

스트럿-타이 모델을 이용한 세장한 철근콘크리트 부재의 강도평가

Evaluation of Shear Strength of RC Beams using Strut-and-Tie Model

박홍근* 엄태성** 박종철***

Park, Hong Gun Eom, Tae Sung Park, Chong Chul

ABSTRACT

Existing strut-and-tie model cannot be applied to analysis of slender beams without shear reinforcement because shear transfer mechanism is not formed. In the present study, a new strut-and-tie model with rigid joint was developed. Basically, concrete strut is modeled as a frame element which can transfer shear force (or moment) as well as axial force. Employing Rankine failure criterion, failure strength due to shear-tension and shear-compression developed in compressive concrete strut was defined. For verification, various test specimens were analyzed and the results were compared with tests. The proposed strut-and-tie model predicted shear strength and failure displacement with reasonable precision, addressing the design parameters such as shear reinforcement, concrete compressive strength, and shear span ratio.

Keywords : Shear Strength, Strut-and-Tie Model, Rankine Criterion, Slender Beam, Reinforced Concrete

1. 서론

스트럿-타이 모델은 복잡한 응력상태를 나타내는 콘크리트 D영역(Disturbed region)에 대한 설계방법으로 개발되어, ACI 318-05 등 여러 콘크리트 구조설계기준에서 채택되고 있다. 현재 다양한 콘크리트 부재에 스트럿-타이 모델의 적용성을 넓히기 위해 연구가 수행되고 있으며, 설계뿐만 아니라 평가방법으로도 스트럿-타이 모델이 사용되고 있다. 그러나 기존 연구자들에 따르면 스트럿-타이 모델은 전단보강근이 없거나 적은 세장한 보의 전단강도를 과소평가한다. 기존 실험결과에 따르면 전단보강근이 없는 콘크리트 보의 상당한 전단강도를 나타낸다. Macgregor(1960) 등에 따르면 세장한 철근콘크리트 보의 전단강도는 콘크리트 압축대의 기여도 V_c , 균열면에서의 골재맞물림 V_a (aggregate inter-rocking), 인장철근의 다우얼 작용 V_d (dowel action) 등의 합으로 정의된다(그림 1).

콘크리트구조설계기준(KCI 2005)과 ACI 318-05 등에서는 이러한 콘크리트의 전단에 대한 기여를 설계에 반영하고 있다. 반면에, 스트럿-타이 모델은 압축력을 받는 콘크리트 스트럿과 인장력을 받는 철근타이로 구성되어 있다. 이러한 스트럿-타이 모델은 전단철근이

