

제2장

재 료

2.1 콘크리트

콘크리트는 골재, 시멘트, 물의 세 가지 재료를 혼합하여 만든 건설재료이다. 이 기본 재료 외에 콘크리트의 성능 증진을 위하여 혼화재료를 더 넣는 경우도 있다.

2.1.1 시멘트와 물

시멘트는 골재(骨材)를 고형물질(固形物質)로 결합시킬 수 있는 점착성(adhesive)과 응집성(cohesive)을 가진 재료이다. 철근콘크리트에 사용되는 시멘트는 물을 만나면 응결(setting)하고 경화(hardening)하는 이른바 수경성 시멘트(hydraulic cement)이다. 이때 시멘트는 경화체(硬化體)를 형성하기 위하여 화학적으로 물과 결합한다. 즉 수화작용(hydration)을 일으킨다.

철근콘크리트에 쓰이는 수경성 시멘트는 포틀랜드 시멘트(portland cement)이다. 포틀랜드 시멘트는 KSL 5201에 그 품질이 규정되어 있으며, 가장 보편적으로 쓰이는 시멘트는 보통 포틀랜드 시멘트(ordinary portland cement)이다. 보통 포틀랜드 시멘트로 만든 콘크리트는 콘크리트를 친 후 14일 정도 지나면 거푸집을 제거할 수 있는 강도에 달한다. 즉, 14일 정도 지나면 공고정하중이나 자중을 지탱할 수 있는 강도에 달하는 것이다. 설계강도는 재령 28일에 얻어진다. 급속한 공사를 위해서는 조강 포틀랜드 시멘트(high early strength portland cement)가 사용된다. 이 시멘트는 재령 1~3일에서 보통 포틀랜드 시멘트의 재령 28일 강도를 낸다.

시멘트는 물을 만나면 수화반응(水和反應)을 일으킨다. 이 수화작용은 시멘트 입자의 표면으로부터 속으로 진행되며, 굳어지면서 반응속도는 차차 떨어지고 고체화해 간

다. 이것이 응결과 경화의 과정이다. H. Rusch에 의하면 시멘트가 완전히 수화하는데 필요한 물의 양은 시멘트 중량의 25% 정도이다. 그러나 수화(水和)를 위해서는 물이 시멘트 입자에 도달할 수 있어야 하고, 그러기 위해서는 시멘트풀(cement paste) 속의 물이 유동성(mobility)을 가져야 하기 때문에 10~15% 정도의 물이 더 요구된다. 그래서 결국 시멘트의 수화를 위하여 필요로 하는 최소의 물-시멘트비는 일반적으로 35~40% 정도이다.

실제의 콘크리트의 배합에 있어서는 소요의 유동성(workability)을 얻기 위하여 일반적으로 위의 값보다 큰 물-시멘트비가 사용된다. 수화에 쓰이고 남은 물은 증발하여 시멘트풀 속에 공극(空隙)을 형성하게 된다. 경화된 시멘트풀의 강도는 공극이 차지하는 부피에 반비례하여 감소한다. 다시 말해서 시멘트풀의 강도는 고체가 차지하는 전체 부피에 비례하여 증가한다. 이것이 물-시멘트비가 증가함에 따라 시멘트풀의 강도가 저하되는 가장 큰 이유이다.

철근콘크리트 구조물용 콘크리트를 비벌 때 사용하는 물은 사람이 마실 수 있을 정도로 깨끗한 것이라야 한다. 기름, 산, 염류, 유기물 등을 유해량 이상 함유해서는 안 된다. 또, 철근콘크리트에서는 혼합수로 바닷물(海水)을 사용해서도 안 된다.

2.1.2 골 재

모르타르(mortar) 또는 콘크리트를 만들기 위하여 시멘트와 물에 혼합하는 모래, 부순 모래, 자갈, 부순 자갈, 부순 돌, 기타 이와 비슷한 재료를 골재(aggregate)라고 한다. 이 중에서 모래와 같은 골재를 잔골재(fine aggregate)라 하고, 자갈 따위를 굵은 골재(coarse aggregate)라고 한다.

콘크리트표준시방서에서는 잔골재와 굵은 골재를 각각 다음과 같이 정의하고 있다. 즉, 10 mm체를 전부 통과하고 5 mm체를 거의 다 통과하며 0.08 mm체에 거의 다 남는 골재를 잔골재, 5 mm체에 거의 다 남는 골재를 굵은 골재로 정의하고 있다. 이것은 자연 상태 또는 가공 후의 골재에 적용하는 정의이고, 시방배합(specified mix)을 정할 경우에는 5 mm체를 다 통과하고 0.08 mm체에 다 남는 골재를 잔골재, 5 mm체에 다 남는 골재를 굵은 골재로 본다.

보통의 철근콘크리트 구조물에 있어서 골재가 차지하는 부피는 경화된 콘크리트 체적의 70~75% 정도가 된다. 나머지 부피는 경화된 시멘트풀이나 수화에 쓰이고 남은 물 및 기포로 되어 있다. 수화에 쓰이고 남은 물과 기포는 콘크리트 강도에 기여하지

못한다. 일반적으로 골재가 치밀하게 잘 채워질수록 콘크리트의 강도, 내구성, 경제성 등이 좋아진다. 골재가 치밀하게 채워진다는 것은 굵고 잔골재의 알이 고르게 섞여서 빈틈이 최소로 되는 경우를 말하며, 이때 시멘트풀은 가장 적게 소요될 것이다. 이것이 골재를 치밀하게 채우는 데 있어서 골재의 입도가 중요한 요소가 되는 이유이다. 이러한 목적을 위하여 골재의 입도가 콘크리트 표준 시방서에 규정되어 있으며, 골재의 품질에 대해서도 규정하고 있다.

〈굵은 골재의 최대치수〉

질량비로 90% 이상 통과하는 체 중에서 최소치수의 체의 눈의 호칭치수로 나타낸 굵은 골재의 치수를 굵은 골재의 최대치수라 한다. 철근콘크리트에 있어서 굵은 골재의 최대치수는 거푸집 양 측면 사이의 최소거리의 1/5(부재의 최소치수의 1/5) 이하라야 하고, 슬래브 두께의 1/3이하라야 하며, 철근의 최소수평 및 수직 순간격의 3/4이하라야 한다. 굵은 골재의 최대치수는 일반적인 경우 25 mm, 단면이 큰 경우 40 mm를 표준으로 하지만, 고강도 콘크리트에는 더 작은 치수를 사용한다.

2.1.3 혼화재료

콘크리트의 성질을 개선할 목적으로 시멘트, 물, 골재 이외에 제4의 재료로서 더 넣는 재료를 혼화재료(admixture)라고 한다. 사용량이 비교적 적어서 그 자체의 부피를 배합설계에서 무시할 수 있는 혼화재료를 혼화제라 하고, 사용량이 비교적 많아서 그 자체의 부피를 배합설계에 고려해야 하는 혼화재료를 혼화재라고 하여 구분하기도 한다. AE제, 감수제, 축진제 등은 혼화제이고, 플라이 애쉬, 실리카 폼 등은 혼화재이다.

혼화재료는 사용목적에 따라 그 종류가 많다. 따라서 반드시 그 품질을 확인한 후에 사용해야 한다. 아래에 주요한 혼화재료 몇 가지에 대하여 간단히 설명한다.

AE제(air-entraining admixture): 콘크리트 속에 많은 미세한 독립된 기포를 균일하게 분포시켜서 워커빌리티를 개선하고, 동결 용해작용에 대한 저항성을 향상시키기 위하여 사용되는 혼화제이다.

감수제(water-reducing admixture): 시멘트 입자에 대한 습윤·분산작용에 의해 콘크리트의 워커빌리티를 향상시켜서 소요의 슬럼프와 강도를 얻는 데 필요한 단위수량을 감소시키기 위하여 사용되는 혼화제이다.

AE 감수제: AE제와 감수제의 양쪽 효과를 얻기 위하여 사용되는 혼화제이다.

유동화제(superplasticizer): 고성능 감수제(high-range water-reducing admixture)

라고도 하며, 단위수량의 감소나 워커빌리티의 개선을 목적으로 사용된다. 보통의 감수제에 비하여 감수능력이 우수하여 매우 작은 물-시멘트비로 높은 슬럼프를 유지시켜준다. 또한 미리 비빈 콘크리트에 첨가하여 교반함으로써 유동성을 증대시키는 데도 매우 효과적인 혼화제이다.

촉진제(accelerating admixture) : 시멘트의 수화를 촉진시켜서 응결시간의 단축이나 초기강도의 발현성의 개선을 위하여 사용되는 혼화제이다. 염화칼슘 등의 염화물이 가장 성능이 좋으나, 철근 등 강재를 부식시킬 우려가 있으므로 주의를 요한다.

그 밖에 지연제, 급결제, 방수제, 기포제, 방청제 등 화학혼화제의 종류는 다양하다. 다음에 광물질 혼화제 몇 가지에 대하여 간단히 설명한다.

플라이 애쉬(fly ash) : 화력발전소에서 미분탄을 연소시킬 때 발생하는 재의 미립자를 집진기로 포집한 것을 말한다. 양질의 플라이 애쉬는 장기에 걸쳐 강도가 증진되고, 수밀성, 내구성이 향상되어 화학저항성이 좋고, 단위수량의 저감, 워커빌리티의 개선 등의 효과가 있다.

실리카 폼(silica fume) : 금속 실리콘(silicon metal), 페로실리콘 합금(ferro-silicon alloy) 등을 제조할 때 발생하는 폐 가스 중에 포함되어 있는 SiO_2 를 집진기로 모아서 얻어지는 초미립자의 산업 부산물을 말한다. 매우 미세하고 높은 결합성이 있어서, 조기재령에서의 강도증진에 크게 효과가 있다. 고강도 콘크리트의 제조에 사용된다.

끝으로 특수한 혼화재료인 폴리머에 대하여 간단히 언급한다.

폴리머(polymer) : 콘크리트의 결점인 인장강도, 휨강도 등을 개선할 목적으로 혼합수의 일부 또는 전부를 폴리머로 대체하는 것이다. 이렇게 만든 콘크리트는 인장강도 및 휨강도가 매우 증대되고, 건조수축이 개선되며, 접착성, 충격과 마모에 대한 저항성 등이 개선되어 그 용도가 다양하다.

혼합수의 일부를 폴리머로 대체한 콘크리트를 폴리머시멘트 콘크리트(polymer-modified concrete 또는 polymer-cement concrete)라고 하며, 교량 바닥판의 덧씌우기(overlay)와 교량이나 일반 구조물의 보수에 사용하고 있다.

2.1.4 압축강도

경화한 콘크리트의 성질 중에서 가장 중요한 것은 압축강도이다. 압축강도는 콘크리트 품질의 척도이다. 일반적으로 콘크리트의 강도라고 하면 압축강도를 말한다.

콘크리트의 압축강도는 물-시멘트비(water-cement ratio)에 의해 지배된다. 그림 2-1

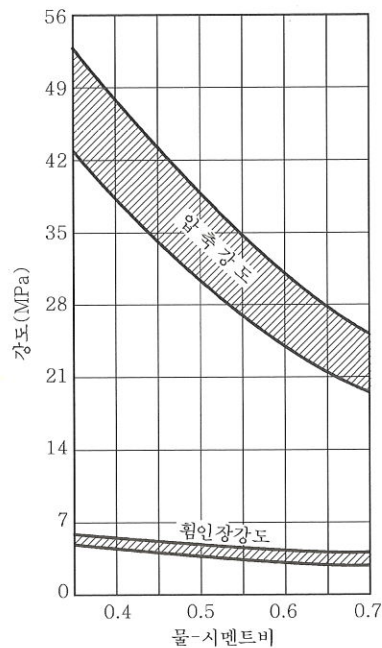


그림 2-1 물-시멘트비와 강도와의 관계[참고문헌 1]

은 물-시멘트비가 콘크리트의 압축강도에 결정적인 영향을 미친다는 것을 잘 보여 주고 있다. 그러나 휨인장강도에 대한 물-시멘트비의 영향은 압축강도에 대한 영향보다 훨씬 작다는 것을 이 그림은 보여 주고 있다. 그 까닭은 휨인장강도는 굵은 골재와 모르타르 사이의 부착강도에 크게 좌우되기 때문이다. 굵은 골재와 모르타르 사이의 부착강도는 물-시멘트비의 영향을 비교적 적게 받는다는 것이 실험결과로 알려져 있다.

한편, 콘크리트의 강도는 재령(材齡)과 더불어 증진된다. 특히, 콘크리트는 쳐 넣은 후 처음 며칠 또는 몇 주일 동안은 매우 빠르게 강도를 발현한다. 보통의 구조물의 설계는 일반적으로 재령 28일의 압축강도를 기준으로 하는데, 콘크리트는 쳐 넣은 후 처음 1주일 동안에 28일 강도의 70% 정도를 나타내며, 2주일 후에는 85~90%의 강도를 나타낸다. 그림 2-2는 이러한 관계를 잘 보여 주고 있다. 그 이후의 강도증진은 완만하다. 이것은 수화작용이 초기재령에서 왕성하며, 응결·경화의 과정을 거치면서 수화작용이 완만해지기 때문이다.

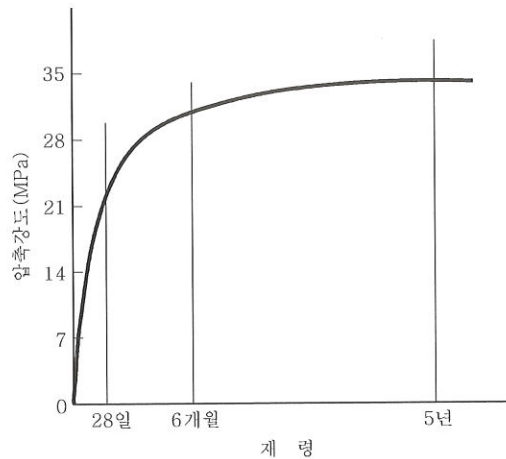


그림 2-2 재령과 압축강도와의 관계

〈양생의 중요성〉

그러므로 콘크리트의 최종적인 강도는 초기재령에서의 양생조건, 즉 습도 및 온도의 조건에 크게 좌우된다. 콘크리트를 너무 일찍 건조시키면 30% 이상의 강도손실을 가져오는 수가 있다. 초기의 며칠 동안 콘크리트의 온도를 4℃ 이하로 방치할 경우도 이와 비슷한 강도저하를 가져온다. 그 이후 아무리 오랫동안 계속해서 습기를 유지해 주더라도 저하된 강도는 회복되지 않는다.

