



스트럿-타이 모델을 이용한 철근콘크리트 부재의 직접 비탄성 설계

엄태성¹⁾ · 박흥근^{2)*}

¹⁾대구가톨릭대학교 건축학과 ²⁾서울대학교 건축학과

Direct Inelastic Design of Reinforced Concrete Members Using Strut-and-Tie Model

Tae-Sung Eom¹⁾ and Hong-Gun Park^{2)*}

¹⁾Dept. of Architecture, Catholic University of Daegu, Gyeongsan 712-702, Korea

²⁾Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul 151-744, Korea

ABSTRACT In the previous study, direct inelastic strut-and-tie model (DISTM) was developed to perform inelastic design of reinforced concrete members by using linear analysis for their secant stiffness. In the present study, for convenience in design practice, the DISTM was further simplified so that inelastic design of reinforced concrete members can be performed by a run of linear analysis, without using iterative calculations. In the simplified direct inelastic strut-and-tie model (S-DISTM), a reinforced concrete member is idealized with compression strut of concrete and tension tie of reinforcing bars. For the strut and tie elements, elastic stiffness or secant stiffness is used according to the design strategy intended by engineer. To define the failure criteria of the strut and tie elements, concrete crushing and reinforcing bar fracture were considered. The proposed method was applied to inelastic design of various reinforced concrete members including deep beam, coupling beam, and shear wall. The design results were compared with the properties and the deformation capacities of the test specimens.

Keywords : strut-and-tie model, secant stiffness, inelastic design, deformability, reinforced concrete

1. 서 론

응력의 분포가 복잡한 철근콘크리트 부재 또는 영역의 설계법으로서 스트럿-타이 모델 (strut-and-tie model)의 적용이 국내외에서 확대되고 있다.^{1,3)} 전통적인 스트럿-타이 모델⁴⁾은 철근콘크리트 부재를 내부 응력의 흐름에 따라 콘크리트 스트럿과 철근 타이로 구성된 트러스 구조로 이상화하며, 힘의 평형조건으로부터 각 스트럿과 타이 요소의 내력을 구하여 설계를 수행한다. 이 방법은 비선형 해석이나 실험 결과에 근거하지 않고도, 복잡한 거동을 나타내는 철근콘크리트 부재의 설계를 편리하게 수행할 수 있도록 개발되었다.

전통적인 스트럿-타이 모델에서는 힘의 평형조건이 강조되고 있지만, 구조물의 안전성과 경제성을 확보하기 위해서는 비탄성 변형의 영향을 고려하는 것이 바람직하다. 그 구체적인 이유는 다음과 같다.

1) 스트럿-타이 모델을 부정정 구조로 구성할 경우, 각 스트럿과 타이 요소에 작용하는 힘의 크기를 구하기 위해서는 비탄성 변형의 영향을 고려해야 한다. 그러나 현재 실무적으로 편리하게 비탄성 변형을 고려할 수 있는

방법이 제시되어 있지 않다. 정정 구조의 스트럿-타이 모델에서는 설계를 위하여 변형이 필요하지 않지만, 몇 가지 형태의 부재에서는 정정 구조의 스트럿-타이 모델이 실제 부재 내의 복잡한 힘의 흐름을 과도하게 단순화할 수 있다.⁵⁾

2) 연결보, 전단벽 등과 같이 휨항복 이후 비탄성 변형이 요구되는 내진구조 부재의 설계를 위해서는 비탄성 변형 능력이 정확히 평가되어야 한다. 특히 콘크리트 압축 파괴와 철근의 파단 등의 파괴기준 등은 콘크리트 스트럿과 철근 타이 요소의 비탄성 변형과 관계가 있으므로, 부재의 요구 비탄성 변형의 크기에 따라서 부재의 설계 결과가 달라질 수 있다.^{6,8)}

Kim⁹⁾, Yoon¹⁰⁾ 등은 비탄성 변형을 고려할 수 있는 스트럿-타이 모델을 개발하였다. 이들 방법은 변위 적합 조건을 고려하므로 기존 스트럿-타이 모델보다 정확한 철근 콘크리트 부재의 비탄성 설계가 가능하다. 그러나 이 방법들은 스트럿-타이 모델의 구성 및 해석을 위하여 실무적으로 사용하기 어려운 비선형 유한요소해석 또는 복잡한 단계별 해석을 사용하고 있다.

박흥근 등¹¹⁾은 보다 실무설계에 적용이 편리한 비탄성 설계 방법으로서 직접 비탄성 스트럿-타이 모델 (direct inelastic strut-and-tie model)을 개발하였다. 이 방법은 기존의 복잡한 비선형해석을 사용하지 않고 각 요소의 할

*Corresponding author E-mail: parkhg@snu.ac.kr

Received October 29, 2007, Revised January 8, 2008, Accepted January 15, 2008

©2008 by Korea Concrete Institute

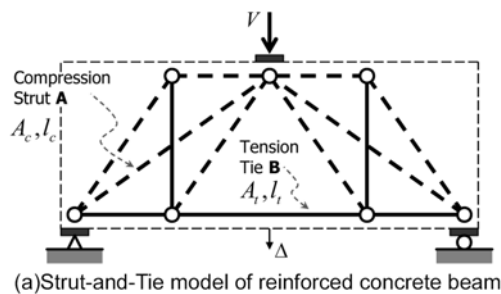
선강성에 대한 선형해석으로 부재의 비탄성 설계를 수행하고 부재의 변형 능력을 평가할 수 있다. 다만, 경제적이고 안전한 설계를 위해서는 할선강성을 수정하는 반복 계산이 필요할 수 있다.

본 연구에서는 선행 연구¹¹⁾에서 개발한 직접 비탄성 스트럿-타이 모델을 개선하여, 엔지니어들이 설계실무에서 보다 편리하게 사용할 수 있는 간략화 된 직접 비탄성 스트럿-타이 모델 (simplified direct inelastic strut-and-tie model, S-DISTM)을 개발하였다. 이 연구에서는 가능한 한 반복 계산 없이 한 번의 선형해석으로 콘크리트 스트럿과 철근 타이의 비탄성 강도를 결정하고, 설계된 부재의 변형 능력을 평가할 수 있는 방법의 개발에 연구의 초점을 두었다. 또한 부정정 스트럿-타이 모델의 사용이 바람직하고 변형 능력의 평가가 요구되는 부재들을 연구의 대상으로 하였다.

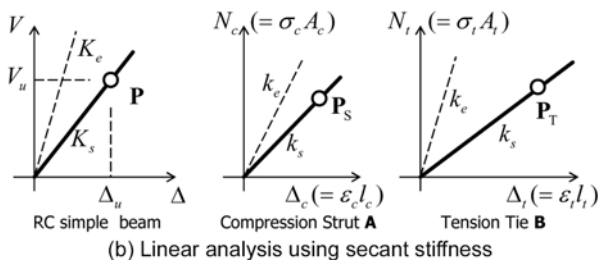
2. 직접 비탄성 스트럿-타이 모델의 개념

Fig. 1 (a)는 단순지지 철근콘크리트 깊은보 (deep beam)에 대한 스트럿-타이 모델을 보여준다. 이 모델은 부정정 구조이므로, 각 스트럿 및 타이 요소의 힘을 정확히 계산하기 위해서는 비탄성 변형의 영향을 고려하여야 한다.

