - 2003
고정하중 + 활하중	$U = 1.2D + 1.6L + \dots$	$U = 1.4D + 1.7L$
	$U = 1.4D$	$U = 1.54D$

* 정회원, 성균관대학교 토목공학과 교수
hmshin@skku.ac.kr

** 정회원, 경원대학교 토목공학과 부교수

표 2. 풍하중 조합 및 지진하중 조합에 대한 개정기준과 기존기준의 비교

하중조합	개정 KCI - 2007	기존 KCI - 2003
고정하중 + 활하중 + 풍하중	$U = 1.2D + 1.0L + 1.3W$ $U = 0.9D + 1.3W$	$U = 1.05D + 1.28L + 1.28W$ $U = 0.9D + 1.3W$
고정하중 + 활하중 + 지진하중	$U = 1.2D + 1.0L + 1.0E$ $U = 0.9D + 1.0E$	$U = 1.05D + 1.28L + 1.35E$ $U = 0.9D + 1.4E$

이 값은 국내 건축구조설계기준의 강구조기준과도 일치한다.

〈표 2〉의 지진하중 조합도 기존 수준을 유지하고 있으나, 다만 그 표현에 있어서 개정 하중조합에서의 1.0E는 극한하중 수준의 지진력 E를 사용하는 경우이고, 기존 하중조합에서의 1.4E는 사용하중 수준의 지진력 E를 사용하는 경우이다. 즉, 개정 하중조합에서 지진하중 E는 현재 각 시설물 설계기준의 내진설계편에서 시설물의 등급이나 중요성에 따라 사용하고 있는 재현주기 500년 및 1000년 또는 2500년 재현주기의 2/3 수준의 최대 지진하중으로, 이때의 E는 이미 극한하중 수준의 설계하중으로서 소요강도를 나타내므로 계수를 1.0으로 한다. 만일 지진하중 E에 대하여 사용하중 수준의 지진력을 사용하는 경우에는 기존 기준에서와 같이 하중계수로 1.4를 사용하도록 규정하였다.

1.4 토압하중 조합

토압하중의 주된 개정내용은 종래에 고정하중 D와 혼동되어 사용되던 흙의 무게를, 토압하중의 수직방향 성분인 H_v 로 명 확히 정의한 것이다. 즉, 기존의 수평토압하중 H를 다음과 같 이 수평성분과 수직성분으로 나누어 정의하였다.

$$H_h = \text{흙, 지하수 또는 기타 재료의 횡압력에 의한 수평방 향 하중, 또는 이에 의해서 생기는 단면력}$$

$$H_v = \text{흙, 지하수 또는 기타 재료의 자중에 의한 연직방향 하중, 또는 이에 의해서 생기는 단면력}$$

토압하중이 포함된 하중조합은 〈표 3〉과 같다. 개정된 기준 에서 수직방향 흙의 무게 H_v 의 계수는, 기존 기준에서 토피가

깊은 경우에는 고정하중으로 취급하여 하중조합 계수 1.4D를 사용하던 효과와, 또한, 토피가 얇은 경우에 사용하던 토압하중 계수인 1.6H의 효과를 모두 포함할 수 있도록 보정계수 α_H 를 도입하였다. 즉,

$$\alpha_H = \text{토피의 두께에 따른 연직방향 하중 } H_v \text{에 대한 보정 계수}$$

$$h \leq 2\text{m에 대해서, } \alpha_H = 1.0$$

$$h \geq 2\text{m에 대해서, } \alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$$

즉, $\alpha_H=1.0$ 인 경우에는 $1.6\alpha_H=1.6$ 이 되며, $\alpha_H=0.875$ 인 경우에는 $1.6\alpha_H=1.4$ 가 되도록 하였다.

2. 강도감소계수 개정 내용

통일된 하중조합의 도입에 따른 하중계수의 변화에 따라, 개 정 설계기준의 적정한 수준의 안전율을 확보하기 위한 목적과 더불어 기존 설계와의 연속성을 유지하기 위한 목적으로 강도 감소계수를 검토하고 개정하였다.