콘크리트의 이러한 해를 막기 위해서는 적어도 처음 7일 동안은 습기를 잃지 않도록 콘크리트를 보호해야 하며, 중요한 공사에서는 14일 이상 잘 보호해야 한다. 굳지 않은 콘크리트가 얼게 되면 그 후 양생을 계속하더라도 강도는 그다지 증진되지 않는다. 따라서 콘크리트는 초기동해(初期凍害)를 입지 않도록 잘 보호해야 한다.

〈압축강도시험용 공시체〉

콘크리트의 압축강도는 $\phi 150 \times 300$ mm의 원주형 공시체(cylinder specimen)를 사용하여 시험한다. 최대치수가 25 mm 이하인 비교적 잔 굵은 골재를 사용한 콘크리트는 $\phi 100 \times 200$ mm의 원주형 공시체를 사용하여 시험해도 좋다. 공시체의 형상이 닮은 풀이면, 공시체의 치수가 작을수록 압축강도는 크게 나타나는 경향이 있다. 그래서 설계기준에서는 $\phi 100 \times 200$ mm 공시체로 시험한 강도의 97%를 $\phi 150 \times 300$ mm의 공시체 강도로 보도록 규정하고 있다.

굳지 않은 콘크리트 시료를 KS F 2401(굳지 않은 콘크리트의 시료 채취방법)에 따라 채취하여 KS F 2403(콘크리트 강도 시험용 공시체 제작방법)에 의하여 공시체를

제조하고 양생하되, 28일 동안 $20^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$ 로 습윤양생하고(이것을 표준양생(standard curing)이라고 한다), KS F 2405(콘크리트의 압축강도시험방법)에 따라 압축강도를 시험한다. 이렇게 하여 얻은 콘크리트의 압축강도를 f_c 또는 f_{28} 로 표시하며, 설계를 위하여 중요한 의미를 갖는다.

실제의 구조물에서 거푸집의 제거시기 등을 정하기 위하여 실시하는 압축강도시험용 공시체는 현장의 콘크리트와 같은 상태로 양생한다.

우리나라를 비롯하여 미국, 캐나다, 일본 등에서는 오래 전부터 원주형 공시체를 사용하고 있지만, 유럽에서는 2,000년대에 들어서 원주형 공시체를 표준으로 하였고 그동안 기준으로 사용하였던 정육면체 공시체를 보조적으로 사용하고 있다. 이는 과거에 영국에서 $150\times 150\times 150\text{ mm}$ 의 정육면체 공시체(cube specimen)를 사용하였고, 독일은 $200\times 200\times 200\text{ mm}$ 정육면체 공시체를 사용하고 있었기 때문이다. 국제표준화기구인 ISO(International Organization for Standardization)의 규격 ISO 1920-3 : 2004(E)에서는 원주형 공시체로 $\phi 100\times 200\text{ mm}$ 와 $\phi 150\times 300\text{ mm}$ 를 명시하고 있고, 정육면체 공시체로는 $100\times 100\times 100\text{ mm}$ 와 $150\times 150\times 150\text{ mm}$ 를 명시하고 있다. $150\times 150\times 150\text{ mm}$ 정육면체 공시체는 원주형 공시체 강도의 1.28배 정도의 강도를 보인다. 즉, $\phi 150\times 300\text{ mm}$ 의 원주형 공시체의 강도는 $150\times 150\times 150\text{ mm}$ 정육면체 공시체 강도의 78% 정도이다. 예를 들어, $150\times 150\times 150\text{ mm}$ 정육면체 공시체로 시험한 압축강도가 $30\text{ MPa}(30\text{ N/mm}^2)$ 인 콘크리트는 $\phi 150\times 300\text{ mm}$ 원주형 공시체의 강도로는 $30\times 0.78=23\text{ MPa}(23\text{ N/mm}^2)$ 정도로 볼 수 있다.

2.1.5 응력-변형률 곡선과 탄성계수

[1] 응력-변형률 곡선(응력-변형도 곡선)

그림 2-3은 원주형 공시체를 사용하여 재령 28일에서 콘크리트의 압축강도를 시험했을 때의 응력-변형률 곡선을 보인 것이다. 저강도(低強度)의 콘크리트로부터 고강도(高強度)의 콘크리트까지 6개의 응력-변형률 곡선이 나타나 있다. 강도가 낮은 것일수록 곡선은 옆으로 누었고, 강도가 높은 것일수록 곡선의 정부(頂部)는 뾰족해지고 있다. 저강도 콘크리트는 취성(脆性)이 적으므로, 고강도 콘크리트보다 더 큰 변형률(변형도)에서 파괴되고 있다. 그러나 어느 곡선이나 처음 부분은 거의 직선이다. 최대 응력 근처에서의 변형률(변형도)은 모든 콘크리트가 0.002~0.003의 범위에 있고, 파괴시의 변형률(변형도)은 0.003~0.004의 범위에 있다. 그림 2-3으로부터 알 수 있는 바

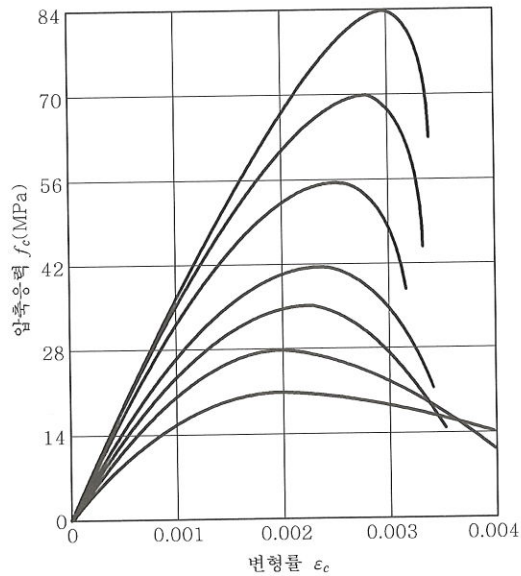


그림 2-3 콘크리트의 응력-변형률 곡선[참고문헌 2]

와 같이 콘크리트의 응력과 변형률(변형도)의 관계는 엄밀하게는 비선형(非線形)이지만 응력이 낮은 범위에서는 선형으로 볼 수 있다. 이러한 응력의 범위는 압축강도의 40~50% 정도이다.

[2] 탄성계수

일반적으로 콘크리트의 탄성계수는 응력의 함수이므로 정수(定數)로 나타낼 수 없다. 그래서 콘크리트의 탄성계수는 다음과 같은 세 가지의 정의가 제안되고 있다.

그림 2-3의 응력-변형률 곡선의 처음 부분을 나타낸 그림 2-4에 있어서 원점 0에서 이 곡선에 그은 접선이 이루는 각을 θ_1 이라고 할 때, 다음 식으로 정의되는 E_{ci} 를 초기접선 탄성계수(initial tangent modulus of elasticity)라고 한다. 즉, 초기접선 탄성계수는 응력-변형률 곡선의 처음 부분의 기울기이다.

$$E_{ci} = \left(\frac{df_c}{d\epsilon} \right) = \tan \theta_1$$

여기서 E_{ci} 는 재령 28일에서의 초기접선탄성계수이며, $E_{ci}(t')$ 는 재령 t' 일에서의 초기접선탄성계수이다.

응력-변형률 곡선상의 임의점 A에서 이 곡선에 그은 접선이 이루는 각을 θ_2 라고 할 때, 다음 식으로 정의되는 E_{ct} 를 접선 탄성계수(tangent modulus of elasticity)라고 한다. 이것은 응력-변형률 곡선의 임의점에서의 기울기이다.

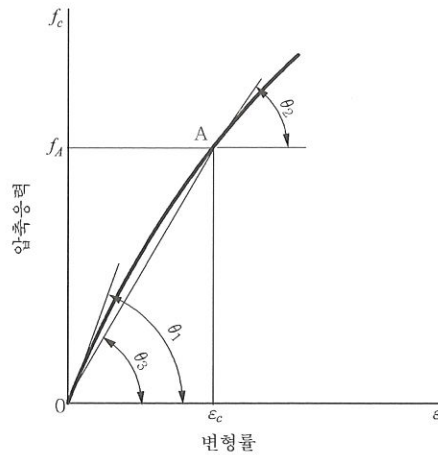


그림 2-4 콘크리트의 응력-변형률 곡선

$$E_{ct} = \left(\frac{df_c}{d\varepsilon} \right)_{\varepsilon = \varepsilon_A} = \tan \theta_2$$

그림 2-4에서 응력 f_A 가 압축강도의 절반 정도의 응력일 때, 현 OA의 기울기를 할선탄성계수(secant modulus of elasticity)라고 한다. 즉

$$E_c = \frac{f_A}{\varepsilon_A} = \tan \theta_3$$

할선탄성계수가 철근콘크리트에서는 콘크리트의 탄성계수로 쓰인다. 할선탄성계수는 응력의 크기에 따라 달라지므로 응력의 크기를 지정하지 않으면 탄성계수를 정할 수 없다. 보통은 압축강도의 30~50% 정도의 응력을 사용하여 할선탄성계수를 구하고 있다. 콘크리트의 탄성계수는 여러 가지 요인에 의하여 변화하지만, 특히 콘크리트의 강도와 단위중량의 영향을 가장 크게 받는다.

[3] 설계기준에서 주고 있는 콘크리트의 탄성계수

콘크리트구조기준(2012)에서는 콘크리트의 탄성계수를 다음과 같이 주고 있다.

(1) 콘크리트의 단위중량이 $m_c = 1450 \sim 2500 \text{kg/m}^3$ 인 모든 콘크리트의 탄성계수

$$E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt{f_{cu}} \quad (\text{MPa}) \quad (2 \cdot 1)$$

(2) 보통의 골재를 사용한 콘크리트의 탄성계수

보통 골재를 사용한 콘크리트의 단위중량은 대략 $m_c = 2300 \text{kg/m}^3$ 이므로, 이것을 식 (2·1)에 대입하면 다음과 같이 된다.

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} \text{ (MPa)} \quad (2 \cdot 2)$$

여기서 m_c : 콘크리트의 단위중량(kg/m³)

$$f_{cu} : \text{재령 28일에서 콘크리트의 평균압축강도(MPa)} \\ = f_{ck} + \Delta f \text{ (MPa)} \quad (2 \cdot 3)$$

여기서 Δf 는 f_{ck} 가 40 MPa이하이면 4 MPa, 60 MPa이상이면 6 MPa이며, 그 사이는 직선보간으로 구한다.

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)

재령 28일에서 콘크리트의 평균압축강도 f_{cu} 를 구할 때 사용하는 Δf 는 우리나라에서 사용하는 레미콘의 압축강도에 대한 통계연구결과를 반영하여 2012년에 제정된 도로교설계기준 한계상태설계법과 2012년에 개정된 콘크리트구조기준에 규정된 것이다. f_{ck} 가 40 MPa과 60 MPa 사이이면 Δf 를 4 MPa과 6 MPa 사이에서 직선보간 하므로, f_{ck} 가 50 MPa인 경우에는 Δf 가 5 MPa이 된다.

표 2-1은 보통 골재를 사용한 콘크리트의 탄성계수를 보인 것이다.

표 2-1 보통 콘크리트의 탄성계수 E_c 의 값

f_{ck} (MPa)	21	24	27	30	35	40	50	60
f_{cu} (= $f_{ck} + \Delta f$) (MPa)	25	28	31	34	39	44	55	66
E_c (MPa)	24,900	25,800	26,700	27,500	28,800	30,000	32,300	34,400

(3) 크리프 계산에 사용되는 탄성계수

크리프 변형 계산에 사용되는 초기접선탄성계수는 다음과 같다.

$$E_{ci} = 1.18E_c \quad (2 \cdot 4)$$

여기서 E_{ci} : 콘크리트의 초기접선탄성계수(MPa) [식 (2·23) 참조]

E_c : 콘크리트 활선탄성계수(MPa)

[3] 전단 탄성계수

콘크리트의 전단 탄성계수 G_c 는 다음 식으로 추정할 수 있다.

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$$

여기서 E_c 는 탄성계수이고, ν 는 푸아송비(Poisson's ratio)이다. $0.7f_{ck}$ 이하의 응

력에서는 $\nu=0.15\sim 0.20$ 의 범위에 있으며, 일반적으로 $\nu=0.18$ 로 보아도 좋다.

2.1.6 크리프

[1] 크리프 변형률

동일한 콘크리트로 만든 공시체라도 재하조건이 다르면 그 응력-변형률 곡선의 모양이 달라진다. 그림 2-5는 그러한 하나의 예를 보인 것이다. 이 그림은 동일한 콘크리트로 만든 여러 개의 공시체에 대하여 재하기간을 달리했을 때의 응력-변형률 곡선을 보인 것이다. 그림에서 f_{28} 은 재령 28일의 압축강도이고, f_c 는 재하할 때의 압축강도이며, 그림의 오른쪽에 재하기간이 나타나 있다.

콘크리트의 내부붕괴를 의미하는 것으로 생각되는 곡선의 하강경향은 재하속도가 느린 경우보다 빠른 쪽이 현저하며, 또 최대강도를 나타내는 곡선의 최고점(peak)도 재하속도가 빠른 쪽이 더 크게 나타남을 이 그림은 보여 주고 있다. 결국 그림 2-5는 재하기간이 콘크리트의 거동에 크게 영향을 미친다는 것을 말해 주고 있다. 이러한 현상의 주된 이유는 콘크리트의 크리프(creep) 때문이다.

일정한 응력이 장시간 계속하여 작용하고 있을 때, 변형이 계속 진행되는 현상을 크리프라고 하며, 대부분의 재료가 크든 작든 이러한 성질을 가지고 있다. 콘크리트는 무시할 수 없을 정도로 크리프가 크게 일어나기 때문에 설계에 고려해야 하지만 강재의 크리프는 미미하기 때문에 특수한 경우를 제외하고 설계에 고려하지 않는다.