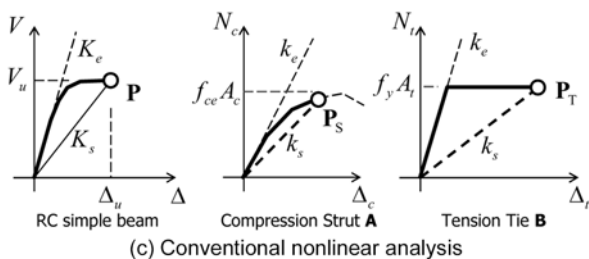
Fig. 1 (b)는 제안된 설계 방법의 개념을 보여준다. 각 스트럿 및 타이 요소에 대하여 탄성강성보다 작거나 같은 임의의 할선강성 (secant stiffness) k_s 를 할당한 다음 설



(a)Strut-and-Tie model of reinforced concrete beam



(b) Linear analysis using secant stiffness



(c) Conventional nonlinear analysis

Fig. 1 Design concept of direct inelastic strut-and-tie model

계하중 V_u 에 대한 선형해석을 수행하면, 부재와 그것을 구성하는 각 스트럿 및 타이 요소의 성능점 (performance point, Fig. 1 (b)의 P, P_s, P_t), 즉 비탄성 강도와 변형을 결정할 수 있다. 설계자는 결정된 성능점을 만족하도록 각 스트럿과 타이에 해당하는 콘크리트 강도와 철근량을 설계한다.

이렇게 설계된 부재에 대하여 각 요소의 성능점을 통과하도록 콘크리트 스트럿과 철근 타이 요소의 비선형 재료 모델을 정의한 다음 전통적인 비선형해석 방법으로 해석하면, Fig. 1 (b)에서 할선강성에 대한 선형해석으로 결정된 성능점과 정확히 동일한 비탄성 강도 및 변형이 해석 결과로 나타난다 (Fig. 1 (c)). 이는 기존 비선형해석 방법을 사용하지 않더라도, 할선강성에 대한 선형해석을 통하여 직접적으로 비탄성 설계를 수행할 수 있음을 보여주고 있다.

이러한 직접 비탄성 스트럿-타이 모델의 장점은 선형해석을 이용하여 비탄성 설계를 수행하므로 편리하게 실무 설계에 적용할 수 있다는 점이다. 그러나 안전하고 경제적인 부재 설계를 위해서는 각 콘크리트 스트럿과 철근 타이 요소의 비탄성 강도와 변형을 설계기준에서 규정하거나 엔지니어가 의도하는 설계 허용 범위에서 벗어나지 않아야 한다. 예를 들어, 압축 스트럿의 강도는 콘크리트의 최대강도를 초과할 수 없다. 반면 인장 타이의 강도는 설계시에 배근되는 철근량을 엔지니어가 조절함으로써 쉽게 만족될 수 있다. 다만 이렇게 결정된 철근량은 설계기준에서 정의하는 최대철근비를 초과하거나 최소철근비보다 작을 수 없다. 이러한 압축 스트럿과 인장 타이의 비탄성 강도와 변형이 설계 허용범위에서 벗어나면, 할선강성을 수정하거나 부재의 크기를 조절하여 재설계를 수행하여야 한다.

3. 모델링과 할선강성의 결정

일반적인 구조설계 절차에서와 마찬가지로 초기 구조 해석을 수행하기 위해서는 스트럿과 타이 요소들의 크기 또는 강성을 가정하여야 한다. 원칙적으로 설계자가 임의로 각 요소의 강성을 가정할 수 있다. 하지만 최소한의 반복계산으로 경제적이고 안전한 비탄성 설계를 수행하기 위해서는, 적절한 강성을 초기에 가정하는 것이 필요하다. 본 연구에서는 반복계산 없이 비탄성 강도 및 변형을 구할 수 있도록, 부재의 바람직한 파괴모드를 고려하여 적절한 탄성 및 할선 강성을 결정하는 방법에 연구의 초점을 두었다.

Fig. 2는 압축력이 없거나 크지 않은 깊은보, 연결보 (coupling beam), 전단벽 (shear wall) 등 철근콘크리트 부재들의 비탄성 설계를 위한 스트럿-타이 모델을 보여준다. 그림에 나타난 바와 같이 각 부재는 길이 방향, 직각 방향, 대각 방향의 압축 스트럿 (compression strut, Fig. 2의 굵은 점선)과 인장 타이 (tension tie)로 모델링한다. 각 방향의 인장 타이는 각 부재의 거동 특성과 설계자의 설계