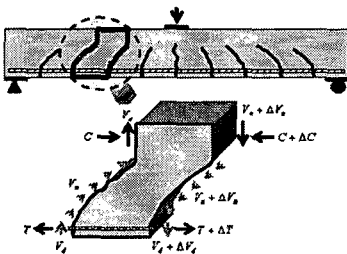


그림 1 콘크리트의 전단 기여도

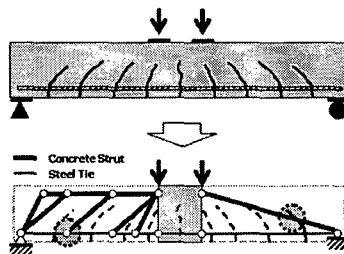


그림 2 기존의 스트럿-타이 모델

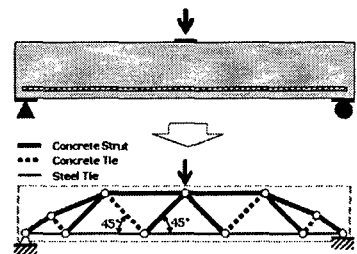


그림 3 인장타이를 갖는 스트럿-타이 모델

*정회원, 서울대학교 건축학과 부교수

**정회원, 서울대학교 건축학과 박사과정

***정회원, 서울대학교 건축학과 석사과정

없는 경우 불안정구조가 되어 하중재하능력을 발휘할 수 없다. 따라서 전단철근이 없거나 적은 세장한 보의 전단강도를 과소평가한다. 그림 2에서 보는 바와 같이 두 개의 대각 압축 스트럿과 하부 인장 타이로 모델링하는 경우에는 트러스 메커니즘이 형성되지만, 이러한 트러스 모델은 휨인장 균열을 관통하는 스트럿이 형성되므로 세장한 철근콘크리트 보의 실제 파괴메커니즘과 맞지 않으며, 보의 전단강도도 과대평가할 수 있다. 이러한 스트럿-타이 모델의 문제점을 해결하기 위하여 Al-Nahlawi(1992)는 콘크리트 압축스트럿과 철근의 인장타이로 구성된 기존의 스트럿-타이 모델에 대각방향의 콘크리트 인장타이를 설치하여 콘크리트의 전단균열강도를 고려하고자 하였다.(그림 3) 그러나, 이 방법은 그림 1에 나타난 바와 같이 전단철근이 없는 보의 전단강도의 성분, 콘크리트 압축대 V_c , 골재맞물림 V_m , 다우얼작용 V_d 중 가장 기여도가 큰, 콘크리트 압축대의 전단강도 V_c 를 고려할 수 없다. 본 연구에서는 이러한 기존의 스트럿-타이 모델의 단점을 개선하여 세장한 콘크리트 보의 전단강도를 평가할 수 있는 방법을 개발하고자 한다.

2. 세장한 철근 콘크리트 보 단면의 파괴

세장한 콘크리트 보의 일반적으로 전단파괴에 앞서 인장대에 휨인장균열이 먼저 발생한다. Bazant(1997)는 인장균열면에서의 응력전달(crack-bridging stress)은 철근 콘크리트 보의 전단저항에서 큰 비중을 차지하지 않는다는 사실을 이론적으로 입증하였다. 또한 균열면에서의 전단미끄러짐(shear slip)이 압축대에 의해 억제되므로, 전단미끄러짐 과정에서 유발되는 골재맞물림과 철근의 다우얼 효과가 크게 발생하지 않는다. 한편, Jelić은 실험연구결과에 근거하여, 철근콘크리트 보에서 1단 배근된 철근의 다우얼 효과는 무시할 수 있다고 보고하였다. 이러한 연구결과에 근거하여, 본 연구에서는 휨균열이 발생한 이후에는 전단 미끄러짐과 다우얼 효과의 전단력에 대한 기여도를 무시하며(Tureyen 1977, Kotsvos), 주로 압축대의 콘크리트가 전단력에 저항하는 것으로 가정한다.

압축대는 휨모멘트에 의하여 발생하는 압축력과 전단력을 동시에 받으므로(그림 1), 조합응력에 대한 파괴기준을 사용하여야 한다. 본 연구에서는 조합응력에 대한 파괴기준으로 Rankine의 파괴기준을 사용한다.(최경규 2005) 이 파괴기준에서는 주응력(principal stress)이 재료강도에 도달하면 재료파괴가 발생하는 것으로 정의한다. 즉, 압축대의 콘크리트에 재하되는 주응력이 압축강도 $-f_{ck}$ 에 도달하면 압축지배(전단-압축)파괴가 일어나며, 인장강도 f_t' 에 도달하면 인장지배(전단-인장)파괴가 일어난다. Kupfer (1969)의 실험연구에 의하면, 인장-압축상태에서 콘크리트의 인장강도콘크리트 f_t' 는 직교하는 압축응력의 영향을 받아 감소하지만, 전단-인장 파괴가 발생하는 위험단면에서의 직교압축응력이 크지 않으므로 f_t' 대신 순수인장 상태의 콘크리트 인장강도 $f_t (= 0.292\sqrt{f_{ck}}, \text{MPa})$ 을 사용한다.

그림 4에서 보는 바와 같이, 휨모멘트에 의한 수직응력(normal stress)과 전단응력(shear stress)을 동시에 받는 압축대의 콘크리트 미소요소의 파괴기준은 식(1)로부터 정의된다. ($\sigma_c(z)$, $v_c(z)$ = 콘크리트 압축 및 전단 응력, σ_1 , σ_2 = 콘크리트 미소요소의 주응력)

$$\text{압축지배 전단파괴} \quad \sigma_2 = \frac{\sigma_c(z)}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_c(z)}{2}\right)^2 + v_c(z)^2} = -f_{ck} \quad (1a)$$

$$\text{인장지배 전단파괴} \quad \sigma_1 = \frac{\sigma_c(z)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_c(z)}{2}\right)^2 + v_c(z)^2} = f_t' \quad (1b)$$