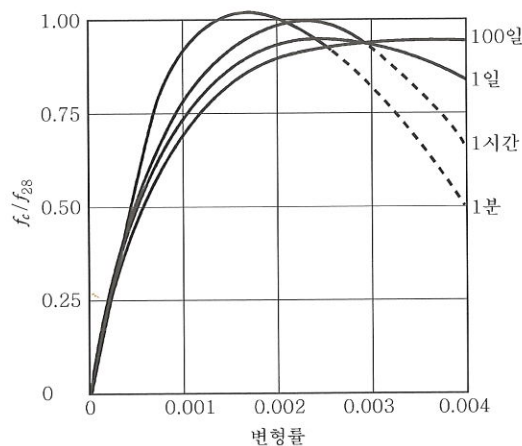


그림 2-5 재하기간을 달리했을 때의 응력-변형률 곡선[참고문헌 3]

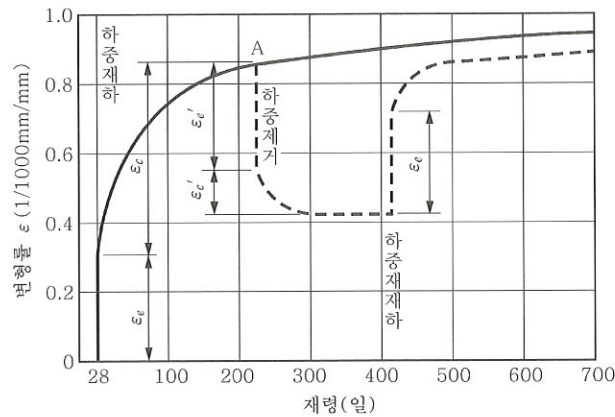


그림 2-6 콘크리트의 크리프 변형률[참고문헌 4]

그림 2-6은 콘크리트의 크리프의 진행과정을 보인 것이다. 이 그림은 재령 28일 만에 재하하여 4.1 MPa의 일정한 응력이 콘크리트에 일어나도록 재하한 경우이다. 그림에서 ϵ_e 는 하중이 실리자마자 일어난 변형률이며, 이것을 탄성 변형률 또는 즉시 변형률(순간 변형률, instantaneous strain)이라 한다. 하중을 제거하지 않고 그대로 두면 재하기간이 늘어남에 따라 변형률도 증가한다. 그림의 실선은 이 관계를 보인 것이다. 이와 같이 응력은 늘지 않는데 변형은 계속 진행되는 현상이 크리프이며, 크리프로 인하여 일어난 변형률을 크리프 변형률(creep strain)이라고 한다. 그림의 ϵ_c 는 A시점에서의 크리프 변형률이다. A시점은 재령 230일에 해당하고, 재하기간으로는 약 200일에 해당한다.

즉, 하중을 약 200일 동안 계속 실어두었을 때의 크리프 변형률(ϵ_c)은 재하 하자마자 일어난 탄성 변형률(ϵ_e)의 약 2배에 달하고 있다. 하중을 계속 실어두면 곡선은 실선과 같이 되며, A 시점에서 하중을 제거하면 곡선은 파선(dashed line)과 같이 되어 ϵ_e' 만큼의 탄성회복이 일어나고, ϵ_c' 만큼의 크리프 회복이 일어난다. 약 200일후 다시 재하하면 탄성변형과 크리프 변형이 그림의 파선과 같이 다시 진행된다.

콘크리트의 크리프 변형률은 원주형 공시체 강도 f_c 의 1/2 이하의 응력 하에서는 가해진 응력에 비례한다. 또, 같은 응력 하에서는 고강도 콘크리트가 저강도 콘크리트보다 작은 크리프 변형률을 나타낸다. 그림 2-6에서 알 수 있는 바와 같이 재하기간이 경과함에 따라 크리프 변형의 진행은 점차로 감소한다. 재하 후 처음 28일 동안에 총 크리프 변형률의 1/2 정도가 진행되며, 처음 3~4개월 동안에 최종값의 3/4 이상이

진행되고, 2~5년 후에 최종값으로 정지한다. 그리고 크리프 변형률은 탄성 변형률의 1.5~3배 정도에 달한다.

콘크리트의 크리프는 다음과 같은 요인에 의해 변화한다.

- ① 물-시멘트비가 큰 콘크리트는 물-시멘트비가 작은 콘크리트보다 크리프가 크게 일어난다.
- ② 하중이 실릴 때의 콘크리트의 재령이 클수록 크리프는 작게 일어난다. 즉 고강도 콘크리트는 저강도 콘크리트보다 크리프가 작다.
- ③ 콘크리트가 놓이는 주위의 온도가 높을수록, 또 습도가 낮을수록 크리프 변형은 커진다.

실제의 구조물에서 크리프는 건조수축과 함께 일어난다. 그러므로 크리프와 건조수축을 분리하여 생각할 수 없는 것이다. 그러나 설계계산에서는 편의상 이들을 분리하여 다루고 있다.

[2] 크리프 계수

크리프 변형률은 작용응력에 비례한다. 바꾸어 말하면 크리프 변형률은 탄성 변형률에 비례한다. 이러한 관계는 콘크리트에 작용하는 응력이 원주형 공시체 강도의 50% 이하인 경우에 성립된다. 이것을 식으로 나타내면 다음과 같이 된다.

크리프 변형률을 ε_c , 초기 탄성 변형률을 ε_e , 비례상수를 C_u 로 놓으면

$$\begin{aligned}\varepsilon_c &= C_u \varepsilon_e \\ \therefore C_u &= \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_e}\end{aligned}\quad (2 \cdot 5)$$

이 C_u 를 크리프 계수(creep coefficient)라고 한다. 콘크리트에 작용하는 응력을 f_c , 콘크리트의 탄성계수를 E_c 라고 하면 탄성 변형률 ε_e 는

$$\varepsilon_e = \frac{f_c}{E_c}$$

이것을 식 (2·5)에 대입하면

$$\varepsilon_c = C_u \varepsilon_e = C_u \frac{f_c}{E_c}\quad (2 \cdot 6)$$

보통의 콘크리트에 있어서는 $C_u = 1.5 \sim 3.0$ 의 범위이다. 일반적으로 대기 중에 있는 콘크리트의 크리프 계수를 옥외 구조물에 대하여는 $C_u = 2.0$, 옥내 구조물에 대하여는 $C_u = 3.0$ 으로 본다. 수중에 있는 콘크리트의 크리프는 매우 작기 때문에 크리

프 계수는 1.0 이하로 보는 것이 좋다.

이상에서 설명한 바와 같이 콘크리트의 크리프는 매우 크다. 또, 콘크리트 구조물에 있어서는 주로 고정하중(사하중)이 지속하중(sustained load, 장기하중)의 구실을 한다. 건조수축, 온도변화의 영향도 지속하중으로 작용한다. 이러한 지속하중에 의하여 콘크리트에 크리프가 일어나며, 이 크리프 현상으로 인하여 구조물의 변형이나 처짐이 시간의 경과와 더불어 증대하게 된다. 그래서 부재의 처짐이 매우 커지거나, 부정정 구조물에 있어서는 부정정 반력이 변화하거나 한다. 따라서 일시적으로 실리는 하중에 비하여 지속하중이 큰 구조물에 있어서는 크리프의 영향을 설계에 고려해야 한다. 철근콘크리트에 있어서 압축철근이 없으면 최종 처짐은 초기 처짐의 2.5~3.0배에 달한다. 이와 같이 크리프로 인한 과도한 처짐이 문제로 될 경우에는 압축 측에 철근을 배치하여 보강하면 유효하다.

일반적으로 철근콘크리트 구조물의 설계에서 크리프의 영향을 강도계산에 고려할 필요가 있는 경우는 거의 없지만, 처짐을 구할 경우 또는 기둥이나 보의 압축철근의 응력을 검토할 때에는 콘크리트의 크리프의 영향을 고려해야 한다.

[3] 설계기준에서 주고 있는 크리프 변형률 및 크리프 계수

콘크리트구조기준(2012)에서는 콘크리트의 크리프 변형률 및 크리프 계수를 다음과 같이 주고 있다.

(1) 크리프 변형률

t' 일(日)에서 작용응력 $f_c(t')$ 에 의한 콘크리트의 순간변형 및 크리프 변형을 함께 고려한 전체 변형률 $\epsilon_{co}(t, t')$ 는 콘크리트의 압축강도, 부재의 크기, 평균 상대습도, 재하시의 재령, 재하기간, 시멘트의 종류, 양생온도, 온도변화, 작용응력의 크기 등에 따라 다음 식 (2·7)로 구할 수 있다.

$$\epsilon_{co}(t, t') = f_c(t') \left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\phi(t, t')}{E_{ci}} \right] \quad (2 \cdot 7)$$

여기서 $\epsilon_{co}(t, t')$: 재령 t' 일에서 $f_c(t')$ 의 응력이 가해졌을 때, 시간 t 일

서의 탄성 변형률과 크리프를 포함한 전체 변형률

t : 콘크리트의 재령(일)

t' : 하중이 가해질 때의 재령(일)

$f_c(t')$: 재령 t' 일에서 콘크리트의 압축응력(MPa)

$\phi(t, t')$: 재령 t_s 일에서 외기에 노출된 콘크리트의 재령 t 일에서의

크리프 계수

t_s : 콘크리트가 외기에 노출되었을 때의 재령

E_{ci} : 재령 28일에서의 콘크리트의 초기 접선탄성계수(MPa)이며,
식 (2·23)으로 구한다.

$E_{ci}(t')$: 재령 t' 일에서의 콘크리트의 초기 접선탄성계수(MPa)이며,
식 (2·24)에 의해 구한다.

(2) 크리프 계수

식 (2·7)에서 크리프 계수 $\phi(t, t')$ 는 양생온도가 20℃ 이고, 하중이 작용하는 동안의 기온도 20℃인 경우를 기준으로 한 것으로서, 다음 식으로 구할 수 있다.

$$\phi(t, t') = \phi_0 \beta_c(t-t') \quad (2 \cdot 8)$$

여기서 ϕ_0 : 콘크리트의 개념적 크리프 계수(notional creep coefficient)

$$= \phi_{RH} \beta(f_{cu}) \beta(t') \quad (2 \cdot 9)$$

ϕ_{RH} : 외기의 상대습도와 부재두께가 크리프에 미치는 영향계수

$$= 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.10 \sqrt[3]{h}} \quad (2 \cdot 10)$$

$\beta(f_{cu})$: 콘크리트 강도가 크리프에 미치는 영향함수

$$= \frac{16.8}{\sqrt{f_{cu}}} \quad (2 \cdot 11)$$

$\beta(t')$: 지속하중이 가해지는 시간 t' 가 크리프에 미치는 영향함수

$$= \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}} \quad (2 \cdot 12)$$

$\beta_c(t-t')$: 재하기간에 따라 크리프에 미치는 영향함수

$$= \left[\frac{(t-t')}{\beta_H + (t-t')} \right]^{0.3} \quad (2 \cdot 13)$$

β_H : 외기의 상대습도와 부재의 두께에 따른 계수

$$= 1.5 [1 + (0.012RH)^{18}] h + 250 \leq 1,500 (\text{일}) \quad (2 \cdot 14)$$

RH : 외기의 상대습도(%)

h : 개념적 부재치수(notional size of member)(mm) = $\frac{2A_c}{u}$

A_c : 부재의 단면적(mm²)

u : 단면적 A_c 의 둘레 중에서 수분이 외기로 확산되는 둘레길이(mm)

f_{cu} : (4)의 ② 및 식 (2·3) 참조

(3) 크리프 계수의 보정

작용응력의 크기, 온도 및 시멘트 종류에 따라 식 (2·8)의 크리프 계수를 다음과 같이 보정해야 한다.

① 양생온도 및 시멘트 종류에 따른 보정계수

양생동안 온도의 변화가 있거나, 20°C가 아닌 대기에 노출되어 있는 경우, 또는 시멘트 종류에 따른 재하재령 t' 는 다음과 같이 보정해야 한다.

$$t' = t'_T \left[\frac{9}{2 + (t'_T)^{1.2}} + 1 \right]^\alpha \leq 0.5 \text{ (일)} \quad (2 \cdot 15)$$

$$t'_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp \left(- \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} + 13.65 \right) \quad (2 \cdot 16)$$

$$\alpha = \begin{cases} -1: & \text{2종 시멘트} \\ 0: & \text{1종, 5종 시멘트} \\ 1: & \text{3종 시멘트} \end{cases}$$

여기서 t'_T : 온도가 20°C가 아닌 $T^\circ\text{C}$ 에서 양생한 경우의 등가재령(일)

Δt_i : 일정한 온도가 지속된 기간(일)

$T(\Delta t_i)$: Δt_i 일 동안 지속된 온도($^\circ\text{C}$)

n : 일정한 온도를 유지한 단계의 수

② 작용응력의 크기에 따른 보정계수

작용응력 $f_c(t')$ 가

$$0.4f_{cu}(t') < |f_c(t')| < 0.6f_{cu}(t')$$

인 경우에는 식 (2·9)의 ϕ_0 를 다음과 같이 보정해야 한다.

$$\phi_{0,k} = \phi_0 \exp \left[1.5 \left(\frac{|f_c(t')|}{f_{cu}(t')} - 0.4 \right) \right] \quad (2 \cdot 17)$$

여기서 $\phi_{0,k}$: 작용응력의 크기에 따라 보정된 ϕ_0

$f_{cu}(t')$: 재령 t' 일에서 콘크리트의 압축강도(MPa)이며, 식 (2·21)

및 식 (2·22)에 의해 구할 수 있다.

③ 온도변화에 따른 보정계수

지속하중이 작용하는 동안 온도가 5°C에서 80°C까지 변화할 때의 크리프 계수는, 식 (2·10)의 ϕ_{RH} 를 식 (2·19)로 보정하고, 식 (2·14)의 β_H 를 식 (2·

20)으로 보정하여 식 (2·18)로 구해야 한다.

$$\phi(t, t') = \beta_c(t - t')\phi_0 + 0.0004(T - 20)^2 \quad (2 \cdot 18)$$

$$\phi_{RH, T} = \phi_T + (\phi_{RH} - 1.0)\phi_T^{1.2} \quad (2 \cdot 19)$$

여기서 $\phi_T = \exp[0.015(T - 20)]$

$$\beta_{H, T} = \exp\left[\frac{1,500}{273 + T} - 5.12\right]\beta_H \quad (2 \cdot 20)$$

$\phi_{RH, T}$: 온도변화에 따라 보정된 ϕ_{RH} [식 (2·19)]

$\beta_{H, T}$: 온도변화에 따라 보정된 β_H [식 (2·20)]

T : 외기 또는 양생온도

(4) 재령에 따른 콘크리트의 압축강도

$\phi 150\text{mm} \times 300\text{mm}$ 의 원주형 공시체 시험으로 얻어지는 평균압축강도를 재령에 따라 다음과 같이 구분할 수 있다.