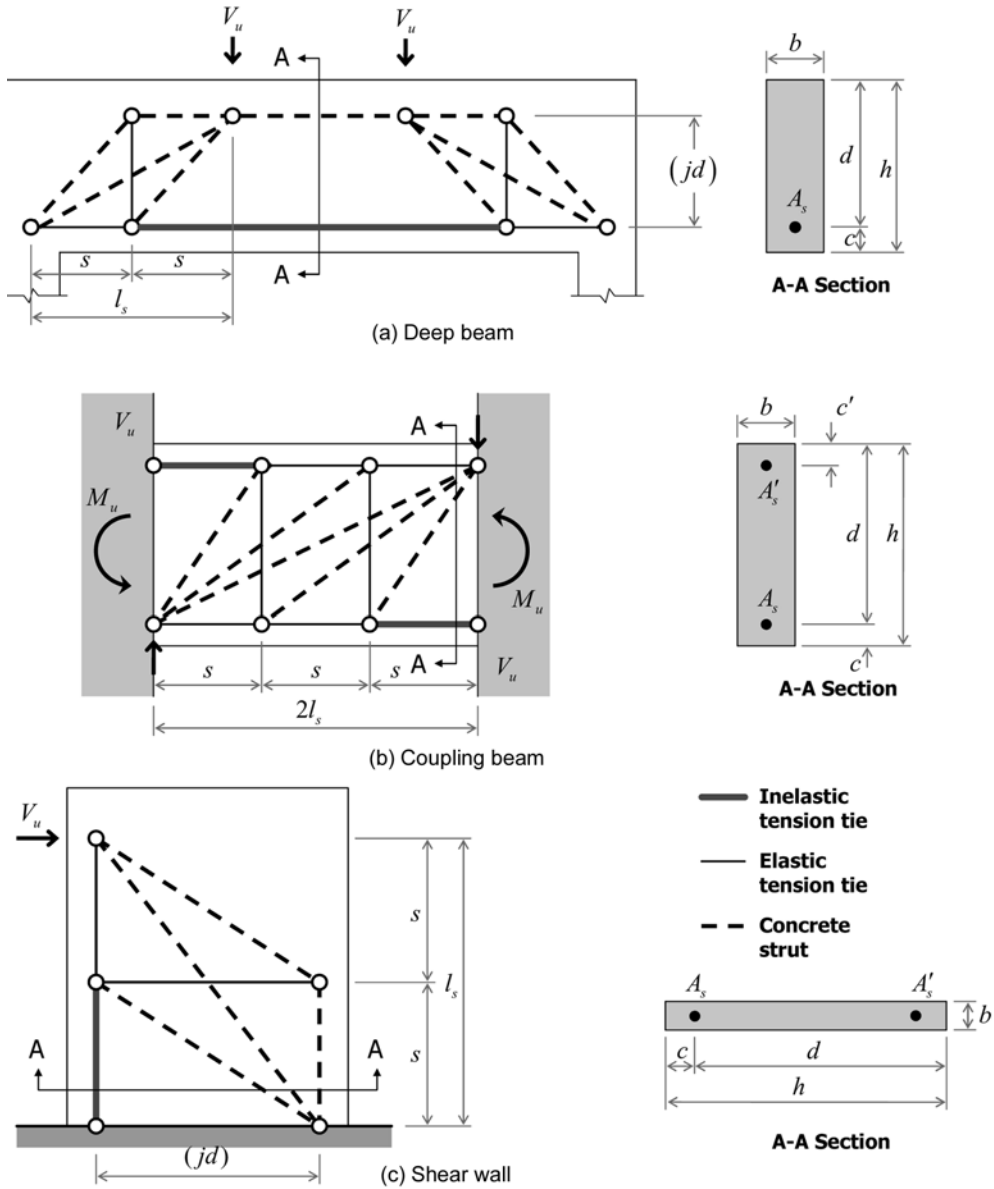


Fig. 2 Strut-and-tie model for shear-dominated RC members

전략에 따라 소성변형을 허용하는 비탄성 인장 타이 (inelastic tension tie, Fig. 2의 굵은 실선)와 탄성거동하는 탄성 인장 타이 (elastic tension tie, Fig. 2의 가는 실선)로 구분하여 모델링한다. 본 연구에서는 부재의 연성 파괴모드를 유도하기 위해서는 다음과 같은 설계전략을 사용하였다.

- 1) 콘크리트 스트럿의 압축파괴 이전에 길이 방향 휨철근의 항복이 발생한다.
- 2) 휨철근의 항복 이후에도 전단철근은 항복하지 않는다. 본 연구에서는 간단한 하중전달 메커니즘이나 가정에 따라서 각 요소의 탄성 및 활선 강성을 정의한다. 이렇게 결정된 강성은 설계 전략을 만족시키고 반복계산을 줄이기 위한 하나의 제안으로서, 강성의 가정에 사용된 간단한 하중전달 메커니즘과는 관계없이 실제 설계에서는 모델의 구성과 강성의 크기에 따라 복잡한 메커니즘으로 내부 힘이 분배된다.

3.1 길이방향 요소

앞서 언급된 설계전략에 따라 부재파괴 이전에 휨철근의 항복이 발생하므로, 단면의 휨철근량은 주로 단면에 요구되는 휨모멘트강도에 의하여 영향을 받는다. 따라서 길이방향의 콘크리트 스트럿 및 철근 타이 요소의 탄성강성과 비탄성 활선강성을 다음과 같이 휨이론에 근거하여 근사적으로 가정할 수 있다.⁵⁾

길이방향 요소는 인장측의 철근 타이와 압축측의 콘크리트 스트럿으로 이루어진다. 부재의 설계휨강도에 의하여 요구되는 길이방향 철근 타이의 인장력 T 는 근사적으로 다음과 같이 구한다.

$$T = \frac{M_u}{(jd)} \quad (1)$$

여기서 T = 인장 타이에 작용하는 인장력, M_u = 설계 휨

모멘트강도 ($= V_u l_s$), V_u = 부재의 설계전단력, l_s = 철근콘크리트 부재의 전단경간 길이, (jd) = 단면에서 모멘트팔의 길이이다.

Fig. 2 (a)-(c)에 나타난 바와 같이 최대 휨모멘트에 의한 인장력을 저항하는 길이방향 철근 타이는 활선강성을 갖는 비탄성 인장 타이 요소로 모델링한다. 부재의 비탄성 변형을 평가하고 스트럿-타이 모델을 구성하는 각 요소 사이의 힘의 재분배를 고려한 경제적인 설계를 위하여, 길이방향 비탄성 인장 타이에 다음과 같은 활선강성 k_s 를 사용한다.

$$k_s = \frac{T}{\Delta_{tu}} = \frac{M_u}{(jd)\epsilon_u l_t} \quad (2)$$

여기서 Δ_{tu} =인장 타이의 비탄성 변형, ϵ_u =길이방향 인장 타이의 비탄성 변형률, l_t =인장 타이의 길이이다.

인장 타이의 비탄성 변형률 ϵ_u 는 복부 콘크리트의 압축 파괴와 철근의 인장파단이 조기에 발생하지 않도록 결정되어야 한다. 그러나 이러한 철근의 비탄성 변형률은 하중조건, 부재 및 단면 형태, 재료강도 등의 영향을 복합적으로 받으므로 일정한 값으로 정의하기 어려우며, 부재의 특성에 따라 달라진다. 원칙적으로는 부재에 예상되는 변형 능력을 고려하여 $\epsilon_u=0.002\sim 0.04$ 사이의 값으로 가정한 것이 바람직하며, 4장에 제시된 대각 콘크리트 스트럿의 압축파괴가 예상되는 경우에는 해당 철근의 ϵ_u 를 감소시킨다. 내진 구조로서 일정한 연성능력이 요구되는 연결보 및 전단벽의 경우 대부분의 소성변형이 소성힌지 영역에 집중되므로, 소성힌지에서 요구되는 소성변형각을 근거로 다음과 같이 비탄성 변형률의 초기값을 결정할 수 있다.

$$\epsilon_u = \frac{\theta_{pu}(jd)}{l_t} + \epsilon_y \quad (3)$$

여기서 θ_{tu} =부재 소성힌지에서의 소성변형각, ϵ_y =인장철근의 항복변형률이다. θ_{pu} 는 설계자의 설계전략으로 결정하거나, 또는 FEMA 273⁽¹²⁾, 356⁽¹³⁾ 등과 같은 기존 내진설계지침 및 실험 결과 등을 참고하여 결정할 수 있다.

최대 휨모멘트 영역 (깊은보의 정중앙 (Fig. 2 (a)), 연결보와 전단벽의 지점 (Fig. 2 (b), (c))에서 떨어진 위치의 길이 방향 인장철근은 탄성 인장 타이로 모델링한다. 비탄성 및 탄성 인장 타이로 구분하여 모델링하는 이유는 부재 휨항복 이후의 소성변형이 주로 최대 휨모멘트 지점에서만 발생하며 이를 벗어난 다른 영역에서는 휨철근이 탄성 상태에 머물러 있기 때문이다. 탄성 인장 타이의 탄성강성 k_e 는 다음과 같이 구한다.

$$k_e = \frac{T}{\Delta_{ty}} = \frac{M_u}{(jd)\epsilon_y l_t} \quad (4)$$

여기서 Δ_{ty} =인장 타이의 항복변형이다.

균열 콘크리트와의 부착을 고려하면, 실제 탄성 인장 타이 요소의 강성은 식 (4)보다 커질 수 있다.⁽¹⁴⁾ 그러나 그러한 강성 차이는 설계 결과에 큰 영향을 미치지 않으므로, 설계의 편의상 균열 콘크리트의 강성 증가 효과를 고려하지 않아도 문제없다.

깊은보 (Fig. 2 (a))와 전단벽 (Fig. 2 (c))의 스트럿-타이 모델에서 길이 방향 압축 스트럿 요소의 단면 크기는 설계휨강도 M_u 에 의한 압축대의 크기로 결정할 수 있다. 본 연구에서는 근사적으로 등가응력블록 (equivalent stress block) 모델을 사용하여 압축대의 단면적 A_c 를 결정한다.

$$A_c = \frac{M_u}{(jd)f_{ce}} \quad (5)$$

여기서 f_{ce} =콘크리트 응력블록의 유효압축응력 ($=0.85f_{ck}$), f_{ck} =콘크리트 압축강도이다.