〈표 4〉에 개정된 강도감소계수를 나타내었으며, 기존 기준과 ACI 기준을 비교하여 나타내었다. 이 표에서 보면, 대표적인 하중조합인 고정하중과 활하중 조합에 대해서 개정 기준의 하 중계수가 ACI-05의 하중계수와 같이 통일된 하중계수를 채택 하였고, 또한 기존 기준의 하중계수보다 값이 감소하였다. 이러 한 하중계수의 감소에 따른 안전율의 감소를 방지하고 적절한 안전율 수준을 확보하기 위한 검토를 거친 후 강도감소계수를 개정하였다. 개정된 강도감소계수는 대부분 기존 값보다 0.05 씩 감소시켰으며, 휨에 대해서만은 기존과 같이 0.85를 유지하

표 3. 토압하중 조합에 대한 개정기준과 기존기준의 비교

하중조합	개정 KCI - 2007	기존 KCI - 2003
고정하중 + 토압하중	$U = 1.2D + 1.6 a_H H_v + 1.6 H_h + \dots$ $U = 1.2D + 1.6 a_H H_v + 0.8 H_h + \dots$	$U = 1.4D + 1.7L$ $U = 1.4D + 1.8H + \dots$
고정하중 + 풍하중 + 토압하중	$U = 0.9D + 1.3W + 1.6(a_H H_v + H_h)$	$U = 1.05D + 1.28W + \dots$
고정하중 + 지진하중 + 토압하중	$U = 0.9D + 1.0E + 1.6(a_H H_v + H_h)$	$U = 1.05D + 1.35E + \dots$ $U = 0.9D + 1.8H$

표 4. 개정된 강도감소계수 값 및 기존 기준과 ACI 기준과의 비교

구분	하중작용 및 대상	개정 KCI - 2007	ACI - 03/05 (ACI - 99 부록)	하중작용 및 대상	기존 KCI-2003	ACI - 99
U	하중조합	$1.2D + 1.6L$ $1.4D$	$1.2D + 1.6L$ $1.4D$	하중조합	$1.4D + 1.7L$ $1.54D + 1.7L$	$1.4D + 1.7L$
	인장지배 단면	0.85	0.90 (0.80)	휨, 인장, 인장 + 휨	0.85	0.90
	압축지배 단면 - 나선철근부재	0.70	0.70	압축, 압축 + 휨 - 나선철근부재	0.75	0.75
	- 기타(띠철근)	0.65	0.65	- 기타(띠철근)	0.70	0.70
	전단과 비틀림	0.75	0.75	전단과 비틀림	0.80	0.85
φ	지압	0.65	0.65	지압	0.70	0.70
	무근 콘크리트	0.55	0.55	무근 콘크리트	0.65	0.65
	포스트텐션 정착구역	0.85	0.85			
	스트럿-타이 모델	0.75	0.75			
특수한 경우 프리텐션 부재의 휨		0.75 ~ 0.90	0.75 ~ 0.90			

기존 KCI-2003에서, "건물의 경우에는 휨, 인장, 인장+휨, 전단 비틀림에 대하여 강도감소계수를 0.05씩 크게 취할 수 있다."의 규정은 개정 KCI-2007에서는 삭제

였다. 개정 값을 ACI-05 기준과 비교하여 보면, 대부분의 경우에 동일하며, 휨에 대한 인장지배 단면인 경우에 0.05만큼 작다. 휨모멘트와 축력을 받는 부재에 대하여, 압축지배단면이란 개정 기준의 6.2.2(3)에서 정의하는 바와 같이 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 압축지배변형률 한계인 철근의 설계기준 항복변형률 ϵ_y 이하인 경우를 말하며, 인장지배단면은 개정 기준의 6.2.2(4)에서 정의하는 바와 같이 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 인장지배 변형률 한계인 0.005 이상인 경우를 말한다.

순인장변형률 ϵ_t 는 개정기준 해설 6.2.2(3)에 설명하는 바와 같이 공칭강도에서 최외단 인장철근 또는 긴장재의 인장변형률에서 프리스트레스, 크리프, 건조수축, 온도변화에 의한 변형률을 제외한 인장변형률이다.

(그림 1)은 인장지배 단면에 대한 강도감소계수와 안전율과의 관계를 도시한 것으로, 개정된 $\phi = 0.85$ 의 안전율은 기존 기준보다 다소 감소하였으나, ACI 기준의 $\phi = 0.90$ 보다는 안전율이 높다. (그림 2)의 압축지배 단면에 대한 개정 값 $\phi = 0.65$ 와 (그림 3)의 전단에 대한 개정 값 $\phi = 0.75$ 은 모두 기존 기준의 안전율과 대동소이하다.