① 재령 28일에서의 평균압축강도 f_{cu}

재령 28일에서의 평균압축강도 f_{cu} 는 식 (2·3)에 주어진바와 같으며, 이것을 여기에 옮겨 쓰면 다음과 같다.

$$f_{cu} = f_{ck} + \Delta f (\text{MPa}) \quad (2 \cdot 3)$$

여기서 Δf 는 f_{ck} 가 40 MPa이하이면 4 MPa, 60 MPa이상이면 6 MPa이며, 그 사이는 직선보간으로 구한다.

② 재령 t 일에서의 압축강도 $f_{cu}(t)$

재령에 따른 강도발현 즉, 재령 t 일에서의 압축강도 $f_{cu}(t)$ 는 다음 식으로 구해야 한다.

$$f_{cu}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cu} \quad (2 \cdot 21)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left(\beta_{sc}\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right) \quad (2 \cdot 22)$$

$$\beta_{sc} = \begin{cases} 0.35: & 1\text{종 시멘트 습윤 양생} \\ 0.15: & 1\text{종 시멘트 증기 양생} \\ 0.25: & 3\text{종 시멘트 습윤 양생} \\ 0.12: & 3\text{종 시멘트 증기 양생} \\ 0.40: & 2\text{종 시멘트} \end{cases}$$

여기서 $\beta_{cc}(t)$: 콘크리트 강도 발현에 대한 재령에 따른 보정계수

β_{sc} : 시멘트 종류에 따른 건조수축에 미치는 영향계수

(5) 초기접선탄성계수

식 (2·7)의 크리프 변형을 계산하기 위한 초기 접선탄성계수는 다음 식으로 구해야 한다.

$$E_{ci} = 10,000 \sqrt[3]{f_{cu}} \quad (2 \cdot 23)$$

초기접선탄성계수 $E_{ci}(t)$ 의 시간에 따른 변화는 다음 식으로 구한다.

$$E_{ci}(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} E_{ci} \quad (2 \cdot 24)$$

여기서 $\beta_{cc}(t)$ 는 식 (2·22)와 같다.

예제2-1) $f_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ (24 MPa)인 보통 콘크리트로 된 기둥이 $f_c = 8 \text{ N/mm}^2$ (8 MPa)의 응력을 장기하중으로 받을 때, 이 기둥은 크리프로 인하여 그 길이가 얼마나 줄어들겠는가? 기둥의 길이는 6m이고 옥외에 있다.

풀이 크리프로 인한 변형을 계산하는 것이므로 탄성계수는 식 (2·2)로 계산해야 한다.

$$f_{cu} = f_{ck} + \Delta f = 24 + 4 = 28 \text{ MPa}$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{28} = 25,800 \text{ MPa}$$

기둥이 옥외에 있으므로 크리프계수를 $C_u = 2.0$ 으로 본다.

그러면 이 콘크리트의 크리프 변형률은 식 (2·6)으로부터

$$\varepsilon_c = C_u \varepsilon_e = C_u \times \frac{f_c}{E_c} = 2.0 \times \frac{8}{25,800} = 0.00062 \text{ (mm/mm)}$$

기둥길이가 6,000 mm이므로 크리프에 의하여 줄어들 길이는

$$0.00062 \times 6,000 = 3.7 \text{ mm}$$

예제2-2) 앞의 예제 2-1을 설계기준에서 주고 있는 계산식들을 사용하여 계산해 보자. 기둥의 단면치수는 $400 \times 400 \text{ mm}$ 이고, 콘크리트의 재령 $t' = 65$ 일에서 응력 8 MPa의 장기하중을 받기 시작했을 때, 콘크리트 재령 $t = 365$ 일에서의 크리프 계수 및 전체 크리프 변형률을 계산해 보자. 양생온도, 작용응력의 크기 및 온도변화에 따른 보정은 해당되지 않는다고 본다.

풀이 (i) 크리프 계수의 계산

상대습도를 $RH = 60\%$ 로 보고, 개념적 부재치수는

$$h = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \times (400 \times 400)}{400 \times 4} = 200 \text{ mm}$$

이므로, 식 (2·10)으로부터

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.10^3 \sqrt{h}} = 1 + \frac{1 - 0.01 \times 60}{0.10 \times 3 \sqrt{200}} = 1.68$$

식 (2·11)로부터 ($f_{cu} = f_{ck} + \Delta f = 24 + 4 = 28\text{MPa}$ 이므로)

$$\beta(f_{cu}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cu}}} = \frac{16.8}{\sqrt{28}} = 3.17$$

식 (2·12)로부터

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + 65^{0.2}} = 0.416$$

식 (2·14)로부터

$$\begin{aligned} \beta_H &= 1.5 [1 + (0.012RH)^{18}] h + 250 \\ &= 1.5 [1 + (0.012 \times 60)^{18}] \times 400 + 250 = 851 < 1,500 \end{aligned}$$

식 (2·13)으로부터

$$\beta_c(t-t') = \left[\frac{t-t'}{\beta_H + (t-t')} \right]^{0.3} = \left[\frac{365-65}{851 + (365-65)} \right]^{0.3} = 0.688$$

식 (2·9)를 식 (2·8)에 대입하여 계산하면, 크리프 계수 $\phi(t, t')$ 는 다음과 같이 된다.

$$\begin{aligned} \phi(t, t') &= \phi_0 \beta_c(t-t') = \phi_{RH} \beta(f_{cu}) \beta(t') \times \beta_c(t-t') \\ &= 1.68 \times 3.17 \times 0.416 \times 0.688 = 1.52 \end{aligned}$$

예제 2-1에서 가정한 크리프 계수 2.0보다 작다.

(ii) 크리프 변형률의 계산

식 (2·23)으로부터 ($f_{cu} = 24 + 4 = 28\text{MPa}$ 이므로)

$$E_{ci} = 10,000^3 \sqrt{f_{cu}} = 10,000^3 \sqrt{28} = 30,400\text{MPa}$$

식 (2·22)로부터(1종 시멘트를 사용하고, 습윤양생 했다고 보고, $\beta_{sc} = 0.35$ 를 취한다)

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[\beta_{sc} \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] = \exp \left[0.35 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{365}} \right) \right] = 1.29$$

식 (2·24)로부터

$$E_{ci}(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} E_{ci} = \sqrt{1.29} \times 30,400 = 34,500\text{MPa}$$

따라서 전체 크리프 변형률 $\varepsilon_{co}(t, t')$ 는 식 (2·7)에 의하여 다음과 같이 된다.

$$\varepsilon_{co}(t, t') = f_c(t') \left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\phi(t, t')}{E_{ci}} \right]$$

$$= 8 \left(\frac{1}{34,500} + \frac{1.52}{30,400} \right) = 0.00063(\text{mm/mm})$$

이것은 예제 2-1에서 얻은 크리프 변형률과 유사하다.

2.1.7 건조수축

[1] 건조수축 변형률

콘크리트는 습기를 흡수하면 팽창하고 건조하면 수축한다. 이것은 시멘트풀이 팽창하고 수축하기 때문이다. 즉, 시멘트풀은 주위의 습도가 높을 때는 수분을 흡수하여 팽창하고, 주위의 습도가 낮을 때는 수분을 방출하여 수축한다. 그러므로 콘크리트 속에서 자유로이 이동할 수 있는 물이 적을수록, 또 경화한 시멘트풀 속의 공극(空隙)이 적을수록 팽창과 수축은 적게 일어난다. 경화한 시멘트풀 속의 공극이 같다면 시멘트풀의 양이 적을수록 팽창과 수축은 적게 일어난다.

콘크리트는 수화작용에 필요한 수량(水量)보다 많은 물을 사용한다. 따라서 수화하고 남은 물은 자유수(自由水)로서 콘크리트 속에 머물러 있다가 콘크리트가 대기 중에 방치될 때 증발한다. 그 결과 콘크리트는 건조수축(dry shrinkage)을 일으킨다. 따라서 단위수량(單位水量)이 많으면 건조수축은 크게 일어난다.

일반적으로 모르타르는 콘크리트의 2배 정도의 건조수축을 나타낸다. 이는 단위 시멘트량이 많으면 시멘트풀 경화제의 건조 수축량이 커짐을 의미한다.

이상에서 알 수 있는 바와 같이 콘크리트의 건조수축은 단위수량과 단위 시멘트량의 영향을 크게 받는다. 그 밖에 골재의 종류와 최대치수, 시멘트의 종류와 품질, 다지기 방법과 양생상태, 부재의 단면치수 등의 영향도 받는다. 따라서 콘크리트의 건조수축을 적게 하려면 단위수량을 되도록 적게 하는 것이 가장 중요하고, 부배합(富配合, rich mix)을 피해야 하며, 아울러 상당한 기간 세심한 주의를 기울여 양생하는 것이 필요하다.

건조수축은 콘크리트 구조물에 해롭다. 콘크리트 부재는 표면으로부터 내부로 향하여 건조해 들어가기 때문에 표면에는 인장응력이 일어나고 내부 콘크리트에는 압축응력이 일어난다. 건조가 계속되어 철근 둘레의 콘크리트까지 이르게 되면 철근이 콘크리트의 건조수축을 방해하기 때문에 철근 둘레의 콘크리트에는 인장응력이 발생하고 철근에는 압축응력이 발생한다. 그래서 콘크리트 표면에 수축균열이 발생하기도 하고, 또 부재의 변형이 구속된 구조물에서는 부재에 수축응력(shrinkage stress)을 일으키

기도 한다. 특히 라멘, 아치 등과 같은 부정정 구조물에서는 건조수축으로 인한 부재의 변형 때문에 큰 수축응력이 발생한다.

보통 콘크리트의 최종 수축량은 일반적으로 0.0002~0.0007의 범위에 있다. 부정정 구조물의 설계계산에 사용할 건조수축 변형률은 일반적으로 표 2-2의 값을 표준으로 한다. 이 표의 값은 실제의 건조수축보다 작은 값이다. 그 까닭은 실제의 철근 콘크리트 구조물에 있어서는 콘크리트의 크리프의 영향과 철근의 존재 때문에 건조수축의 영향이 감소하기 때문이다.

표 2-2 콘크리트의 건조수축 변형률

구조물의 종류		건조수축 변형률
골조 (frame, 라멘)		0.00015
아치 (arch)	철근비 0.5% 이상	0.00015
	철근비 0.1%~0.5%	0.00020

[2] 수축응력

콘크리트 속에 묻힌 철근이 콘크리트의 건조수축에 어떤 영향을 미치는가를 알아보자. 콘크리트만으로 된 그림 2-7 (a)의 무근 콘크리트 부재가 그 변형이 자유롭다면, 이 부재는 건조수축으로 인하여 그림 2-7 (b)와 같이 ϵ_{sh} 만큼의 수축변형률이 일어날 것이다. 그림 2-7 (a)의 콘크리트 부재의 중심에 철근을 묻어 넣어서 그림 2-7 (d)와 같이 철근 콘크리트 부재로 했을 경우에는 철근이 콘크리트의 건조수축을 구속하기 때문에 그림 2-7 (c)와 같이 부재의 전 길이는 덜 수축한다. 즉, 철근은 건조수축하는 성질이 없으므로 콘크리트의 건조수축을 방해한다. 따라서 철근에는 압축응력이 일어나고 콘크리트에는 인장응력이 일어난다. 즉, 그림 2-7 (c)에 보인 바와 같이 철근에는 ϵ_{sc} 만큼의 압축 변형률이 일어나고, 콘크리트에는 ϵ_{ct} 만큼의 인장 변형률이 일어난다. 그래서 다음 관계가 성립한다.

$$\epsilon_{sh} = \epsilon_{ct} + \epsilon_{sc} \quad (a)$$

이때 콘크리트에 일어나는 인장응력을 f_{ct} , 철근에 일어나는 압축응력을 f_{sc} 라고 하면 Hooke의 법칙에 의하여

$$\epsilon_{ct} = \frac{f_{ct}}{E_c}, \quad \epsilon_{sc} = \frac{f_{sc}}{E_s}$$

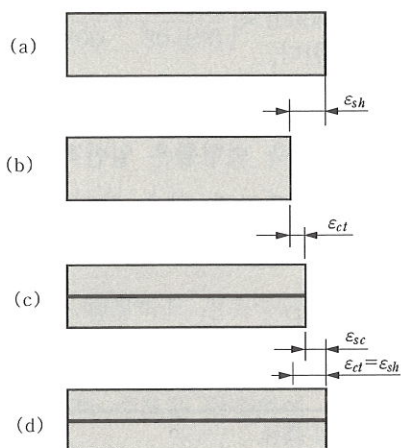


그림 2-7 콘크리트 부재의 건조수축

여기서 E_c 및 E_s 는 각각 콘크리트 및 철근의 탄성계수이다. 이 관계를 식 (a)에 대입하면

$$\varepsilon_{sh} = \frac{f_{ct}}{E_c} + \frac{f_{sc}}{E_s} \quad (b)$$

이 부재에서 콘크리트의 단면적을 A_c , 철근의 단면적을 A_s 라고 하면, 콘크리트 단면에 작용하는 인장력과 철근에 작용하는 압축력은 서로 비기고 있으므로

$$\begin{aligned} f_{ct} A_c &= f_{sc} A_s \\ \therefore f_{ct} &= \frac{A_s}{A_c} f_{sc} \end{aligned} \quad (2 \cdot 25)$$

이것이 콘크리트에 작용하는 수축응력(contraction stress, shrinkage stress)이다. 이 관계를 식 (b)에 대입하면

$$\varepsilon_{sh} = f_{sc} \left(\frac{A_s}{A_c E_c} + \frac{1}{E_s} \right)$$

$\frac{E_s}{E_c} = n$ 으로 놓으면

$$\varepsilon_{sh} = \frac{f_{sc}}{E_s} \left(\frac{n A_s}{A_c} + 1 \right)$$

따라서 철근에 일어나는 압축응력은 다음과 같이 된다.

$$f_{sc} = \frac{\varepsilon_{sh} E_s}{1 + \frac{nA_s}{A_c}} \quad (2 \cdot 26)$$

[3] 설계기준에서 주고 있는 건조수축 변형률

콘크리트구조기준(2012)에서는 콘크리트의 건조수축 변형률을 다음과 같이 주고 있다.