압축력을 받는 콘크리트는 본래 비탄성 거동을 나타낸다. 그러나 철근의 소성 인장변형에 비하여 콘크리트 압축변형의 크기가 현저히 작으므로, 부재의 전체 비탄성 변형에 콘크리트 스트럿의 압축변형의 변화가 미치는 영향은 매우 작다. 따라서 본 연구에서는 설계의 편의를 위하여 길이 방향 콘크리트 스트럿을 다음의 탄성강성 k_e 를 갖는 탄성요소로 모델링하였다.

$$k_e = \frac{E_c A_c}{l_e} = \frac{E_c M_u}{l_e (jd) f_{ce}} \quad (6)$$

여기서 E_c =콘크리트의 탄성계수로 f_{ck} 가 30MPa보다 크면 $3300\sqrt{f_{ck}} + 7000$ (MPa), f_{ck} 가 30MPa 이하면 $4700\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)를 사용한다.^(1,3) l_e =압축 스트럿의 길이이다.

Fig. 2에 나타난 바와 같이 실제 철근콘크리트 부재의 경우 압축대에 길이방향 철근 A_s 이 배근될 수 있다. 이 경우 원칙적으로 설계자가 압축대에 배치하고자 하는 압축철근량을 고려하여 압축 스트럿의 강성을 결정한다. 그러나 콘크리트 압축대에서 초기 압축파괴가 일어나지 않는 경우에는, 압축철근의 영향을 고려하지 않고 식 (6)을 사용하여 강성을 결정하더라도 설계 결과가 크게 달라지지 않는다.

식 (1)-(6)에서 (jd) 는 단면의 인장력과 압축력의 중심거리로서 콘크리트 압축대의 단면 너비가 b 로서 일정한 경우 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$(jd) = d - \frac{a}{2} = d - \frac{M_u}{2(jd)f_{ce}b} \quad (7a)$$

여기서 a =등가응력블록의 깊이, b =압축대 단면의 너비, d =단면의 유효깊이이다. 식 (7a)를 (jd) 에 관한 2차방정식으로 정리할 수 있으며, 이로부터 깊은보와 전단벽에 대한 스트럿-타이 모델에서 (jd) 는 다음과 같다.

$$(jd) = \frac{d + \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{f_{ce}b}}}{2} \quad (7b)$$

깊은보와 전단벽과는 달리, 전단경간비 (l_s/h , h =부재 단면의 깊이, Fig. 2)가 1.0 이하인 연결보에서는 길이방향 요소를 콘크리트 스트럿이 아닌 인장 타이 요소로 모델링하는 것이 바람직하다. 그 이유는 전단경간비가 1.0 이하인 연결보의 길이방향 철근에는 항상 인장응력 및 변형률이 발생되기 때문이다.¹⁵⁾ 즉, 지점 부근에서 전단력은 주로 대각 압축 스트럿에 의하여 전달되며, 길이방향의 상·하 철근은 모두 인장력을 받는다. 따라서 전단경간비가 작은 연결보의 길이 방향 요소는 모두 인장 타이로 모델링한다 (Fig. 2 (b)). 가장 큰 휨모멘트를 받는 지점 부근의 인장측 철근은 비탄성 인장 타이로, 나머지 길이방향 철근은 탄성 인장 타이로 각각 모델링한다. 비탄성 인장 타이의 활선강성과 탄성 인장 타이의 탄성강성은 각각 식 (2)와 (4)에 따라서 계산한다. 이때의 (jd)는 다음과 같다 (Fig. 2(b)).

$$(jd) = d - c' \quad (7c)$$

여기서 c' = 압축철근의 콘크리트 피복 두께이다.

반면 전단경간비가 1.0보다 큰 연결보에서는 압축대에 배치된 길이방향 철근에 압축력이 발생될 수 있다. 활선강성에 대한 선형해석 결과 길이 방향 요소가 압축력을 받는 경우에는, 콘크리트 스트럿 요소를 사용하여 스트럿-타이 모델을 변경한 다음 다시 설계한다.

3.2 직각방향 요소

부재축의 직각방향 요소는 인장력만을 부담하므로 인장 타이 요소로 모델링한다. 전단지배 철근콘크리트 부재의 경우 복부에 과도한 사인장균열이 발생되어 대각 콘크리트 스트럿의 압괴에 의하여 조기에 취성파괴가 발생할 수 있다. 이러한 대각방향 콘크리트 스트럿의 압괴를 지연시키기 위해서 부재축 직각방향의 전단철근에 비탄성 변형을 허용하지 않는 것이 바람직하다. 따라서 본 연구에서는 직각방향 철근을 탄성 인장 타이 요소로 모델링한다.

$$k_e = \frac{T_v}{\Delta_{lv}} = \frac{sV_u}{d\varepsilon_y l_t} \quad (8)$$

여기서 T_v =인장 타이에 발생가능한 최대인장력 ($=sV_u/d$), s = 직각방향 탄성 인장 타이 요소의 간격 (Fig. 2)이다.

Fig. 2 (a)에 나타난 바와 같이 전단경간비가 작은 부재에서는 대각 콘크리트 스트럿이 직접적으로 전단력을 전달할 수 있다. 이러한 경우에는 직각방향 철근 타이에 실제 작용하는 인장력의 크기가 식 (8)의 T_v 보다 작다. 따라서 실제 직각방향 인장 타이의 탄성강성이 식 (8)에 의한

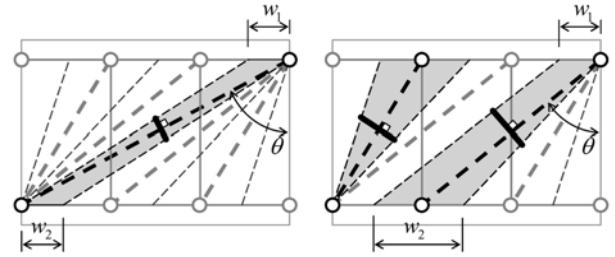


Fig. 3 Modeling of diagonal concrete strut

값보다 작아야 하지만, 이러한 탄성강성의 변화가 설계 결과에는 큰 영향을 미치지 않는다.

큰 변형 능력이 요구되는 특수 내진 구조에 사용되는 부재의 경우에는 주기하중에 의하여 콘크리트의 하중전달능력이 저하되므로 스트럿-타이 모델의 해석결과와 관계없이 전체의 전단력을 전달 할 수 있도록 전단철근이 설계되어야 한다.¹⁾

3.3 대각방향 요소

Fig. 3은 대각방향 콘크리트 스트럿 요소의 모델링 방법을 보여준다. 그림에 나타난 바와 같이 대각방향 콘크리트 스트럿 요소는 스트럿의 배치에 따라 단면 형태가 일정한 평행사변형과, 변단면을 갖는 삼각형 또는 사다리꼴의 형태를 갖는다. 변단면을 갖는 대각 콘크리트 스트럿 요소의 단면적은 Paulay,¹⁵⁾ Kim,⁹⁾ Park and Eom¹⁶⁾ 등의 연구에 제시된 바대로 평균 단면적 A_c 를 사용한다 (Fig. 3).

$$A_c = \frac{b_w(w_1 + w_2)\cos\theta}{2} \quad (9)$$

여기서 b_w =부재 복부 단면의 너비, w_1 , w_2 = 변단면을 갖는 콘크리트 스트럿의 최대 및 최소 폭, θ = 대각방향 콘크리트 스트럿의 각도로 $31^\circ \sim 59^\circ$ 사이의 값으로 결정한다²⁾.