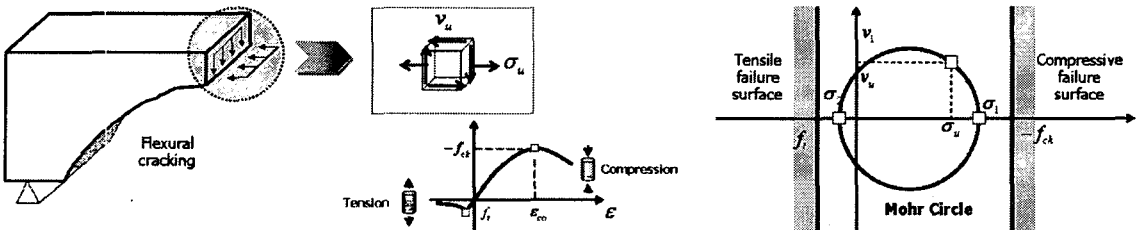


그림 6 Rankine의 파괴기준

식 (1)로부터, 휨모멘트에 의한 수직압축응력 $\sigma_c(z)$ 하에서 각 콘크리트 요소가 저항할 수 있는 최대 허용전단응력 $v_c(z)$ 은 다음과 같다.

$$\text{압축지배 전단파괴} \quad v_c(z) = \sqrt{f_{ck}(f_{ck} + \sigma_c(z))} \quad (2a)$$

$$\text{인장지배 전단파괴} \quad v_c(z) = \sqrt{f_t'(f_t' - \sigma_c(z))} \quad (2b)$$

철근콘크리트 보의 경우 콘크리트 압축대의 수직 변형률 $\epsilon(z)$ 및 응력 $\sigma_c(z)$ 분포가 휨변형의 영향을 받으며, 따라서 최대허용전단응력 $v_c(z)$ 분포가 휨곡률 ϕ 에 따라 크게 달라진다. 그림 5는 전형적인 철근콘크리트 단면에 대하여 휨곡률에 따른 최대허용전단응력의 변화를 개념적으로 보여준다. ϕ 와 중립축으로부터 떨어진 거리 z 에 따른 $\epsilon(z)$ 와 $\sigma_c(z)$ 의 분포가 각각 그림 5 (a)와 (b)에 나타나 있다. 또한 그림 5 (c)와 (d)는 전단철근이 없는 보의 단면에서 각각 휨곡률의 변화에 따른 압축지배와 인장지배 허용전단응력분포의 변화를 나타낸다. 그림 5 (e)는 단면의 전단성능의 변화를 보여주는데, 이때 콘크리트 압축대의 전단성능 V_u 는 압축대 각 지점의 콘크리트 미소요소가 지지하는 최대 허용전단력의 합력으로 정의할 수 있다. (b = 보 단면 너비)

$$\text{압축지배 전단파괴} \quad V_u = b \int v_c(z) dz = b \int \sqrt{f_{ck}(f_{ck} - \sigma_c(z))} dz \quad (3a)$$

$$\text{인장지배 전단파괴} \quad V_u = b \int v_c(z) dz = b \int \sqrt{f_t(f_t + \sigma_c(z))} dz \quad (3b)$$

일반적으로 인장지배전단성능이 압축지배전단성능에 비하여 작으므로 전단보강된 콘크리트보에 인장지배전단파괴에 의하여 일어날 가능성이 크다. 그러나 전단철근양이 많은 경우에는 인장지배전단성능곡선이 증가하므로 압축지배파괴가 발생할 수 있다. 일반적으로 압축지배파괴는 휨철근의 인장항복 후 큰 휨변형이 발생한 후에 발생하므로 압축지배파괴는 보의 전단강도보다는 휨변형능력과 관계가 있다.