(1) 콘크리트의 건조수축 변형률

대기의 평균 상대습도, 부재의 크기 등을 고려하여, 다음 식 (2·27)로 구할 수 있다.

$$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \beta_s(t - t_s) \quad (2 \cdot 27)$$

여기서 $\varepsilon_{sh}(t, t_s)$: 재령 t_s 일에서 외기에 노출된 콘크리트의 재령 t 일에서의 전체 건조수축 변형률

ε_{sho} : 개념적 건조수축 계수(notional shrinkage coefficient)

$$= \varepsilon_s(f_{cu}) \beta_{RH} \quad (2 \cdot 28)$$

$$\varepsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10\beta_{sc}(0 - f_{cu}/10)] \times 10^{-6} \quad (2 \cdot 29)$$

β_{RH} : 외기습도에 따른 크리프와 건조수축에 미치는 영향계수

$$= \left\{ \begin{array}{l} -1.55[1 - (RH/100)^3] \quad (40\% \leq RH < 99\%) \\ 0.25 \quad (RH \geq 99\%) \end{array} \right\} \quad (2 \cdot 30)$$

$\beta_s(t - t_s)$: 건조기간에 따른 건조수축 변형률 함수

$$= \sqrt{\frac{(t - t_s)}{0.035h^2 + (t - t_s)}} \quad (2 \cdot 31)$$

β_{sc} : 시멘트 종류에 따른 건조수축에 미치는 영향계수

$$= \begin{cases} 4: 2\text{종 시멘트} \\ 5: 1\text{종, 5종 시멘트} \\ 8: 3\text{종 시멘트} \end{cases}$$

RH : 외기의 상대습도(%)

h : 개념적 부재치수(notional size of member)(mm) = $\frac{2A_c}{u}$

u : 단면적 A_c 의 둘레 중에서 수분이 외기로 확산되는 둘레길이 (mm)

t : 콘크리트의 재령(일)

t_s : 콘크리트가 외기에 노출되었을 때의 재령

f_{cu} : 식 (2·3) 참조

(2) β_{RH} 및 $\beta_s(t-t_s)$ 의 보정

외기의 온도가 20°C가 아닌 경우, β_{RH} 및 $\beta_s(t-t_s)$ 는 다음의 식 (2·32)와 식 (2·33)에 의하여 보정해야 한다.

$$\beta_{RH,T} = \left[1 + \left(\frac{8}{103 - RH} \right) \left(\frac{T - 20}{40} \right) \right] \beta_{RH} \quad (2 \cdot 32)$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2 \exp[-0.06(T-20)] + (t-t_s)}} \quad (2 \cdot 33)$$

여기서 T : 외기 또는 양생온도(°C)

예제2-3) 단면이 400×500 mm이고, 길이가 6 m인 철근콘크리트 부재가 있다. 철근은 단면 도심에 대하여 대칭으로 배치하였으며, 단면적은 $A_s = 2,000 \text{ mm}^2$ 이다. 콘크리트의 건조수축으로 인한 콘크리트의 수축응력을 계산하라. 콘크리트의 건조 수축률은 $\varepsilon_{sh} = 0.00020$ 이고, 콘크리트 및 철근의 탄성계수는 각각 $E_c = 2.6 \times 10^4 \text{ MPa}$, $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ 이다. 이 부재의 변형은 구속되어 있지 않다.

풀이 철근과 콘크리트의 탄성 계수비는

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^5}{2.6 \times 10^4} = 7.7$$

따라서 철근에 일어나는 압축응력은 식 (2·26)으로부터

$$f_{sc} = \frac{\varepsilon_{sh} E_s}{1 + \frac{n A_s}{A_c}} = \frac{0.00020 \times 2.0 \times 10^5 (\text{N/mm}^2)}{1 + \frac{7.7 \times 2,000 (\text{mm}^2)}{400 \times 500 (\text{mm}^2)}} = 37 \text{ N/mm}^2 (37 \text{ MPa})$$

콘크리트에 일어나는 수축응력은 식 (2·25)로부터

$$f_{ct} = \frac{A_s}{A_c} f_{sc} = \frac{2,000}{400 \times 500} \times 37 = 0.37 \text{ N/mm}^2 (0.37 \text{ MPa})$$

예제 2-3에서 알 수 있는 바와 같이 철근콘크리트 부재가 외적으로 구속되어 있지 않다면 콘크리트의 건조수축에 의하여 철근 및 콘크리트에 일어나는 응력은 매우 작으므로 문제가 되지 않는다.

그러나 그림 2-7(d)의 철근콘크리트 부재가 양단이 고정되어 부재의 신축이 구속된 경우에는 $\varepsilon_{sc} = 0$, $f_{sc} = 0$ 이다. 즉, 이 경우에는 건조수축으로 인한 콘크리트

의 인장변형률 ε_{ct} 가 콘크리트의 건조수축 변형률 ε_{sh} 와 같게 되어 콘크리트에 매우 큰 인장응력이 일어난다. 그 인장응력은 다음과 같다.

$$f_{ct} = \varepsilon_{ct} E_c = \varepsilon_{sh} E_c \quad (2 \cdot 34)$$

예제2-4) 예제 2-3의 부재가 외적으로 구속되었을 경우, 콘크리트에 일어나는 수축응력을 계산하라.

풀이 식 (2·34)로부터

$$f_{ct} = \varepsilon_{ct} E_c = \varepsilon_{sh} E_c = 0.00020 \times 2.6 \times 10^4 = 5.2 \text{MPa}$$

예제 2-4에서 알 수 있는 바와 같이 변형이 구속된 철근콘크리트 부재에서는 매우 큰 수축응력이 일어난다. 이 수축응력이 콘크리트의 인장강도를 초과하면 콘크리트에 균열이 발생한다. 이러한 균열을 수축균열이라고 한다.

예제2-5) 예제 2-3의 부재의 재령 $t = 90$ 일에서의 건조수축 변형률을 설계기준에 따라 계산해 보자. 이 부재의 콘크리트가 외기에 노출되었을 때의 재령은 $t_s = 14$ 일이고, 건조수축 변형률을 계산할 시점인 재령 $t = 90$ 일까지는 외기의 온도가 20°C 를 유지했다고 본다, 1종 시멘트를 사용하였으며, 콘크리트의 설계 기준강도는 $f_{ck} = 24 \text{MPa}$ 이다.

풀이 1종 시멘트를 사용하였으므로 $\beta_{sc} = 5$ 이고, 식 (2·3)으로부터

$f_{cu} = 24 + 4 = 28 \text{MPa}$ 이다. 따라서 식 (2·29)로부터

$$\begin{aligned} \varepsilon_s(f_{cu}) &= \left[160 + 10\beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cu}}{10} \right) \right] \times 10^{-6} \\ &= \left[160 + 10 \times 5 \times \left(9 - \frac{28}{10} \right) \right] \times 10^{-6} = 0.00047 \end{aligned}$$

상대습도를 $RH = 60\%$ 로 보면, 식 (2·30)의 첫 번째 식으로부터

$$\beta_{RH} = -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = -1.55 \left[1 - \left(\frac{60}{100} \right)^3 \right] = -1.22$$

식 (2·28)로부터

$$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \beta_{RH} = 0.00047 \times (-1.22) = -0.000573$$

부재치수가 $400 \times 500 \text{mm}$ 이므로, 개념적 부재치수는

$$h = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \times (400 \times 500)}{2 \times 400 + 2 \times 500} = 222 \text{mm}$$

따라서 식 (2·31)로부터

$$\begin{aligned}\beta_s(t-t_s) &= \sqrt{\frac{t-t_s}{0.035h^2+(t-t_s)}} \\ &= \sqrt{\frac{90-14}{0.035 \times 222^2+(90-14)}} = 0.205\end{aligned}$$

$t=90$ 일 동안 외기의 온도가 20°C 를 유지하였으므로, β_{RH} 및 $\beta_s(t-t_s)$ 를 보정할 필요는 없다.

따라서 재령 90일에서의 건조수축 변형률은 식 (2·27)에 의하여 다음과 같이 된다.

$$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \beta_s(t-t_s) = -0.000573 \times 0.205 = -0.000117$$

여기에 부호(-)가 붙은 것은 식 (2·30)의 첫 번째 식을 적용했기 때문이며, 이것은 대기에 노출된 콘크리트는 건조하여 수축된다는 의미를 나타내는 것이다.

2.1.8 온도 변화

콘크리트는 온도가 올라가면 팽창하고 온도가 내려가면 수축한다. 온도에 의한 수축이 건조수축과 동시에 일어나면 심한 균열을 유발하며, 특히 부정정 구조물에서 온도 변화로 인한 변형은 부재에 해로운 응력을 일으킨다. 즉 라멘, 아치 등의 부정정 구조물에서는 온도변화로 인한 신축 때문에 온도응력(thermal stress)이 크게 일어난다.

콘크리트 구조물의 온도변화는 구조물을 만드는 지방 또는 장소의 기온의 변화, 콘크리트 시공의 시기, 구조물의 단면치수, 구조물의 피복두께 등에 따라 다르다.

우리나라에서는 온도의 승강을 보통의 경우는 20°C , 부재의 최소치수가 700 mm 이상인 경우에는 15°C 를 표준으로 하고 있다. 이것은 구조물의 시공완료 시기가 연평균 기온과 일치한다고 보고 연평균 기온과 월평균 기온의 최고값과 최소값과의 차를 그렇게 본 것이다.

예를 들어 연평균 기온을 10°C 라고 하면, 완공했을 때 구조물의 온도를 10°C 로 보고, 겨울에는 그 구조물의 온도가 -10°C 까지 내려가며, 여름에는 $+30^\circ\text{C}$ 까지 올라간다고 보아, 20°C 의 온도 승강을 고려하여 구조물의 온도응력을 검토하는 것이다.

그러나 구조물의 시공완료 시기가 연평균 기온과 일치하지 않는 경우도 있다. 예를 들면 한여름 또는 한겨울에 시공이 완료되는 경우가 있는데 이러한 경우, 처음에는 위의 값보다 매우 큰 온도변화를 나타내지만 콘크리트의 크리프에 의하여 온도응력이 연평균 기온일 때를 기준으로 하여 상하(上下)로 변화한다고 볼 수 있게 되어, 일반적으

로 시공시의 온도에 대하여는 고려하지 않아도 된다.

온도변화의 영향을 설계에 고려할 경우에는 콘크리트 및 철근의 열팽창 계수를 1°C 에 대하여 10×10^{-6} 으로 본다.

예제2-5) 예제 2-3의 부재가 변형이 구속되었다고 생각하고 온도응력을 계산하라.

풀이 콘크리트의 온도응력 f_{ct} 는 Hooke 법칙에 의하여 다음과 같이 된다.

$$f_{ct} = \varepsilon_c E_c = (\alpha t) E_c$$

여기서 α : 콘크리트 및 철근의 열팽창 계수

t : 온도의 변화

E_c : 콘크리트의 탄성계수

부재 단면이 $400 \times 500 \text{ mm}$ 이므로 온도의 승강은 $t = 20^\circ\text{C}$ 로 보아야 하고 $\alpha = 10 \times 10^{-6}$, $E_c = 2.6 \times 10^4 \text{ MPa}$ 이므로,

$$\begin{aligned} f_{ct} &= (\alpha t) E_c = (10 \times 10^{-6} \times 20) \times 2.6 \times 10^4 \\ &= 5.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

즉, 온도가 내려갈 경우에는 5.2 MPa의 인장응력이 콘크리트에 일어나고, 온도가 올라갈 경우에는 5.2 MPa의 압축응력이 일어난다. 콘크리트의 인장강도가 5.2 MPa보다 작으면 온도가 내려갈 경우에는 콘크리트에 균열이 발생할 것이다.

일반적으로 정정구조물에서는 건조수축이나 온도변화에 의한 응력을 무시해도 좋으나, 부정정 구조물에서는 그들의 영향을 설계에 고려해야 한다.

2.1.9 압축강도 이외의 강도

콘크리트의 인장강도, 휨인장강도, 전단강도 등은 압축강도에 비하여 매우 작다. 그러나 압축강도가 큰 콘크리트일수록 이들 강도도 커진다. 이들 강도와 압축강도의 비는 대략 표 2-3과 같으며 고강도의 콘크리트일수록 그 강도비(強度比)는 작아진다.

콘크리트의 인장강도는 KS F 2423에 규정된 쪼갠인장강도시험(할렬시험, split cylinder test)으로 얻어지고, 휨강도는 KS F 2408에 규정된 3등분점 재하시험으로 구해지며, 전단강도의 시험방법은 아직 표준화된 것이 없다.

표 2-3 압축강도와 기타 강도의 비

강도비 콘크리트	인장강도 압축강도	휨인장강도 압축강도	직접 전단강도 압축강도
보통 콘크리트	$\frac{1}{9} \sim \frac{1}{13}$	$\frac{1}{5} \sim \frac{1}{7}$	$\frac{1}{4} \sim \frac{1}{7}$
경량골재 콘크리트	$\frac{1}{9} \sim \frac{1}{15}$	$\frac{1}{6} \sim \frac{1}{10}$	$\frac{1}{6} \sim \frac{1}{10}$

콘크리트의 인장강도는 $\phi 150 \times 300$ mm의 원주형 공시체를 옆으로 누어서 가압하는 쪼갬인장강도시험으로 구한다. 이 시험으로 얻은 콘크리트의 인장강도를 쪼갬인장강도(splitting tensile strength)라고 하며, 보통 콘크리트의 쪼갬인장강도는 $0.5\sqrt{f_c} \sim 0.66\sqrt{f_c}$ 정도이다. 콘크리트의 휨인장강도는 $150 \times 150 \times 530$ mm의 무근 콘크리트 보 공시체를 사용하여 휨시험을 하고, M_y/I 의 식으로 구한다. 이렇게 하여 얻은 휨인장강도를 파괴계수(modulus of rupture)라고도 한다. 보통 콘크리트의 휨인장강도는 $0.66\sqrt{f_c} \sim 1.0\sqrt{f_c}$ 의 범위이다. 여기서 f_c 는 원주형 공시체의 압축강도(MPa)이다.

콘크리트의 전단강도는 압축강도의 35~80% 범위의 값을 나타낸다. 전단응력은 다른 응력과 분리하여 시험하기가 어려워서 이렇게 넓은 범위로 변화한다.

콘크리트는 압축강도를 주로 이용하는 것이지만 인장강도도 매우 중요하다. 철근콘크리트 휨부재의 인장 측에서의 균열의 발생과 발전은 전적으로 콘크리트의 인장강도에 좌우됨은 물론이고, 또 철근콘크리트 보의 전단저항이나 비틀림 저항도 1차적으로 콘크리트의 인장강도에 의존하기 때문이다.