길이방향 콘크리트 스트럿 요소와 마찬가지로, 대각방향 콘크리트 스트럿 요소는 탄성강성을 갖는 선형 요소로 모델링하며, 탄성강성 k_e 는 다음과 같이 결정할 수 있다.

$$k_e = \frac{E_c A_c}{l_c} = \frac{E_c (b_w(w_1 + w_2)\cos\theta)}{l_c} \quad (10)$$

4. 설계 절차 및 파괴기준

본 연구에서 제안하는 간략화된 직접 비탄성 스트럿-타이 모델의 설계 절차는 다음과 같다.

1) 철근콘크리트 부재에 작용하는 설계하중 (전단력 V_w , 휨모멘트 M_w)을 구한다.

2) 길이방향, 직각방향, 대각방향의 트러스 요소를 사용하여 설계하고자 하는 철근콘크리트 부재의 스트럿-타이 모델을 구성하며, 모델의 적절한 경계조건을 설정한다 (Fig. 2 참조).

3) 설계자의 설계전략에 따라서 각 스트럿 및 타이 요소의 탄성강성 k_e 또는 활선강성 k_s 를 설정한다. 원칙적으로 각 요소의 강성은 설계자 임의로 결정할 수 있으나, 효율적이고 간단한 비탄성 설계를 위하여 3장에 제시된 탄성 및 활선강성 결정 방법을 사용할 수 있다.

4) 부재에 작용하는 설계하중에 대한 선형해석을 수행하여 각 스트럿 및 타이 요소의 힘과 변형을 결정한다.

5) 각 스트럿 및 타이 요소와 절점 영역의 구조안전성을 검토한다. 길이방향 스트럿과 절점 영역은 ACI318-05,¹⁾ CEB-FIP²⁾ 등 기존 콘크리트 설계기준에 따라서 검토한다. 길이방향 철근 타이와 대각방향 콘크리트 스트럿의 파괴는 아래에 소개되는 파괴모드 및 기준을 적용하여 검토할 수 있다. 스트럿, 타이, 절점 영역을 설계하중에 대하여 안전하게 설계할 수 없다면, 스트럿과 타이 요소의 강성을 수정하거나 모델링을 변경하여 재설계한다.

6) 계산된 타이 요소의 힘에 대응하도록 철근량을 결정하여 배근한다. 이때 배근된 길이방향 및 직각방향 철근은 기존 콘크리트 설계기준¹⁻³⁾에서 제한하는 최대 및 최소 철근비 규정을 만족하여야 한다.

전단지배 거동을 보이는 철근콘크리트 연결보, 전단벽, 깊은보 등에 대한 실험 결과^{8,17-20)}에 의하면 충분한 철근 정착과, 하중과 반력에 대한 지압면적을 갖는 철근콘크리트 부재의 파괴는 주로 대각 콘크리트 스트럿의 압괴, 철근의 인장파단, 또는 콘크리트 대각 전단 균열파괴에 의하여 발생된다. 콘크리트 대각 전단 균열파괴는 충분한 전단철근을 배근함으로써 방지될 수 있다. 나머지 파괴모드인 길이방향 인장철근 타이의 파단과 대각방향 콘크리트 스트럿의 압괴는 다음과 같이 검토할 수 있다.

Wood의 연구⁸⁾에 따르면, 주기하중을 받는 철근콘크리트 부재의 휨철근에서 발생하는 인장파단은 휨응력지수 (flexural stress index)가 0.15 이하이고 철근의 비탄성 변형률이 인장파단 변형률 ϵ_{fr} 을 초과한 경우에 발생할 수 있다. 철근콘크리트 부재의 휨응력지수는 식 (11)과 같이 정의된다.

$$\text{Flexural stress index} = \frac{\rho_l f_y + P/A_g}{f_{ck}} \quad (11)$$

여기서 ρ_l = 전체 단면적에 대한 길이방향 철근 총 면적의 비율이다. Wood⁸⁾는 실험 결과를 근거로 연성거동을 보이는 전단벽의 경우 근사적으로 $\epsilon_{fr} = 0.04$ 를 제시하였다.

대각 스트럿과 같이 인장-압축의 2축 방향 응력을 받는 철근콘크리트에서는 스트럿 직각방향의 인장균열에 의하여 콘크리트 스트럿의 압축강도가 저하된다.^{6,7)} 본 연구에서는 Vecchio and Collins⁶⁾가 제안한 방법을 적용하여 1축 압축강도 f_{ck} 보다 작은 대각 방향 콘크리트 스트럿의 유효압축강도 f_{ce} 를 스트럿 직각 방향의 인장변형률 ϵ_t 의 함수로 정의하였다.

$$f_{ce} = \frac{f_{ck}}{0.8 + 0.34 \epsilon_t / \epsilon_{co}} \leq f_{ck} \quad (12)$$

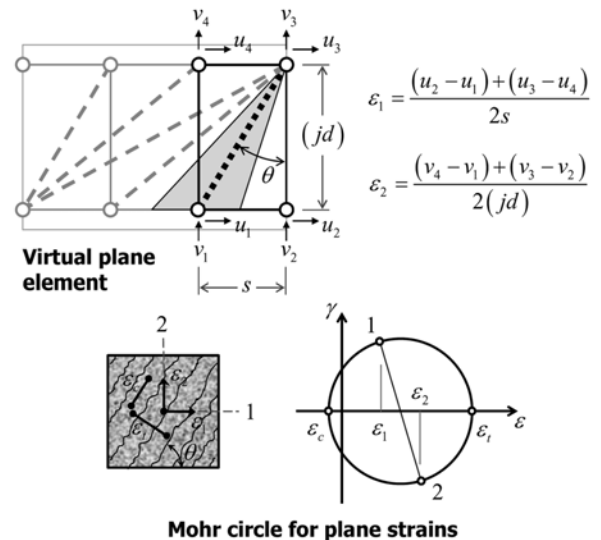


Fig. 4 Evaluation of transverse strain of diagonal concrete strut

여기서 ϵ_{co} = 콘크리트 압축강도에 해당하는 압축변형률, ϵ_t = 스트럿 직각방향의 인장변형률이다. ϵ_t 는 대각방향 콘크리트 스트럿을 둘러싸는 가상 면요소 (virtual plane element)의 절점변형률과 다음과 같은 변형률적합 (strain-compatibility) 조건을 사용하여 평가할 수 있다 (Fig. 4).¹⁶⁾

$$\epsilon_c + \epsilon_t = \epsilon_1 + \epsilon_2 \quad (13)$$

여기서 ϵ_c = 콘크리트 스트럿의 압축변형률, ϵ_1, ϵ_2 = 가상 면요소에 발생하는 부재 길이방향 및 직각방향의 평균 변형률이다. Fig. 4에 나타난 바와 같이 ϵ_1 및 ϵ_2 는 가상 면요소의 네 절점 변형을 사용하여 구한다.

선형해석으로 구한 스트럿에 작용하는 압축응력이 식 (12)와 (13)을 사용하여 산정한 대각방향 콘크리트 스트럿의 저하된 유효압축강도 f_{ce} 보다 큰 경우에는 대각 스트럿에서 압괴에 의한 부재 복부파괴가 발생된다.