휨모멘트와 축력을 받는 부재에 대한 강도감소계수 ϕ 의 크기를 정할 때, 기존 기준에서는 축력의 경우, 또는 휨의 경우, 또는 동시 작용의 경우 등 하중 형식으로 나누어 정하였다. 개정 기준에서는 이들의 경우에 대하여 공칭강도에서 단면의 변형률 조건에 따라 통합하여 정하도록 개정하였다. 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 압축지배변형률 한계 ϵ_y 와 인장지배변형률 한계 0.005사이 에 있는 단면의 경우에는, (그림 4)에 보인 것과 같이 ϕ 값을 직선 보간하여 구한다.

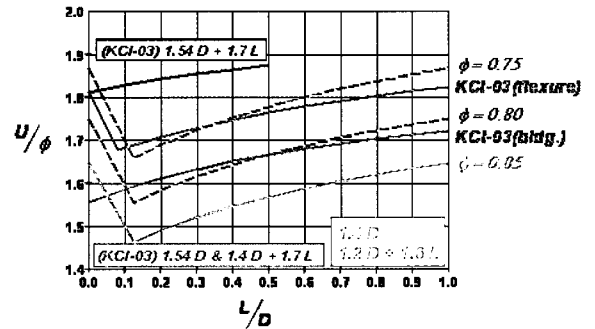


그림 1. 인장지배 단면의 강도감소계수에 따른 안전율

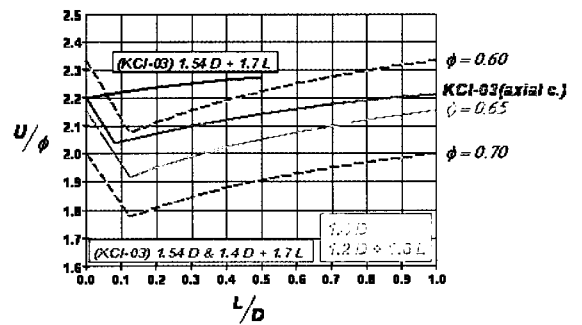


그림 2. 압축지배 단면의 강도감소계수에 따른 안전율

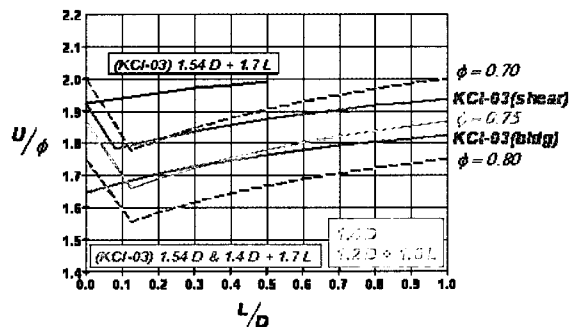


그림 3. 전단에 대한 강도감소계수에 따른 안전율

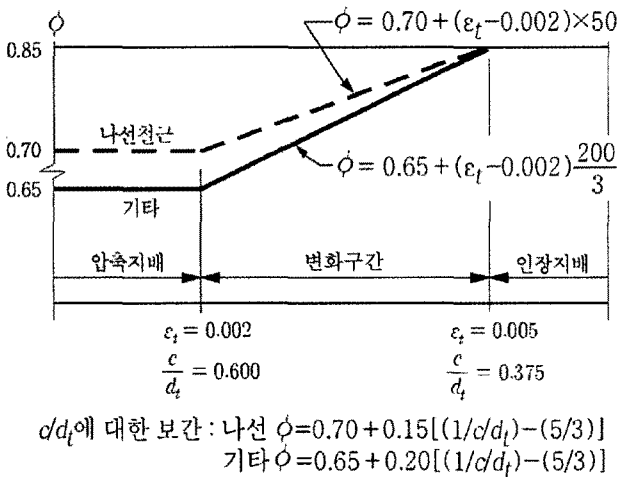


그림 4. SD 400 철근 및 프리스트레싱 강재를 사용한 휨과 압축부재에 대한 강도감소계수 산정 수식

실제로는 사용 철근의 항복강도에 따라 차이가 있으나 SD 400 철근을 사용하는 경우와 프리스트레싱 강재의 경우에는 $\epsilon_y = 0.002$ 인 경우로서 변형률 0.002와 0.005 사이로 보고 ϕ 값을 직선보간 한다. 순인장변형률 한계는 c/d_t 비율로도 나타낼 수 있다. 여기서, c 는 공칭강도에서 중립축의 깊이이며, d_t 는 최외단 압축연단에서 최외단 인장철근까지의 거리이다.