교각이나 교대의 받침부의 콘크리트나 부재의 정착부의 콘크리트는 지압응력(支壓應力, bearing stress)을 받는다. 따라서 콘크리트의 지압강도(bearing strength)를 고려하여 설계하고 검증하여야 한다. 콘크리트의 지압강도는 보통의 압축시험으로 얻어지는 강도보다 큰 값을 나타낸다.

콘크리트도 다른 재료와 마찬가지로 피로강도는 정적하중(靜的荷重)에 대한 강도보다 매우 작다. 콘크리트는 금속과 달라서 피로한도를 가지지 않기 때문에 미리 반복 횟수를 정하고 이 횟수에 견딜 수 있는 최대응력을 피로한도로 하고 있다. 콘크리트에서는 보통 100만 회로 하고 있다. 콘크리트의 압축에 대한 피로강도는 정적강도의 50~55%의 범위이고, 휨강도에 대한 피로강도는 정적강도의 30~60%(평균 55%) 정도이다.

2.1.10 조합응력을 받는 콘크리트의 강도

앞에서 논의한 콘크리트의 압축강도는 1축 응력(uniaxial stress)을 받는 경우에 대한 것이다. 즉, 원주형 공시체의 축방향으로만 압축을 가한 경우이다. 그러나 실제의 구조물에서 콘크리트는 여러 방향으로부터 여러 종류의 응력을 동시에 받는 것이 보통이다. 예를 들면 철근콘크리트 보는 압축응력과 전단응력을 동시에 받으며 슬래브나 확대기초는 서로 직교하는 두 방향의 압축과 전단을 동시에 받는다. 그러나 재료역학의 지식을 빌리면 이러한 조합(組合)된 응력들이 아무리 복잡하게 작용하더라도 이 응력들을 정육면체 요소(要素)에 작용하는 서로 직교하는 3방향의 주응력(主應力, principal stress)으로 바꾸어 놓을 수 있다. 이들 3개의 주응력은 전부가 인장일 때도 있고, 또 전부가 압축인 경우도 있으며, 또는 일부가 인장이고 나머지는 압축인 경우도 있다. 이들 3개의 주응력 가운데서 하나가 0이면 2축 응력(biaxial stress)을 받는 경우이고, 2개가 0이면 1축 응력을 받는 경우로 된다.

대개의 경우 우리는 재료의 1축 응력만을 간단한 시험에 의해서 알 수 있을 뿐이다. 원주형 공시체의 압축강도 f_c 나 인장강도(조깅인장강도) f_t 는 1축 시험에서 얻어지는 콘크리트의 강도이다. 최근의 많은 연구에도 불구하고 조합응력을 받는 콘크리트의 강도에 대한 이론은 아직도 확립되지 못하고 있다. 그러나 2축 응력상태에 있는 콘크리트의 강도는 시험에 의해 잘 확립되어졌다. 그 결과를 상관도(interaction diagram)의 형식으로 보인 것이 그림 2-8이다.

이 그림은 방향 1로 작용하는 응력(f_1)을 방향 2로 작용하는 응력(f_2)의 함수로 나타낸 것이다. 모든 응력들은 1축 압축응력 f_c 를 사용하여 무차원화 하였다. 2축 압축에서 콘크리트 강도는 1축 압축강도를 넘어 20% 정도 더 크게 나타남을 그림은 보여 주고 있다. 2축 인장상태에서는 방향 1의 응력과 방향 2의 응력은 서로 관련성이 없다. 그러나 방향 2의 인장이 방향 1의 압축과 결합될 때는 압축강도는 거의 직선적으로 감소한다. 즉, 1축 인장강도의 반 정도의 가로방향 인장은 세로방향 압축강도를 1축 압축강도의 반 정도로 감소시킨다. 이러한 사실은 깊은보(높이가 큰 보, deep beam)나 전단 벽(shear wall)에서의 균열발생을 예측하는 데 중요하다.

콘크리트의 3축 응력(triaxial stress)에 관한 실험적 연구는 적다. 그 이유는 재하장치를 이용하여 자유롭게 3방향에서 동시에 재하하기가 어렵기 때문이다. 현재까지의 연구로부터 얻을 수 있는 콘크리트의 3축 응력에 대한 결론은 다음과 같다.

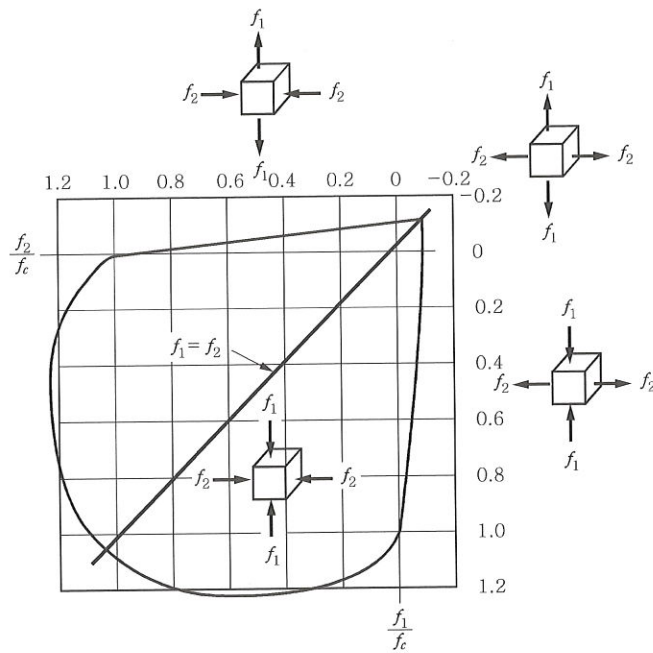


그림 2-8 2축 응력상태에 있는 콘크리트의 강도[참고문헌 5]

- (1) 3방향의 응력의 크기가 서로 같은 3축 압축응력 상태에 있어서는 콘크리트의 강도는 1축 압축응력보다 큰 값을 나타낸다.
- (2) 2축의 압축응력은 서로 크기가 같고, 제3 방향의 압축응력이 작을 때는 콘크리트 강도는 20% 이상 증가한다.
- (3) 압축이 적어도 하나의 인장과 결합된 응력상태에서는 중간 주응력은 거의 영향을 미치지 않으며, 따라서 콘크리트의 압축응력은 그림 2-8에 따라 안전하게 예측할 수 있다.

실제로 조합응력을 받는 콘크리트의 강도를 아직은 합리적으로 계산할 수 없다. 즉, 콘크리트 구조물에 있어서 모든 작용응력과 방향을 계산한다는 것은 거의 불가능하다. 따라서 철근콘크리트 구조물의 설계는 해석이론보다는 광범위한 실험결과에 더 근거하게 되고, 이것은 조합응력이 작용하는 곳에서 더욱 그러하다.

2.1.11 고강도 콘크리트

일반적으로 40 MPa 이상의 압축강도를 가지는 콘크리트를 고강도 콘크리트(high-strength concrete)라고 한다. 40~80 MPa의 범위의 고강도 콘크리트가 사용되고 있

으며, 미국에서는 120 MPa의 고강도 콘크리트가 구조물에 사용된 예도 있다.

고강도 콘크리트는 품질이 엄선된 시멘트와 골재에 고성능 감수제, 실리카 폼, 플라이 애쉬 등의 혼화재료를 사용하여 제조된다. 고강도 콘크리트의 기본요건은 매우 작은 물-시멘트비이며, 그 값은 25% 이하이다. 그래서 고성능 감수제(유동화제)가 사용되고 플라이 애쉬가 첨가되며, 가장 중요한 것은 실리카 폼의 첨가이다. 이렇게 함으로써 매우 작은 물-시멘트비로 워커빌리티가 좋은 콘크리트가 얻어지고, 경화한 후에는 매우 높은 강도를 나타낸다. 고강도 콘크리트는 압축강도뿐만 아니라 그 밖의 다른 성질들도 많이 개선되기 때문에 고성능 콘크리트(high-performance concrete)라고 부르기도 한다.

고강도 콘크리트는 높은 압축강도를 가지므로 부재의 단면을 축소시킬 수가 있어서, 구조물의 자중을 경감시킬 수 있기 때문에 긴 지간의 구조물이나 고층 건축물에 사용된다. 고강도 콘크리트는 탄성계수의 값은 커지고 건조수축과 크리프는 적어지므로, 고강도 콘크리트를 사용함으로써 초기처짐이나 장기처짐을 감소시킬 수 있고, 또 PSC교(프리스트레스트 콘크리트교)에 있어서는 프리스트레스(prestress)의 손실이 적어진다.

또한 고강도 콘크리트는 마모에 대한 저항성의 향상, 철근부식에 대한 방호, 내약품성(耐藥品性)의 향상 등 내구성 개선에도 유리하다. 그래서 교량 바닥판의 덧씌우기, 댐의 여수로, 화학공장의 바닥 슬래브, 해양구조물 등에 사용된다.

2.1.12 설계기준압축강도와 배합강도

콘크리트 부재를 설계할 때 기준으로 하는 압축강도를 설계기준압축강도(specified compressive strength)라고 하며, 콘크리트의 배합을 정할 때 목표로 하는 압축강도를 배합강도(required average strength, target mean strength)라고 한다. 그리고 이들 강도는 일반적인 경우 재령 28일의 압축강도를 기준으로 한다.

[1] 설계기준압축강도와 배합강도와의 관계

철근이나 구조용 강재는 시설이 갖추어진 제철공장에서 KS 규격에 맞도록 조직적인 품질관리 하에 생산된다. 그러므로 강재는 소요의 품질을 가지며 품질의 변동이 비교적 크지 않다. 그러나 콘크리트는 동일한 재료를 사용하여 동일한 배합과 방법으로 제조하더라도 여러 가지 요인에 의하여 그 품질이 어느 정도 변동한다. 그러므로 콘크리트는 공사기간 중 그 품질이 어느 정도 변동하는 것을 피할 수 없다.

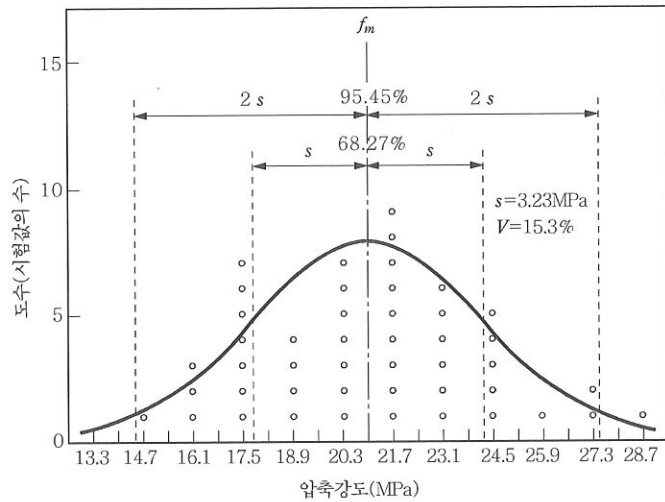


그림 2-9 압축강도의 도수분포의 예

그림 2-9는 동일한 재료를 사용하여 동일한 방법으로 제조한 콘크리트를 동일한 재령에서 압축강도시험을 한 결과를 보인 것이다. 시험값의 수는 46개로서 가로축에 압축강도를, 세로축에 시험값의 수, 즉 도수(度數)를 나타낸 것이다. 물론, 하나의 시험값은 같은 배치(batch)에서 취한 3개의 공시체의 압축강도의 평균값이다. 이 그림에서 알 수 있는 바와 같이 콘크리트의 압축강도와 도수는 일반적으로 정규분포(normal distribution)를 나타낸다.

이 콘크리트의 압축강도의 평균값은 $f_m = 21$ MPa이고, 표준편차는 $s = 3.23$ MPa이며, 변동계수는 $V = 15.3\%$ 이다.

또한, 이 정규분포 곡선은 평균강도 f_m 을 중심으로 $\pm s$ 되는 위치의 점이 변곡점이고, 그 사이에 포함되는 분포곡선의 면적은 분포곡선 전체 면적의 68.27%이며, $\pm 2s$ 사이에서의 분포곡선의 면적은 95.45%이다.

그리고 46개의 시험값 가운데 22개의 시험값은 평균값보다 낮은 강도임을 알 수 있다. 다시 말해서 시험값의 총수의 절반 정도의 시험값은 평균값보다 낮은 강도를 나타내고 있다.

만약, 설계기준압축강도가 21 MPa인 경우, 처음부터 21 MPa의 압축강도를 목표로 콘크리트를 제조한다면, 그림 2-9로부터 알 수 있는 바와 같이 그 시험값의 수의 절반 정도는 21 MPa보다 낮은 강도를 나타낼 것이다. 이것은 구조물의 안전을 위하여 바람직하지 못하다. 그렇다고 모든 시험값이 21 MPa 이상 되도록 콘크리트를 만든다

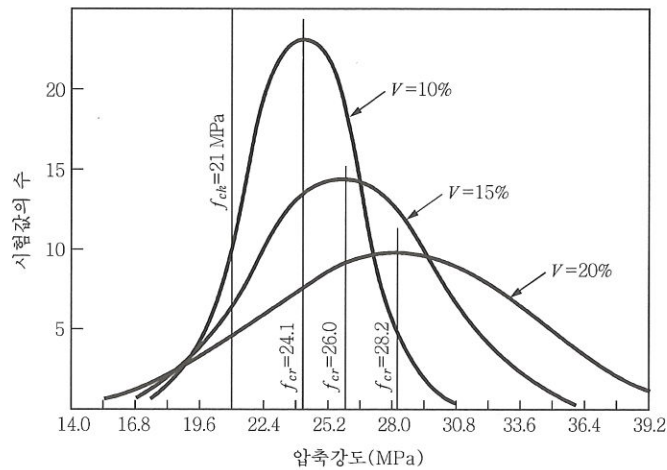


그림 2-10 설계기준압축강도와 배합강도의 관계[참고문헌 6]

는 것은 비경제적일 뿐 아니라 실제로 거의 불가능하다. 따라서 압축강도가 21 MPa 이하인 콘크리트가 다소는 만들어지더라도 구조물의 안전을 위협하는 일이 없도록 하기 위해서는 설계기준압축강도 21 MPa를 얼마간 웃도는 강도의 콘크리트를 만들 필요가 있다. 다시 말해서 설계기준압축강도를 확보하기 위하여, 미리 압축강도의 변동을 고려해서 설계기준압축강도를 적절한 수준으로 웃도는 강도를 얻도록 배합을 정하여 콘크리트를 제조해야 하는 것이다. 이것이 배합강도이며 배합강도를 설계기준압축강도보다 충분히 크게 정해야 하는 이유이다. 그것은 구조물의 어느 부분에 사용된 콘크리트의 압축강도도 구조물의 설계에서 기준으로 한 압축강도에 비하여 과소로 되지 않도록 보증하기 위해서이다.