본 연구에서는 대각방향 콘크리트 스트럿의 유효압축강도를 결정하기 위하여 스트럿의 평균 폭 (Fig. 3과 식 (9))과 그 스트럿을 포함하는 복부 영역의 평균 변형률 (Fig. 4)을 사용하였다. 반면 ACI 318-05¹⁾에 제시된 방법에 따라 절점영역에서 콘크리트의 강도 검토를 수행할 경우에는 절점 영역의 치수가 고려된 대각 스트럿의 최소 폭을 사용하여야 한다.

만약 철근의 파단이나 대각 스트럿의 압축파괴가 일어난다면, 인장 타이의 활선강성을 증가시키거나 (철근량의 증가 또는 철근 타이의 비탄성 변형률 ϵ_u 의 감소) 또는 부재의 단면을 증가시켜서 재설계하여야 한다.

5. 설계 예제

3~4장에 소개된 간략화된 직접 비탄성 스트럿-타이 모델 (S-DISTM)의 모델링 및 설계 절차에 따라서 전단경간비가 작은 깊은보,¹⁷⁾ 연결보,¹⁸⁾ 전단벽²⁰⁾ 등 전단지배 철근 콘크리트 부재들의 비탄성 설계를 수행하였다. 설계 예제

로 사용된 실험체들은 휨항복 이후 비탄성 변형을 보이다가 복부의 콘크리트 압괴로 파괴된 실험체들이다. 따라서 S-DISTM을 이용한 비탄성 설계시 3장에 소개된 설계 전략을 동일하게 적용하였다. 즉, 보 복부에 과도한 사인장균열을 지연시키기 위하여 직각방향 철근 타이를 탄성 인장 타이 요소로 모델링하였다. 또한 휨철근의 항복에 의한 철근콘크리트 부재의 연성거동을 유도하기 위하여 최대 휨모멘트가 발생하는 지점의 길이방향 철근 타이를 비탄성 인장 타이로 모델링하였다. 이 설계예제에서는 스트럿 및 타이에 대한 강도감수계수는 고려하지 않았다 ($\phi = 1.0$).

5.1 깊은보 (deep beam)

설계에 사용된 깊은보는 Foster and Gilbert¹⁷⁾가 실험한 B2.0-3 실험체이다. Fig. 5 (a)는 설계에 사용한 단순지지 깊은보 실험체의 형상을 보여주며, Fig. 5 (b)는 정정 스트럿-타이 모델과 S-DISTM 설계를 위한 부정정 스트럿-타이 모델을 보여준다. Fig. 5 (b)의 부정정 스트럿-타이 모델에서 대각 콘크리트 스트럿을 둘러싸는 사각형이 구성이 되지 않을 경우 스트럿 직각방향의 인장변형률을 바로 구할 수 없다 (Fig. 4 참조). 따라서 대각방향 콘크리트 스트럿의 강도 저하를 평가하기 위하여, 가상의 요소 (dummy element, Fig. 5 (b)의 가는 점선)를 추가하였다. 이 가상 요

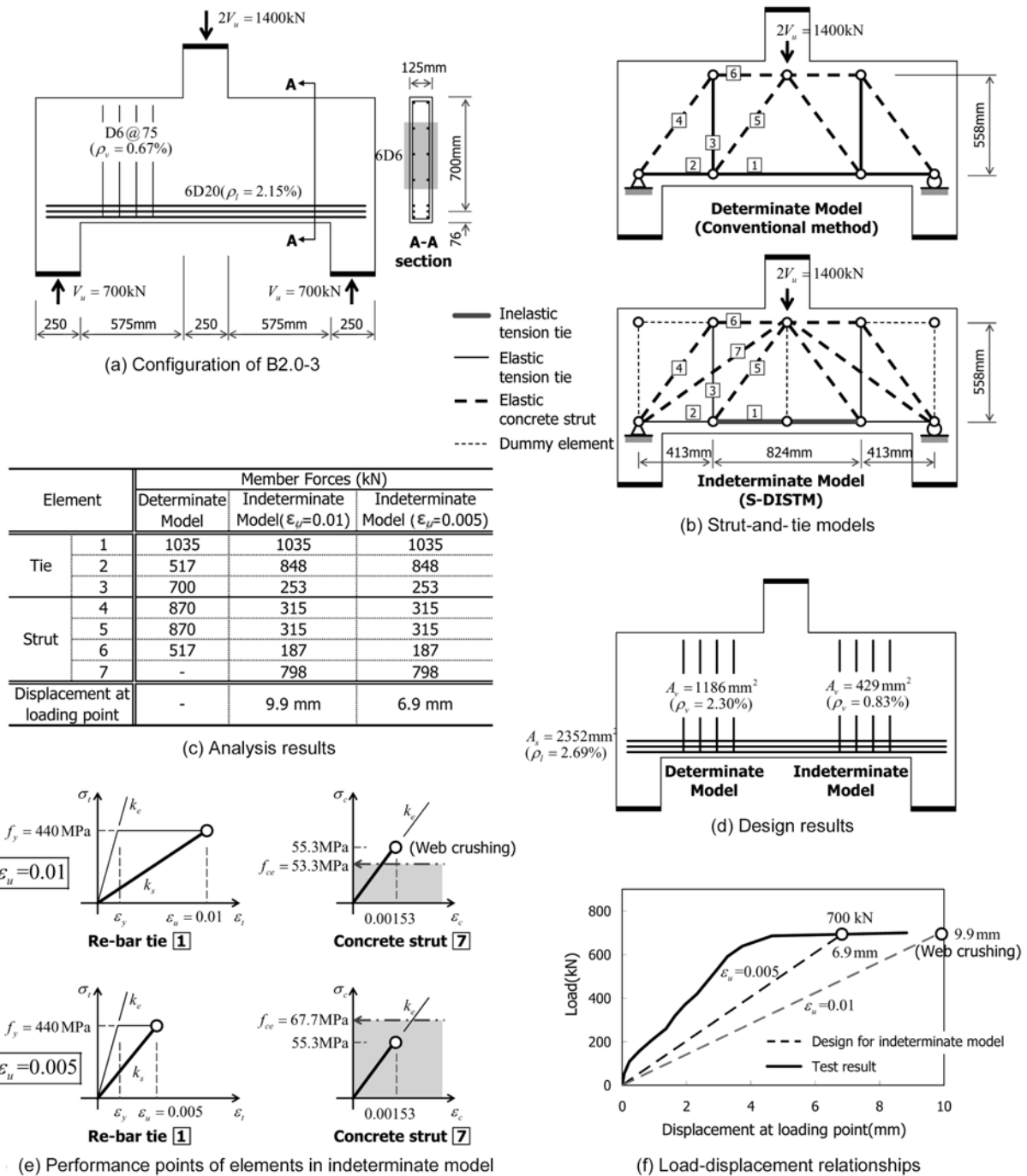


Fig. 5 Design example for deep beam (B2.0-3)

소는 스트럿의 직각방향 변형률을 계산하기 위하여 사용되며, 다른 요소들의 설계결과에는 영향을 미치지 않는다. 실험에 의한 최대 하중재하능력으로 정해진 설계 전단력과 휨모멘트는 각각 $V_u=700$ kN, $M_u=578$ kNm이다. 콘크리트 압축강도는 $f_{ck}=78$ MPa이고, 휨 및 전단 철근의 항복강도로 각각 $f_y=440, 590$ MPa를 사용하였다.

정정 스트럿-타이 모델에 대한 설계는 힘의 평형조건만으로 설계가 가능하며, 그 결과는 Fig. 5 (c)에 나타나 있다.