3. 스트럿-타이 모델을 이용한 단순지지보의 비선형해석

본 연구에서는 고정접합과 보-기둥 요소를 사용하는 스트럿-타이모델에 대하여 철근콘크리트 보의 변형제어 비선형해석방법을 개발하였다. 그림 5는 단순지지 철근콘크리트 보에 대하여 보-기둥요소와 고정접합을 사용하는 전형적인 고정절점 스트럿-타이모델(strut-and-tie model with rigid joint)을 보여준다. 그림에서 보는 바와 같이, 고정절점 스트럿-타이모델은 길이방향 압축요소 L_c 및 인장요소 L_T , 직각방향 인장요소 T_T , 대각방향 압축요소 D_c 등 세 방향으로 배치된 휨-압축 콘크리트요소(보-기둥 요소)와 순수인장 철근요소(트러스요소)로 구성된다. 원칙적으로 각 요소는 철근과 콘크리트의 복합요소로 구성된다. 길이방향 인장요소 L_T 는 인장타이를 나타내는 트러스 요소로서 단면적 A_s 를 갖는다. A_s = 인장철근의 단면적. 길이방향 압축요소 L_c 는 콘크리트 압축대를 나타내는 보-기둥 요소로서, 그림에 나타난 바와 같이 너비 b_c 와 깊이 h_c 가 각각 b , c 인 장방형 단면을 가지며, 압축측 단부로부터 $h_c/2$ 떨어진 곳에 배치된 것으로 모델링한다. 여기서 b = 단면의 너비, c = 단면 항복 시 압축대의 길이. 단면의 항복은 인장철근이 항복하거나 압축대의 최대 압축변형률이 ϵ_{cu} 에 도달하는 순간에 발생한 것으로 정의한다. 그림 5과 같은 단순보는 지점으로부터 떨어진 거리에 따라 휨모멘트의 크기가 다소간 달라지지만, 재하된 휨모멘트가 단면 항복모멘트에 이르는 동안 나타나는 콘크리트 압축대 길이 c 의 변화는 그다지 크지 않다. 따라서 본 연구에서는 콘크리트 압축대의 길이를 휨모멘트의 크기에 관계없이 일정한 값으로 가정하였다. 압축철근이 배치된 경우 A_s' 를 갖는 순수 압축 트러스 요소가 콘크리트 스트럿과 동일한 위치에 병렬로 배치된 것으로 모델링하였다. A_s' = 압축철근의 단면적. 직각방향 인장요소 T_T 는 전단보강철근을 나타내는 트러스 요소로서, 그 단면적은 $\rho_v b s$ 이다. ρ_v = 전단보강철근비, s = 인접한 타이 사이의 유효폭. 균열면에서의 골재맞물림과 길이방향 인장 및 압축 철근의 다우얼 작용에 의하여 전달되는 전단력은 그 크기가 작아 무시하였다. 대각방향 요소 D_c 는 압축 스트럿을 나타내는 보-기둥 요소로서, 너비 b_c 와 깊이 h_c 인 장방형의 단면을 갖는 것으로 정의한다. 응력 및 변형장이 대체로 균일한 B영역(Bernoulli region)의 경우, 평행하게 설치된 대각 스트럿의 단면 깊이는 $h_d = s/\sin\alpha$ 이며, 지점 또는 하중점 주변의 D영역에서는 대각 스트럿이 부채꼴형으로 스트럿 단면폭이 변하므로 이에 대해서는 평균값을 사용하여 $h_d = s/2\sin\alpha$ 로 정의하였다. (α 는 45°를 기준으로 한 대각스트럿의 각도)

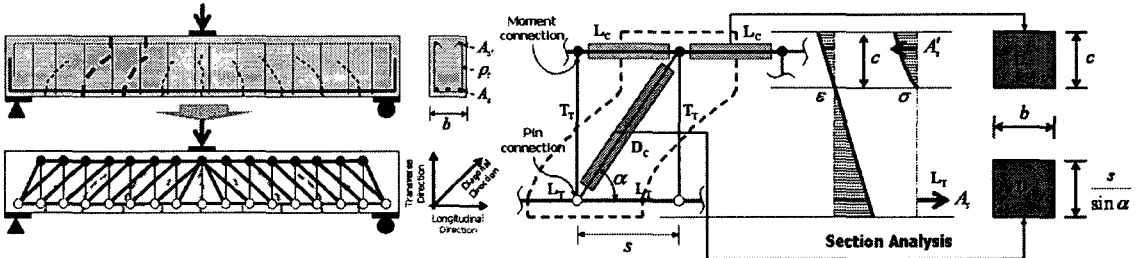


그림 7 스트럿-타이 모델링

그림 6은 휨모멘트와 압축력을 받는 콘크리트 압축대의 비선형 거동모델을 나타낸다. 콘크리트 요소의 절점력과 변위의 관계는 다음과 같이 정의된다. ($f = [P_1, V_1, M_1, P_2, V_2, M_2]$, $u = [u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2]$, k_{eff} = 요소의 비선형거동 유효강성)