설계기준압축강도 f_{ck} 와 배합강도 f_{cr} 의 관계를 알기 쉽게 보인 것이 그림 2-10이다. 이 그림은 설계기준압축강도를 21 MPa로 할 때 압축강도의 변동계수가 10%로 예상되면 배합강도를 24.1 MPa로 해야 한다는 것을 보여 주는 것이다. 변동계수가 15%로 예상된다면 배합강도는 26 MPa로 해야 하고, 변동계수가 20%로 예상될 경우에는 배합강도를 28.2 MPa로 해야 한다. 이것은 콘크리트 강도의 시험값이 설계기준압축강도 이하로 되는 일이 1/10의 확률로 일어나도록 했을 때의 배합강도이다. 이들 배합강도 24.1 MPa, 26 MPa 및 28.2 MPa는 각각 변동계수가 다른 세 종류의 콘크리트의 분포곡선에서 압축강도의 평균값을 나타내고 있다는 것에 주의해야 한다. 즉, 배합강도 f_{cr} 는 이와 동일한 배합으로 된 현장 콘크리트의 압축강도가 나타내는 모집단 분포(母

集團分布)의 평균값과 같다고 생각해도 좋다.

그림 2-10은 변동계수가 크면 배합강도를 크게 해야 함을 보여 주고 있다. 또, 품질관리가 잘된 콘크리트는 압축강도의 시험값이 평균값에 가깝게 집중하여 분포곡선이 높고 좁으며, 품질관리가 잘 안 된 콘크리트는 압축강도의 변동이 커서 분포곡선이 낮고 넓게 됨을 이 그림은 보여 주고 있다.

이상에서 설명한 바와 같이 배합강도는 설계기준압축강도에 비하여 충분히 커야 한다. 그러면 실제로 어느 정도 큰 값이라야 하는가 하는 것이 문제로 된다.

[2] 배합강도에 관한 ACI 214의 제안

ACI 214-77에서는 다음과 같이 제안하고 있다.

예상되는 변동계수를 알면 식 (2·35) 또는 그림 2-11로 배합강도를 구하고, 표준편차를 알고 있는 경우에는 식 (2·36)으로 배합강도를 계산한다.

$$f_{cr} = \frac{f_{ck}}{1 - kV} \tag{2·35}$$

$$f_{cr} = f_{ck} + ks \tag{2·36}$$

여기서 f_{cr} : 배합강도

f_{ck} : 설계기준압축강도

k : f_{ck} 이하로 되는 확률에 의해 정해지는 계수(표 2-4)

V : 예상되는 변동계수

s : 예상되는 표준편차

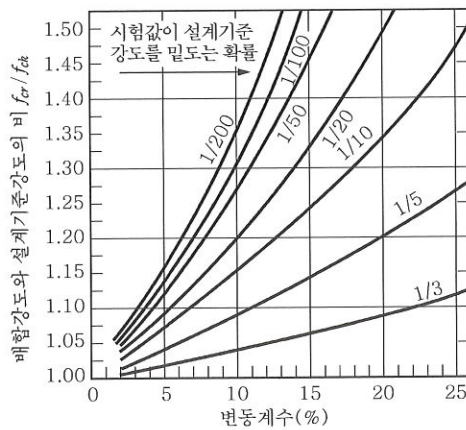


그림 2-11 시험값이 f_{ck} 이하로 되는 확률에 대한 변동계수와 f_{cr}/f_{ck} 와의 관계

위의 식 (2·36)은 압축강도시험값이 평균강도 $f_m (= f_{cr})$, 표준편차 s 를 가지고 그림 2-12(a)와 같이 정규분포를 한다고 보았을 때 얻어지는 식이고, 식 (2·35)는 식 (2·36)에 변동계수 V 를 적용함으로써 얻어진 식이다.

시험횟수 n 이 주어졌을 경우에는, 식 (2·35)를 수정한 다음 식들을 사용하여 배합 강도를 구해도 좋다고, ACI 214에 언급되어 있다.

$$f_{cr} = \frac{f_{ck}}{1 - \frac{kV}{\sqrt{n}}} \quad (2 \cdot 37)$$

$$f_{cr} = f_{ck} + \frac{ks}{\sqrt{n}} \quad (2 \cdot 38)$$

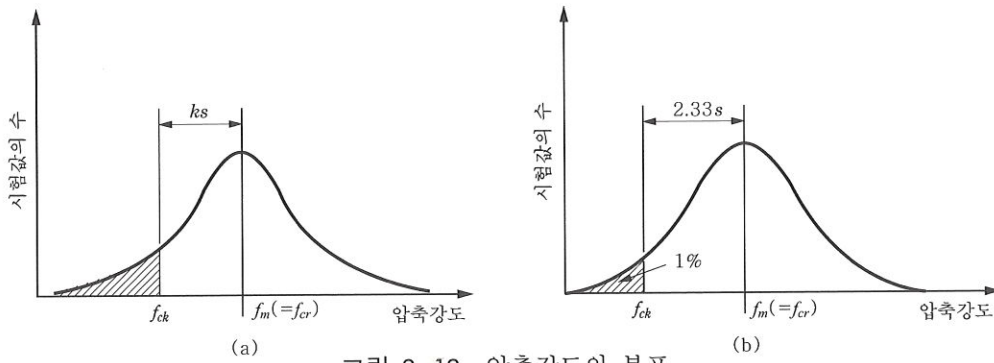


그림 2-12 압축강도의 분포

표 2-4 k의 값

시험값이 $f_m \pm ks$ 의 제한 내에 드는 백분율(%)	f_{ck} 이하로 되는 확률	k
40	3/10	0.52
50	2.5/10	0.67
60	2/10	0.84
68.27	1/6.3	1.00
70	1.5/10	1.04
80	1/10	1.28
90	1/20	1.65
95	1/40	1.96
95.45	1/44	2.00
98	1/100	2.33
99	1/200	2.58
99.73	1/741	3.00

표준편차 s 는 다음 두 식 가운데 하나로 계산한다.

$$s = \sqrt{\frac{(x_1 - \bar{x})^2 + (x_2 - \bar{x})^2 + \dots + (x_n - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (2 \cdot 39)$$

또는

$$s = \sqrt{\frac{\sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}{n-1}} \quad (2 \cdot 40)$$

변동계수는 다음 식으로 계산한다.

$$V(\%) = \frac{s}{x} \times 100 \quad (2 \cdot 41)$$

여기서 $x_i (i=1, 2, \dots, n)$: 개개의 시험값

$$\bar{x} : \text{시험값의 평균} \left(= \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} \right)$$

n : 시험횟수

[3] 설계기준에서 주고 있는 배합강도

콘크리트구조기준(2012)에서는 배합강도를 다음과 같이 주고 있다.

(1) 30회 이상의 시험기록이 있는 경우

① $f_{ck} \leq 35$ MPa인 경우

즉 설계기준강도 f_{ck} 가 35 MPa이하인 경우에는 다음 두 식으로 계산되는 값 가운데 큰 값을 배합강도로 한다.

$$f_{cr} = f_{ck} + 1.34s \quad (2 \cdot 42)$$

$$f_{cr} = (f_{ck} - 3.5) + 2.33s \quad (2 \cdot 43)$$

② $f_{ck} > 35$ MPa인 경우

즉 설계기준강도 f_{ck} 가 35 MPa보다 큰 경우에는 다음 두 식으로 계산되는 값 가운데 큰 값을 배합강도로 한다.

$$f_{cr} = f_{ck} + 1.34s \quad (2 \cdot 42)$$

$$f_{cr} = 0.9f_{ck} + 2.33s \quad (2 \cdot 44)$$

여기서 f_{cr} : 콘크리트의 배합강도(MPa)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)

s : 표준편차(MPa)

식 (2·42)는 연속 3회의 시험의 평균값이 설계기준압축강도 f_{ck} 이하로 되는 확률을 1/100(1%)로 되게 하려는 조건이고, 식 (2·43)은 개개의 시험값이 설계기준압축

강도 f_{ck} 를 3.5 MPa 이상 밀도는 확률을 1/100(1%)로 되게 하려는 조건이다(이러한 경우의 강도분포를 보인 것이 그림 2-12 (b)이다).

식 (2·44)는 개개의 시험값이 $0.9f_{ck}$ 이하로 되는 확률을 1/100(1%)로 되게 하려는 조건이다.

확률 1/100에 해당되는 k 값은 표 2-4로부터 $k=2.33$ 이다. 따라서 연속 3회의 시험의 평균값이 f_{ck} 이하로 되는 확률을 1/100로 제한하려는 조건인 식 (2·42)는 식 (2·38)에 $n=3$ 을 대입함으로써 얻어진다. 즉

$$f_{cr} = f_{ck} + \frac{2.33s}{\sqrt{3}} = f_{ck} + 1.34s$$

한편 설계기준에서 주고 있는 식 (2·42), 식 (2·43) 및 식 (2·44)에 사용할 표준편차 s 는 30회 이상의 시험에서 얻어진 값이라야 하고, 또 설계기준압축강도 f_{ck} 와의 차이가 7 MPa 이내의 강도를 갖는 콘크리트에 의해 구해진 값이라야 한다.

(2) 시험횟수가 30회 미만이거나 시험기록이 없는 경우

시험횟수가 30회 미만이거나, 시험기록이 없는 경우에는 다음에 따라 배합강도를 정해도 좋다고 설계기준은 기술하고 있다.

① 15회 이상 29회 이하의 시험기록이 있는 경우

15회 이상 29회 이하의 시험기록이 있는 경우에는, 그 시험기록(45일 이상 실시된 연속시험의 기록)으로부터 구한 표준편차에 표 2-5 (a)의 보정계수를 곱한 값을 표준편차로 하여 배합강도를 계산해도 좋다.

표 2-5 (a) 시험횟수가 29회 이하일 때 표준편차의 보정계수

시 험 횟 수	보 정 계 수
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 이상	1.00

[주] 표에 명시되어 있지 않은 시험횟수에 대해서는 직선보간법에 의한다.

② 시험횟수가 14회 이하이거나 또는 시험기록이 없는 경우

설계기준에서 요구하는 요건에 맞는 표준편차계산을 위한 현장강도기록이 없거나, 또는 시험횟수가 14회 이하인 경우에는 표 2-5 (b)에 의하여 배합강도를 결정해도 좋다.

표 2-5 (b) 기록이 없거나 시험횟수가 14회 이하인 경우의 배합강도

설계기준압축강도 f_{ck} (MPa)	배합강도 f_{cr} (MPa)
21 미만	$f_{ck} + 7$
21~35	$f_{ck} + 8.5$
35 초과	$1.1f_{ck} + 5$

2.1.13 28일 강도를 기준으로 하는 이유

공시체는 원주형을 사용하는 나라도 있고 정육면체를 사용하는 나라도 있지만 강도만은 어느 나라든지 재령 28일의 압축강도를 기준으로 하고 있다. 다시 말해서 설계기준강도나 배합강도는 모두 일반적인 경우 28일 강도를 기준으로 한다.

콘크리트는 재령의 경과와 더불어 강도가 증진된다. 초기에는 비교적 빠른 속도로 강도가 증진되며, 차차로 느린 속도로 계속하여 강도는 증진된다. 이러한 관계를 그림 2-2에서 보았으며, 그림 2-13에도 나타나 있다. 그림 2-2는 $20^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$ 로 습윤양생한 원주형 공시체의 재령과 압축강도의 관계를 보인 전형적인 그림이고, 그림 2-13은 재령과 압축강도 f_c 와의 관계를 재령 28일 강도 f_{28} 을 기준으로 나타낸 것이다.

이들 그림에서 알 수 있는 바와 같이 초기재령에서는 매우 빠른 속도로 강도를 발현하며 점차로 강도의 증진이 둔화한다. 그러므로 콘크리트 구조물에 있어서는 어느 시점에서의 콘크리트 강도를 기준으로 하여 설계해야 할 것인가 하는 것이 문제로 된다.

일반적으로 보통의 콘크리트 구조물에서는 재령 28일의 압축강도를 설계를 위한 기준강도로 하고 있다. 즉, 28일간 $20^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$ 로 습윤양생한 원주형 공시체의 압축강도를 그 콘크리트의 설계를 위한 기준강도로 하고 있는 것이다. 그 이유는 다음과 같다.

실제의 구조물에서는 공시체의 양생조건과 같은 양생방법을 기대할 수 없는 것이 보통이고, 따라서 표준양생한 공시체 강도를 현저하게 웃도는 강도를 실제 구조물의 콘크리트에서는 기대할 수 없기 때문이다. 다시 말해서, 실제의 구조물에 있어서는 표준양생한 공시체의 재령 28일의 압축강도에 비하여 그 콘크리트의 강도를 크게 증가시킬 수 있을 정도의 양생을 기대할 수 없는 경우가 많기 때문이다. 따라서 구조물이 실제로 사용되는 것이 수개월 후일지라도 재령 28일의 압축강도를 기준으로 하는 것이 안전하다. 이와 같은 관점에서 보통의 구조물에 대하여는 표준양생한 공시체의 재령 28일의 압축강도를 기준으로 하는 것이다.

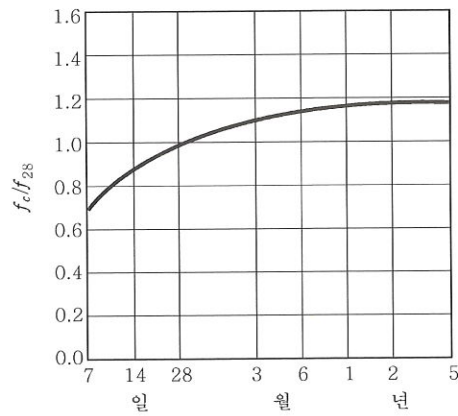


그림 2-13 재령과 f_c/f_{28} 과의 관계

그러나 보통의 콘크리트 구조물과 다른 구조물, 예를 들면 댐 콘크리트나 공장제품 콘크리트의 경우는 다르다. 이 콘크리트에 대하여는 구조물의 사용 시기, 작용하중의 종류, 부재치수 등을 고려하여 다음과 같이 정하고 있다. 즉, 댐 콘크리트는 재령 91일 강도를, 공장제품 콘크리트는 재령 14일 강도를 각각 설계기준압축강도로 하고 있다.