S-DISTM을 이용한 부정정 스트럿-타이 모델의 비탄성 설계는 3장의 모델링 방법과 4장의 설계 절차에 따라 수행하였다. 대각 스트럿 ⑦의 압축과괴에 영향을 미치는 직각방향 인장변형률 ϵ_t 는 직각방향 인장 타이 ③과 길이방향 인장 타이 ①의 영향을 받는다. 주근의 항복 이전에 대각 스트럿의 압축과괴가 발생하는 것을 방지하기 위하여, 직각방향 인장 타이 요소 ③은 탄성 요소로 가정하였다. 반면 길이방향 인장 타이 ①은 비탄성 변형을 허용하였다. 많은 실험 결과로부터 관찰되듯 큰 전단력을 전달하는 깊은보의 경우 큰 연성 능력을 기대하기 어렵다. 따라서 비탄성 인장 타이 ①의 비탄성 변형률을 최초로 $\epsilon_u=0.01$ 로 가정하여 설계하였다. 그러나 검토 결과 복부과괴가 발생되어 비탄성 변형률을 $\epsilon_u=0.005$ 로 줄여 재설계하였다. 이때 대각방향 콘크리트 스트럿 (Fig. 5 (b)의 ⑦)의 압괴에 의한 복부과괴는 식 (12) 및 (13)을 사용하여 검토하였다.

S-DISTM을 이용한 부정정 스트럿-타이 모델의 비탄성 설계 결과는 Fig. 5 (c)와 (d)에 나타났다. 비교를 위하여 정정 스트럿-타이 모델을 이용한 깊은보의 설계 결과를 그림에 함께 나타냈다. 정정 스트럿-타이 모델은 모든 전단력이 트러스 메커니즘 (truss mechanism)으로 전달되므로 직각 방향 타이 ③ (Fig. 5 (b))에 큰 인장력 700 kN이 작용하였으며, 그 결과 $\rho_v=2.3\%$ 의 전단철근이 배치되어야 하는 것으로 나타났다. 반면 부정정 스트럿-타이 모델은 아치 메커니즘 (arch mechanism) 및 트러스 메커니즘의 복합 작용에 의하여 전단력이 전달되며, 각 메커니즘에 의하여 전달되는 전단력의 크기는 변형 적합조건 (displacement compatibility) 및 힘의 평형조건 (force equilibrium)에 의하여 결정된다. 그 결과 S-DISTM로 설계된 부정정 스트럿-타이 모델에서는 직각방향으로 배치된 철근량 ($\rho_v=0.83\%$)이 크게 감소하였다.

Fig. 5 (e)는 S-DISTM로 결정된 부정정 스트럿-타이 모델의 비탄성 인장 타이 ①과 대각방향 콘크리트 스트럿 ⑦의 응력-변형률 관계를 보여준다. 타이 요소 ①의 비탄성 변형률을 $\epsilon_u=0.01$ 로 가정한 경우, 콘크리트 스트럿 ⑦의 유효압축강도가 $f_{ce}=53.3$ MPa로 스트럿에 작용하는 압축 응력 55.3 MPa 보다 작아 압축과괴가 발생되었다. 반면 비탄성 변형률을 $\epsilon_u=0.005$ 로 줄여 재설계한 경우, 스트럿의 압괴에 의한 복부과괴가 발생하지 않았다.

설계 결과의 검증을 위하여 실험 결과와 스트럿-타이 모델의 설계 결과를 비교하였다. Fig. 5 (a)와 (d)는 깊은보의 실제 배근과 S-DISTM에 의하여 설계된 배근량을 보

여준다. 전반적으로 S-DISTM에 의하여 설계된 부정정 스트럿-타이 모델의 배근은 실험체의 배근과 비슷하며, 정정 스트럿-타이 모델에서는 직각방향 전단철근이 과도하게 설계되었다. 한편 S-DISTM으로 설계된 부정정 모델이 실험체보다 다소 안전측으로 설계되었다. 즉, 부정정 모델의 길이 방향 인장철근비 $\rho_l=2.69\%$ 와 직각방향 전단철근비 $\rho_v=0.83\%$ 가 실험체의 길이방향 인장철근비 $\rho_l=2.15\%$ 와 직각방향 전단철근비 $\rho_v=0.67\%$ 보다 다소 크다. 그 이유는 실험체의 복부에 균등히 배근된 길이방향 철근 6D6 ($f_y=590$ MPa)을 고려하지 않았고 (Fig. 5 (a)), 또한 부정정 모델에서는 경계조건을 하나의 힌지로 단순화하고 지점 사이의 중심간 간격을 스패너로 사용함으로써 아치 메커니즘에 의한 전단력의 전달을 다소 과소평가하였기 때문이다.

Fig. 5 (f)는 실험 결과 및 S-DISTM 부정정 모델의 하중-변위 관계를 나타낸다. $\epsilon_u=0.01$ 및 0.005에 대한 결과를 모두 그림에 나타냈다. $\epsilon_u=0.005$ 를 적용하여 설계한 경우 부재 정중앙에서의 처짐이 6.9 mm로 실험에 의한 최대변형 8.8 mm보다 다소 안전측으로 평가되었다. 반면 $\epsilon_u=0.01$ 에 대한 S-DISTM 비탄성 설계의 경우 9.9 mm 처짐에서 대각 방향 스트럿 압축과괴가 예측되었는데, 이는 최대변형 8.8 mm에서 전단과괴가 발생한 실험 결과와 일치한다.

5.2 연결보 (coupling beam)

병렬벽 (coupled wall) 구조에서 벽체를 연결하는 연결보는 큰 전단성능과 비탄성 변형 능력이 요구되는 주요한 횡력지지 구조 부재이다. 특히, 지진하중을 받는 연결보에서는 정확한 전단강도 뿐만 아니라 비탄성 변형 능력의 평가가 요구된다.

설계에 사용된 연결보는 Galano and Vignoli¹⁸⁾가 실험한 단조하중을 받는 P01 실험체와 주기하중을 받는 P02 실험체이다. 두 실험체의 특성은 동일하다. Fig. 6 (a)에 실험체의 형상, 배근상세, 단면크기를, Fig. 6 (b)에 실험체의 S-DISTM 설계를 위한 부정정 스트럿-타이 모델을 각각 나타냈다. 전단경간비가 0.75인 P01의 길이방향 철근에는 항상 인장응력 및 변형률이 발생되므로,¹⁵⁾ Fig. 6 (b)에 나타난 바와 같이 길이 방향 요소는 모두 철근 타이로 모델링하였다. 경계조건으로는 일반적인 연결보에서 사용되는 경계조건을 사용하였다. 즉, Fig. 6 (b)에서 나타난 연결보 우측의 가력부에서 길이방향 및 직각방향의 변형이 자유롭게 발생할 수 있지만 회전변형은 구속되어 연결보의 중앙에서 휨모멘트가 0이 되도록 경계조건을 설정하였다. 콘크리트 압축강도 및 철근의 항복강도는 각각 $f_{ck}=48.9$ MPa, $f_y=567$ MPa를 사용하였다. 설계를 위한 전단력과 휨모멘트는 각각 $V_u=224$ kN, $M_u=67.2$ kNm로서 실험에 의한 P01 실험체의 하중재하능력과 동일하다.