압축지배단면과 인장지배단면에 대한 c/d_t 한계는 SD 400 철근을 사용한 경우와 프리스트레싱된 단면인 경우 각각 0.6과 0.375이다. <그림 4>에 c/d_t 의 함수로 나타낸 ϕ 식이 주어져 있다(표 5).

3. 휨모멘트 재분배 개정 내용

한계상태설계법의 개념을 도입한 휨모멘트 재분배는 설계에 사용할 휨모멘트를 한도 내에서 조정할 수 있도록 함으로써 보다 경제적인 설계를 가능하게 하여 오랫동안 설계자 및 연구자들의 관심을 끌고 있다. 재분배가 가능한 휨모멘트의 양은 소성힌지에서의 회전능력 등과 같은 구조물의 연성능력과 밀접한 관계가 있다. 현재까지 철근 콘크리트 구조물의 연성 능력의 평가에 대한 연구는 많은 연구자들에 의해 수행되었다⁷⁻⁹⁾. 그

표 5. 휨과 압축부재에 대한 강도감소계수(SD 400 철근의 경우)

지배단면 및 부재	순인장변형률	강도감소계수
압축지배단면	0.002	0.65
변화 구간	0.002 ~ 0.005	0.65 ~ 0.85
인장지배단면	0.005	0.85

들의 연구 결과로부터 모멘트 재분배는 위험 단면 사이에서의 소성 회전능력에 큰 영향을 받고 있으며, 또한 철근과 콘크리트의 응력-변형률 관계, 철근과 콘크리트의 부착 관계, 각 재료의 강도 등의 재료적인 요소와 단면 형상, 종방향 및 횡방향 철근비, 부재의 세장비와 지점 조건 등의 구조적인 요소가 소성힌지에서의 회전능력에 영향을 미치는 주요 인자가 됨을 확인할 수가 있다.

콘크리트 구조물을 완벽하게 설계하기 위해서는 가능한 모든 구조의 거동의 정확한 해석과 함께 소요 소성회전 능력을 조사해야 하지만, 설계기준에서는 위의 많은 연구자들의 결과를 바탕으로 하되 보수적인 결과를 갖도록 휨모멘트의 재분배의 크기를 제한하고 있는 실정이다.

중전의 설계기준에서는 소성힌지의 회전능력의 평가를 부재 단면에 배치된 철근의 종류 및 철근비로서 간접적으로 평가하여 아래와 같은 식을 채용하였다.

$$20 \left[1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right] \% z \quad (2)$$

다만, 위 식은 콘크리트의 재료적인 특성을 반영할 수가 없고 소성힌지 영역에서의 회전능력을 명시적으로 표현하고 있지 않기 때문에 소성힌지에서의 회전능력을 능동적으로 대처할 수 없는 단점이 있으며 특히 충분한 회전능력을 확보하고 있는 부재에 대하여 지나치게 보수적인 결과를 주고 있다(그림 5).

개정 설계기준에서는 소성힌지 영역에서의 회전능력을 보다 명시적인 방법으로 평가하기 위해서 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 를 회전변형능력 지수로 사용하고 있다.

개정 설계기준의 주요 내용은 다음과 같다.

- (1) 근사해법에 의해 휨모멘트를 계산한 경우를 제외하고, 어떠한 가정의 하중을 적용하여 탄성이론에 의하여 산정한 연속 휨부재 받침부의 부모멘트는 20% 이내에서 1,000 ϵ_t %만큼 증가 또는 감소시킬 수 있다.
- (2) 경간 내의 단면에 대한 휨모멘트의 계산은 수정된 부모멘트를 사용하여야 한다.
- (3) 부모멘트의 재분배는 휨모멘트를 감소할 단면에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 0.0075 이상인 경우에만 가능하다.

개정 설계기준은 <그림 5>에서와 같이 기존의 연구결과에 대하여 보수적인 결과를 유지하면서 소성힌지 영역에서의 회전능력을 능동적으로 대처하고 있음을 알 수 있다.