$$f = k_{eff} u \quad (4)$$

절점내력 f 과 유효강성 k_{eff} 는 콘크리트 압축대의 압축 및 휨 변형에 의하여 영향을 받는다. 비선형거동을 보이는 보-기둥 요소는 휨모멘트의 구배에 의하여 휨곡률이 변하므로, 단면의 위치에 따라 휨 및 압축강성이 달라질 수 있다. 그러나 그림 6과 같은 단순보의 경우 보-기둥 요소 양단부에서 단일곡률(single curvature)이 발생한다. 따라서 본 연구에서는 해석의 편의를 위하여 그림 6과 같이 보-기둥 요소의 중앙위치에서의 평균적인 축변형률 ϵ_{av} 와 곡률 ϕ_{av} 을 사용하여 콘크리트 압축대의 비선형 거동을 고려하였다. 단면 중앙부에서의 축변형률 ϵ_{av} 와 휨곡률 ϕ_{av} 는 각각 양 단부의 절점변위로부터 다음과 같이 정의된다. (u_1, u_2 = 각 절점에서 요소 길이방향의 변형, θ_1, θ_2 = 요소 양 단부 절점의 회전변형, l = 요소의 길이)

$$\epsilon_{av} = \frac{u_2 - u_1}{l}, \quad \phi_{av} = \frac{\theta_2 - \theta_1}{l} \quad (5)$$

식(5)의 ϵ_{av} 와 ϕ_{av} 를 사용하여 보-기둥 부재 중앙부 단면에서의 중립축위치 c_{av} 와 변형률분포 $\epsilon(z)$ 를 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$c_{av} = \frac{h_c}{2} + \frac{\varepsilon_{mv}}{\phi_{av}}, \quad \varepsilon(z) = \phi_{mv}(c_{av} - z) \quad (6)$$

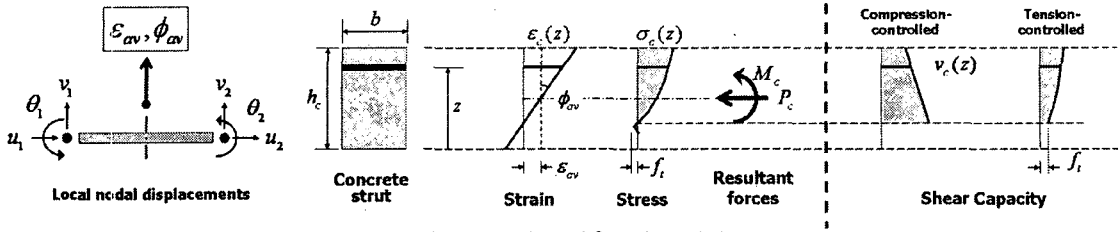


그림 8 콘크리트 압축대의 모델링

세장한 철근콘크리트 보는 대개 휨지배 거동을 보이므로, 중립축으로부터 떨어진 거리에 비례하는 선형의 변형률분포를 가정하였다. 휨변형에 의한 콘크리트 압축대의 수직압축응력 $\sigma_c(z)$ 는 $\varepsilon(z)$ 의 함수이며, 다음과 같은 포물선 형태로 가정하였다. (그림 6)

$$\sigma_c = -f_{ck} \left[2 \frac{\varepsilon(z)}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon(z)}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad \text{for } 0 > \varepsilon(z) \geq 2\varepsilon_{co} \quad (7)$$

여기서 f_{ck} = 콘크리트 최대압축강도, ε_{co} = f_{ck} 에 대한 압축변형률(= $-0.002 - 0.001 \times (f_{ck} - 20)/100$ MPa).