전술한 바와 같이 일반적인 경우는 28일 강도를 기준으로 한다. 그러므로 28일이 지나야만 콘크리트의 강도를 알게 된다. 따라서 공사가 상당히 진행된 뒤에 비로소 콘크리트의 강도를 알게 되므로 품질관리, 기타에 불편이 많다. 그래서 최근에는 품질관리를 위하여 3일 또는 7일의 조기재령의 강도로부터 28일 강도를 추정하는 방법, 촉진양생 강도로부터 28일 강도를 추정하는 방법 등이 강구되고 있으며, 또는 물-시멘트비에 의하여 콘크리트의 품질을 관리하는 방법이 제안되고 있다.

2.2 철근

콘크리트를 보강할 목적으로 콘크리트 속에 묻어 넣은 강재를 철근이라 하며, 주로 봉강이 사용된다. 철근은 강도가 크고 항복점이 높으며 연성이 커서 가공하기 쉽고, 콘크리트와의 부착성이 좋다.

2.2.1 철근의 종류

철근은 표면의 요철(凹凸)의 유무에 따라 원형철근(round bar)과 이형철근(deformed bar)으로 구분된다. 즉, 그림 2-14와 같이, KS D 3504에서 ‘마디’라고 칭하는 횡방향 리브(rib)와 ‘리브’라고 칭하는 종방향 리브 등의 돌기가 철근 표면에 있는 봉강을 이형철근이라고 하며, 이러한 돌기가 없는 매끈한 표면으로 된 봉강을 원형철근이라고 한다. 이형철근은 콘크리트의 점착력에 의하여 발휘되는 정착력 외에, 돌기에 의한 역학적 정착력까지 발휘되어 콘크리트와의 부착력과 정착성능이 증대된다. 따라서 부착 및 정착성능이 우수한 이형철근이 주로 사용되고 있으며, 원형철근은 거의 사용되지 않고 있다. KS D 3504(2001)에는 원형철근으로 항복강도가 240 MPa과 300 MPa인 SR240과 SR300 철근을 규정하였으나, 2007년 KS D 3504 개정판부터는 원형철근이 삭제되었다.

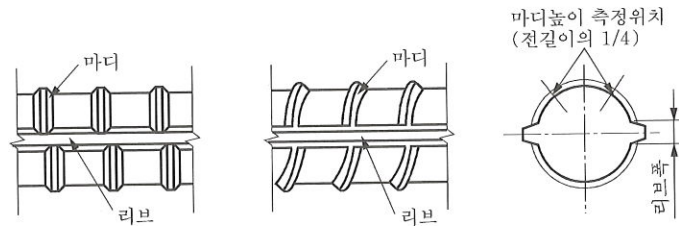


그림 2-14 이형철근의 마디와 리브

이형철근의 돌기는, 그림 2-14 첫 번째 그림의 철근과 같이 횡방향 리브가 철근의 축방향과 직각으로 배치되는 대나무 형태(bamboo type)와 그림 2-14 두 번째 그림의 철근과 같이 횡방향 리브가 철근의 축방향과 경사를 이루는 생선뼈 형태(fishbone type)가 있다. 동일한 마디면적비를 갖는 철근이라면 횡방향 리브가 대나무 형태인 철근이 생선뼈 형태인 철근에 비하여 부착성능이 다소 좋지만, 철근을 굽히거나 혹은 굽힌 후 다시 피는 가공성능은 생선뼈 형태인 철근이 더 좋다. 이것은 대나무 형태 철근의 경우 횡방향 리브의 위치에 따라 철근 단면적의 차이가 크지만, 생선뼈 형태 철근의 경우에는 횡방향 리브가 경사를 갖도록 배치되어 철근 단면적의 변화가 크지 않기 때문이다. 대나무 형태 철근의 이러한 단점을 보완하기 위해서는 종방향 리브를 두어 단면적의 차이를 줄일 수 있으며, 생선뼈 형태 철근이 단면적의 변화가 크지 않은 경우에는 종방향 리브를 만들지 않을 수도 있다. 우리나라에서는 대나무 형태의 마디모양으로 종방향 리브가 2개인 이형철근이 주로 생산되고 있으며, 생선뼈 형태의 마디를 가진 철

근도 생산되고 있다. 대나무 형태 이형철근은 종방향 리브가 2개인 경우가 일반적이지만, 외국에서는 종방향 리브를 2~4개를 두는 등 다양한 형상의 철근이 생산되고 있다.

표 2-6은 KS D 3504(2009)에 규정되어 있는 철근의 종류와 항복점 및 인장강도를 나타내며, 표 2-7은 이형철근의 공칭치수를 나타낸다. 이형철근에서 공칭지름, 공칭 단면적, 공칭둘레라 함은 동일한 길이, 동일한 중량의 원형철근의 지름, 단면적, 둘레로 환산한 값을 말하며, 이들 값이 설계에 쓰인다. 이때 강(鋼)의 비중은 7.85로 본다.

표 2-6 철근의 종류 및 기계적 성질(KS D 3504 : 2009)

종류	기호	용도	항복점 또는 0.2% 항복강도(N/mm ²)	인장강도 (N/mm ²)
이형철근	SD300	일반용	300 이상	440 이상
	SD350		350 이상	490 이상
	SD400		400 이상	560 이상
	SD500		500 이상	620 이상
	SD600		600 이상	710 이상
	SD700		700 이상	800 이상
이형철근	SD400W SD500W	용접용	400 이상 500 이상	560 이상 620 이상

표 2-7 이형 철근(KS D 3504 : 2009)

호칭명	공칭지름 (mm)	공칭 단면적 (mm ²)	공칭둘레 (mm)	단위중량 (kg/m)
D 6	6.35	31.67	20	0.249
D 10	9.53	71.33	30	0.560
D 13	12.7	126.7	40	0.995
D 16	15.9	198.6	50	1.56
D 19	19.1	286.5	60	2.25
D 22	22.2	387.1	70	3.04
D 25	25.4	506.7	80	3.98
D 29	28.6	642.4	90	5.04
D 32	31.8	794.2	100	6.23
D 35	34.9	956.6	110	7.51
D 38	38.1	1140	120	8.95
D 41	41.3	1340	130	10.50
D 51	50.8	2027	160	15.9

종래에는 항복강도가 300 MPa 정도인 철근이 주로 사용되어 왔으나, 근래에는 항복강도가 400 MPa, 또는 그 이상의 철근도 사용되고 있다. 그러나 콘크리트구조기준(2012)은 휨부재나 압축부재의 주철근에 대하여 설계기준항복강도를 최대 600 MPa로, 전단철근에 대하여 최대 500 MPa로, 나선철근 기둥의 나선철근에 대하여 최대 700 MPa로 제한하고 있으므로, 이보다 높은 항복강도의 철근으로 설계해서는 안 된다. 도로교설계기준(2010)은 더 보수적으로, 전단철근은 최대 400 MPa로, 나머지 모든 철근은 최대 500 MPa로 제한하고 있다. 도로교설계기준 한계상태설계법(2012)은 전단설계에 변각 트러스 모델(variable angle truss model)을 사용하므로 전단철근에 대하여 철근의 최대항복강도를 제한할 필요가 없기 때문에 모든 철근에 대하여 최대 600 MPa까지 사용할 수 있도록 최대 설계기준항복강도를 규정하고 있으나, 내진설계에서 소성거동을 하는 교각의 주철근에 대해서는 최대 500 MPa까지 사용하도록 제한하고 있다. 고강도 철근을 휨부재의 주철근으로 사용하면 낮은 강도의 철근을 사용할 때보다 철근량을 줄일 수 있어서 경제적일 수 있으나, 철근량의 감소로 인하여 균열이 더 크게 발생하는 등의 문제가 발생할 수 있으므로, 설계에서 사용성 검증에 주의를 기울이는 것이 바람직하다.

보통의 구조물에서 설계가 잘 되고, 특히 철근에 대한 피복두께가 충분하면 철근이 녹스는 일은 거의 없다. 그러나 교량 바닥판, 해양 구조물, 폐수처리장 등과 같이 결빙방지제, 해수 그 밖의 염화물 등에 노출되는 구조물에서는 콘크리트의 열화(劣化, deterioration)로 인하여 철근이 부식하게 된다. 철근의 이러한 부식을 방지할 목적으로 최근에는 이형철근 표면에 에폭시 수지(epoxy resin)를 도포(塗布)한 철근을 사용하는 경우도 있다. 이 철근은 제조공정에서 에폭시 코팅이 이루어진다. 이러한 철근을 에폭시 도막철근 또는 에폭시 피복철근(epoxy coated bar)이라고 하며, 그 종류 및 기호, 품질, 제조방법 등이 KS D 3629에 규정되어 있다.

이 밖에 아연도금철근(galvanized reinforcing bar)이 사용되기도 한다. 이 철근은 가공(절단, 구부림) 후에 아연 도금하는 것이 보통이다.

내진설계에서 완전연성거동을 하도록 설계된 구조물의 경우 소성힌지가 발생하는 구조요소의 주철근은 소성상태에서 압축응력과 인장응력이 반복 작용하므로, 저주파피로(low-cycle fatigue)로 인하여 정적인장하중이 작용하였을 때의 연신율보다 작은 변형률에서 파단 될 수 있다. 이 경우 소성힌지에서 철근이 항복한 후에도 단면의 휨강도를 유지하여야 하고, 구조물의 연성거동을 확보하기 위한 성능보장설계개념을 뒷받

침하기 위하여 내진용 철근에 대한 특별한 성능조건이 필요하다. 따라서 내진설계기준에서는 이러한 부분에 배치되는 철근의 요구성능을 규정하고 있는데, KS 표준에서는 이를 반영하여 고성능 철근에 대한 표준으로 KS D 3688(2011)을 제정하였다. KS D 3688(2011)은 SD400S와 SD500S 철근을 규정하고 있는데, 이 내진용 철근은 일반용 철근에 규정되지 않은 실제항복강도의 최대 허용값이 규정되어 있으며, 실제인장강도가 실제항복강도의 1.25배 이상(항복비 0.8 이하)이어야 한다는 규정을 두고 있다.

2.2.2 응력-변형률 곡선과 탄성계수

철근의 성질은 항복점과 탄성계수로 대표된다. 철근의 항복점은 인장이나 압축이나 거의 같다. 탄성계수는 모든 철근이 거의 비슷한 값을 나타내며 $2.0 \times 10^5 \sim 2.2 \times 10^5$ MPa의 범위에 있다. 설계기준에서는 철근의 탄성계수로 다음 값을 주고 있다.

$$E_s = 200,000 \text{ MPa} \quad (2 \cdot 45)$$

그림 2-15는 철근의 응력-변형률 곡선을 보인 하나의 예로서, (a)는 완전한 응력-변형률 곡선이고, (b)는 이 곡선의 처음 부분을 10배로 확대한 것이다.

철근의 응력-변형률 곡선의 모양, 특히 처음 부분은 철근콘크리트에 있어서 중요한 의미를 가진다. 항복강도 f_y 가 280 MPa인 저탄소강(低炭素鋼)은 항복고원(yield plateau)이 뒤따르는 탄성부분을 보이고 있다. 이러한 철근의 항복점은 항복고원이 형성되는 곳에서의 응력이다. 응력이 다시 증가하기 시작하면 속도는 느리지만 변형은 더욱 진행되어 이른바 변형률 경화(strain hardening)의 과정을 밟는다. 인장강도에 도달하게 되

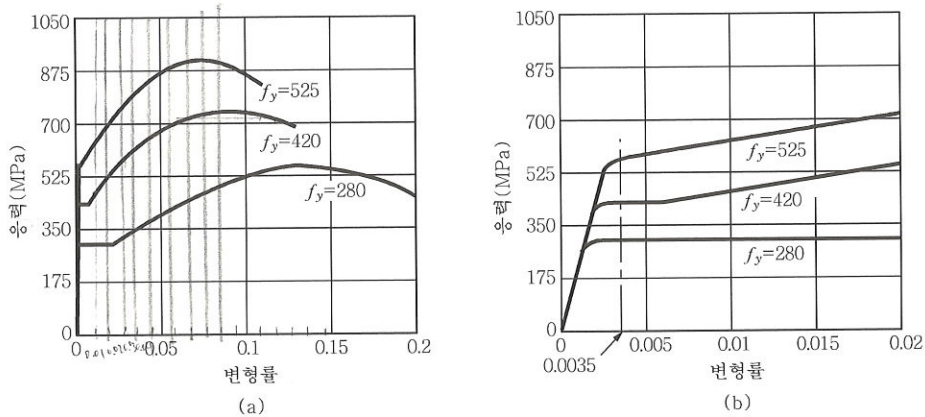


그림 2-15 철근의 응력-변형률 곡선[참고문헌 7]

면 곡선은 수평으로 되고 파괴가 일어날 때까지 곡선은 하강한다.

420 MPa 또는 525 MPa의 항복점을 가지는 고강도 탄소강은 매우 짧은 항복고원을 나타내거나, 또는 일정한 응력에서 항복이 계속되는 일 없이 즉시 변형을 경화에 들어간다. 일반적으로 고강도 강은 거의 항복고원을 나타내지 않고, 항복하기 시작한 상태에서 즉시변형을 경화에 들어간다. 철근의 인장시험은 KS B 0802에 따라 실시하며, KS B 0801에 규정된 시험편을 사용한다.

도로교와 같은 구조물에 있어서는 철근과 콘크리트는 응력의 변동을 매우 크게 받는다. 이러한 상태에서는 철근은 콘크리트와 마찬가지로 피로를 받는다. 금속재료의 피로는 반복응력이 작용한 후, 하나 또는 그 이상의 극히 미세한 균열을 형성한다. 이러한 피로균열은 응력이 집중되는 곳, 또는 흠이 있는 부분 등에서 일어나며, 응력의 반복횟수의 증가와 함께 점차적으로 커진다. 그리하여 외력에 견딜 수 없을 정도까지 단면이 감소하여 철근은 취성적으로 파괴된다.

철근의 피로강도는 파괴를 유발함이 없이 200만회 이상 반복 작용할 수 있는 응력을 말하며, 그 응력의 범위, 즉 최대응력과 최소응력의 차도 밝혀졌다. 이형철근에 있어서는 리브에서의 응력집중이 피로강도의 응력범위를 증가시켜 주는 경향이 있다. 철근이 피로를 받게 되는 곳에서는 용접이나 철근 구부리기 등을 하지 않는 것이 좋다.