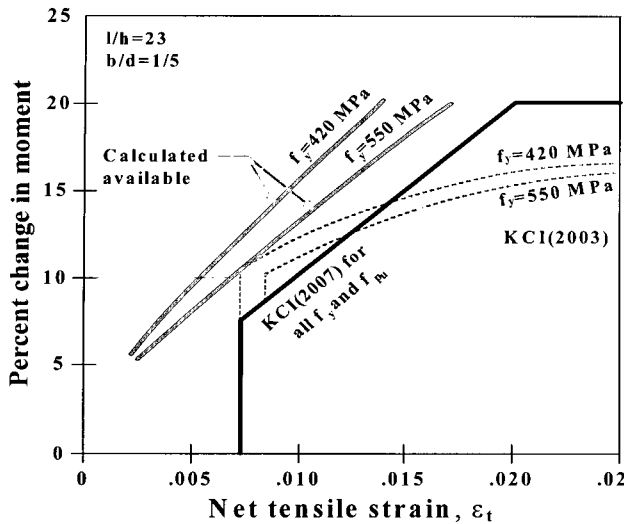


그림 5. 최소 회전 능력에 대한 허용 휨모멘트 재분배^(2),5,6)

4. 맺음말

하중계수, 강도감소계수 및 휨모멘트재분배의 개정에 따른 전반적인 안전을 검토에는 정영수 교수, 이재훈 교수가 참여하였으며, 김상식 교수, 이수권 교수, 신철호 상무가 집필위원으로 수고해 주었다. 특히, 토압하중은 김진근 교수, 지진하중은 송진규 교수가 주도적으로 작성에 참여하였으며, 풍하중은 하영철 교수와 권순덕 교수에게 자문을 구하였다. □

참고문헌

1. 이재훈, "콘크리트구조설계기준 개정 방향에 대한 공청회," 한국콘크리트학회 가을학술발표회 발표자료, 인천대학교, 2005.
2. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (318-05) and Commentary (318R-05)*, American Concrete Institute, Detroit, MI, 2005.
3. ASCE 7-98, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 1998.
4. 대한건축학회, *건축구조설계기준 및 해설*, 2006.
5. 한국콘크리트학회, *콘크리트구조설계기준*, 2007.
6. 한국콘크리트학회, *콘크리트구조설계기준*, 2003.
7. Ricardo N.F do Carmo and Sergio M.R. Lopes., "Ductility and linear analysis with moment redistribution in reinforced high-strength concrete beams", *Canadian Journal for Civil Engineering*, 2005, Vol.32, pp.35 ~ 46.
8. A.Shakir, D.Rogowsky, "A parameteric study of moment redistribution", *3th Structural Speciality Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, 2000, pp. 515 ~ 522.
9. Mattock, A.H., "Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams", *Proceedings Institution of Civil Engineers*, London, 1959, Vol.13, pp. 35 ~ 46.

도서소개

콘크리트 구조부재의 스트럿-타이 모델 설계 예제집

한국콘크리트학회 편



대한건축학회 출판사

콘크리트 구조부재의 스트럿-타이 모델 설계 예제집

「콘크리트 구조부재의 스트럿-타이 모델 설계 예제집」은 세 Part로 구성되어 있는데, Part 1은 '스트럿-타이 모델 방법의 기본 개념'이고, Part 2는 '스트럿-타이 모델 설계기준'으로 전담-비틀림 위원회가 2003년~2004년 동안 위원회 활동을 통해 작성한 연구 결과로서 2007년도 개정 「콘크리트구조설계기준」의 부록 III에 해당한다. Part 3은 '설계 예제'로 구성되어 있으며, 깊은 보, 전이보, PSC 부재의 정착부, 보-기둥 접합부, 박스 우각부, 코벨, 교각 코핑부, 구조 벽체, 옹벽 및 기초 등의 D-영역 설계를 위해 스트럿-타이 모델 방법을 이용한 예제 18개가 수록되어 있다. 각 설계 예제는 기술자들의 이해를 돕고 실제로 실무에 활용할 수 있도록 새로운 예제를 개발하여 집필한 것으로서 현업에 종사하고 있는 많은 기술자들에게 도움이 되었으면 한다.

- ❖ 저 자 : 한국콘크리트학회
- ❖ 출 판 : 기문당
- ❖ 정 가 : 12,000원(회원 : 9,500원)
- ❖ 발행일 : 2007년 1월 30일
- ❖ ISBN : 978-89-7086-851-6