그림 4와 그림 6에 나타난 바와 같이 콘크리트 압축대의 수직압축응력은 중립축으로부터 떨어진 거리에 따라 다르다. 따라서 콘크리트 압축대의 비선형 휨모멘트 M_c 와 압축력 P_c 은 콘크리트 미소요소의 모멘트와 압축력을 합하여 구한다.

$$P_c = b_c \int_c^h \sigma_c(z) dz, \quad M_c = b_c \int_c^h \sigma_c(z) \left(\frac{h_c}{2} - z \right) dz \quad (8)$$

여기서 b_c = 단면너비, h_c = 콘크리트 스트럿의 폭. 식 (8)의 내력은 보-기둥 부재 정 중앙에서의 내력이며, 이를 사용하여 부재 전체의 유효 휨강성 ($EA)_{eff}$ 과 압축강성 ($EA)_{eff}$ 을 다음과 같이 근사적으로 정의한다.

$$(EA)_{eff} = \frac{P_c}{\varepsilon_{av}}, \quad (EA)_{eff} = \frac{M_c}{\phi_{av}} \quad (9)$$

이 유효 압축 및 휨 강성을 사용하여 콘크리트 요소의 강성행렬 \mathbf{k}_{eff} 를 구성하고, 식 (4)로부터 콘크리트 압축대를 모사하는 보-기둥 요소의 절점변위에 대한 비선형 절점내력 \mathbf{f} 를 구한다.

단조하중을 받는 단순보의 경우 휨균열로 인하여 형성되는 대각방향의 콘크리트 스트럿 D_c 에서는 거의 직접적인 비탄성 손상이 발생하지 않는다. 따라서 탄성의 휨 및 압축 강성을 갖는 보-기둥 요소로 모델링하였다. 대각방향 콘크리트 스트럿의 탄성 내력은 식 (4)로부터 구한다. 순수 인장 혹은 압축을 받는 길이방향 인장 및 압축철근과 직각방향 전단철근은 트러스요소로 모델링하였으며, 휨 강성은 무시하였다. 철근요소는 항복 이후 강성이 없는 탄성-완전소성(elastic-perfectly plastic) 재료로 비탄성 거동을 이상화하였다. 식 (8)에서 콘크리트 압축대의 내력(resultant force)은 각 응력을 적분하여 구하였으나, 본 연구에서 제안된 모델에서는 콘크리트 압축대를 유한개의 길이방향 층으로 나눈 후, 각 층 콘크리트 미소요소의 휨 및 압축 내력을 더하여 구하였다.

압축응력 및 전단응력의 조합응력을 받는 콘크리트 압축대에서는 주응력이 최대 인장 및 압축강도에 도달하여 급격한 파괴가 발생할 수 있다. 이러한 파괴는 전단경간비가 그다지 크지 않은 세장한 단순보 실험에서 흔히 관찰되며, 압축대 전단면에서 파괴가 급격히 진행된다. 조합력을 받는 콘크리트 압축대가 지지할 수 있는 압축지배 및 인장지배 최대전단강도 V_u 는 각각 식 (3a)와 (3b)로 계산된다. 콘크리트 압축스트럿에 재하된 전단력 V_c 가 압축지배와 인장지배 전단강도 중 작은값보다 크다면 콘크리트 압축대에 파괴가 발생한 것으로 간주되며, 이때의 비선형 강도 및 변형이 단순보의 전단강도 및 변형능력이다. 2장에서 언급된 바와 같이 세장한 철근 콘크리트 단순보에서는 대개 인장지배 전단강도가 압축지배 전단강도에 비하여 현저히 작으므로, 대부분 콘크리트 압축대에서 인장지배 전단파괴가 발생한다. 한편, 콘크리트 압축대의 최대압축변형률이 과도하게 발생하여 ε_{co} 를 초과하는 경우 식 (7)에 의하여 콘크리트가 연화거동을 경험하며, 따라서 강도가 급격히 저하된다. 즉, 압축축 외단부에서 국부적으로 발생하는 축방향의 순수 압축응력에 의한 콘크리트 압괴가 발생된다. 이러한 파괴는 압축과 전단의 조합력에 의한 파괴와 달리 축방향의 순수 압축응력에 의한 콘크리트 압괴로, 전단경간비가 매우 큰 단순보의 실험(Vecchio 2005)에서 흔히 관찰되는 주요한 파괴유형이다.

감사의 글

본 연구는 건교부(04 핵심기술 C02-C02)의 재정적 지원을 받아 수행되었으며, 이에 관계자 여러분께 감사드립니다.

참고문헌

1. F. J. Vecchio and W. Shim, "Experimental and analytical reexamination of classic concrete beam tests", ASCE Journal of Structural Engineering, March 2004
2. Al-Nahlawi, K. A., and Wight, J. K., "Beam Analysis using Concrete Tensile Strength in Truss Models," ACI Struct. J., V. 89, No. 3, 1992, pp. 284-289.