소성변형이 집중적으로 발생하는 연결보 양단부의 길이방향 철근 타이 ① (Fig. 6 (b))은 활선강성을 사용하여

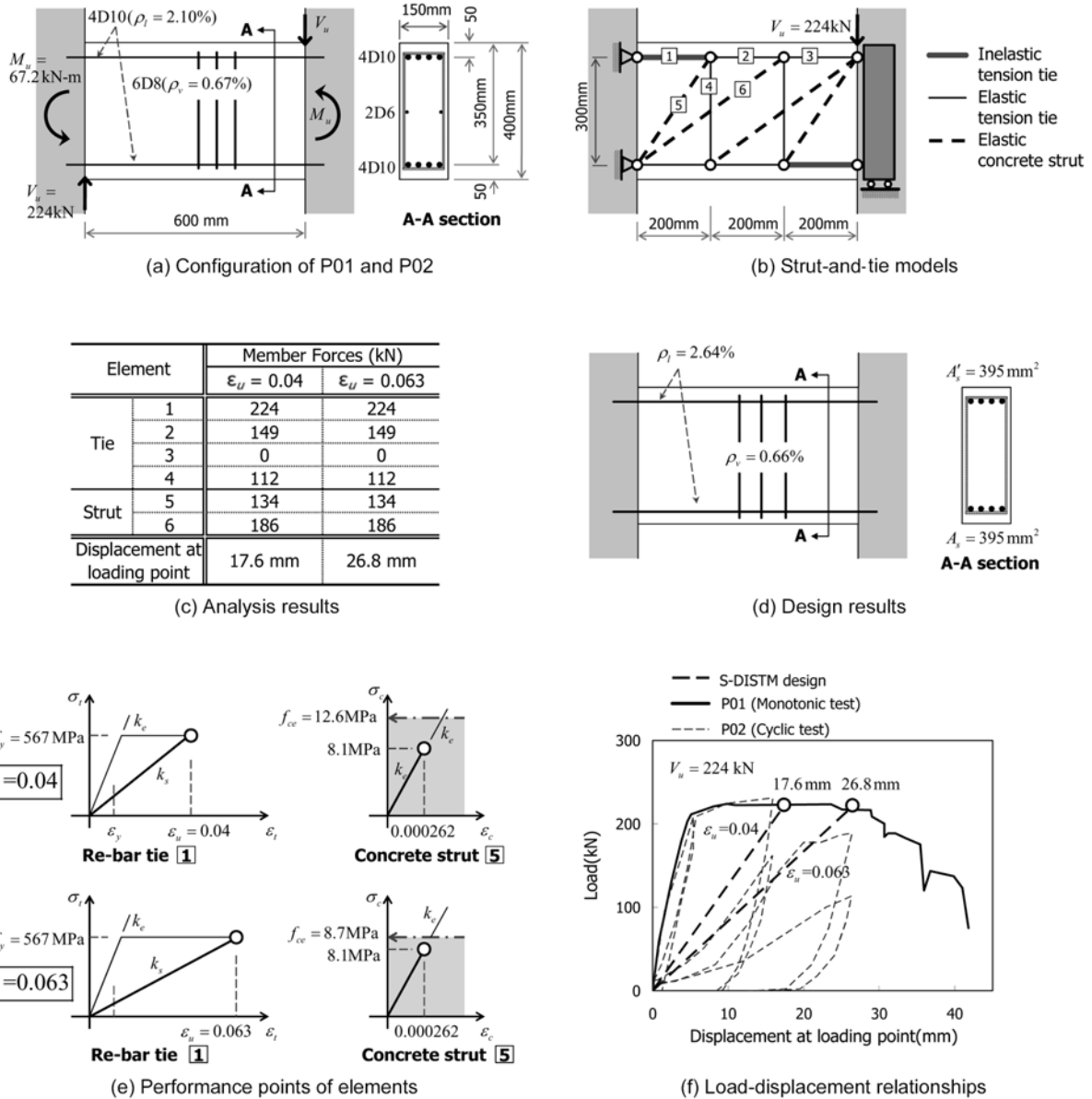


Fig. 6 Design example for coupling beam (P01 and P02)

모델링하였다. FEMA 356⁽¹³⁾에서 허용하는 연결보의 최대 소성변형각의 크기는 $\theta_{pu} = 0.025 \text{ rad}$ 이므로, 식 (3)을 이용하여 허용 소성변형각에 대응하는 철근 타이 1의 비탄성 변형률 $\epsilon_u = 0.04$ 를 결정하였다. 또한 요구 소성변형각에 따른 설계 결과의 차이를 비교를 위하여 $\theta_{pu} = 0.04 \text{ rad}$ 에 대응하는 비탄성 변형률 $\epsilon_u = 0.063$ 에 대하여 S-DISTM 비탄성 설계를 수행하였다.

Fig. 6 (c)는 S-DISTM으로 구한 각 스트럿 및 타이 요소의 내력과 가력점에서의 비탄성 변형의 크기를 비교하고 있다. Fig. 6 (d)는 S-DISTM의 설계 결과인 배근상세를 보여준다. Fig. 6 (c)와 (d)에 나타난 바와 같이 비탄성 인장 타이 1의 비탄성 변형률의 차이에 의한 휨 및 전단 철근량의 변화는 거의 없었지만, 예측된 연결보의 최대 비탄성 변형은 17.6 mm에서 26.8 mm로 크게 증가되었다. Fig. 6 (e)에 비탄성 인장 타이 1과 대각 콘크리트 스트럿 5의 응력-변형률 관계를 나타냈다. 비탄성 인장 타

이 1의 비탄성 변형률을 각각 $\epsilon_u = 0.04$ ($\theta_{pu} = 0.025 \text{ rad}$) 및 0.063 ($\theta_{pu} = 0.04 \text{ rad}$)으로 제어한 설계 모두 대각 콘크리트 스트럿 5의 압축응력 (8.1 MPa)이 식 (12) 및 (13)에 의하여 결정된 콘크리트의 유효압축강도 f_{ce} 보다 작았다. 따라서 대각 콘크리트 스트럿의 압괴에 의한 복부 파괴 없이 연결보의 요구 소성변형각 $\theta_{pu} = 0.025$ 및 0.04 rad 을 만족하는 것으로 나타났다.

설계 결과의 검증을 위하여, Fig. 6 (a)에 나타난 연결보 P01 실험체의 실제 철근량과 S-DISTM 설계에서 결정된 철근량을 비교하였다. S-DISTM의 설계결과 직각방향 철근량은 비슷하였으며, 길이방향 철근량 ($\rho_l = 2.64\%$)은 실험체의 것 ($\rho_l = 2.10\%$)보다 다소 크게 설계되었다. 그 이유는 S-DISTM 설계에서는 단면 정중앙에 배치된 복부 철근의 영향을 고려하지 않았고, 항복 후 철근의 완전소성거동을 가정하였으며, 실제 실험에서 발생했을 것으로 예상되는 다소간의 부재 길이방향 구속을 고려하지 않았

기 때문이다.

Fig. 6 (f)는 S-DISTM의 설계 결과와 실험으로 구한 P01 (단조재하)의 하중-변형 관계를 보여준다. 그림에 나타난 바와 같이 FEMA 356에 제시된 소성변형각 (0.025rad)에 근거하여 인장 타이 I의 비탄성 변형률을 $\epsilon_u = 0.04$ 로 가정한 설계에서는 실험에 의한 파괴변형에 크게 미치지 못하는 17.6 mm의 비탄성 변형이 예측되었다. 이는 FEMA 356의 부재 소성변형각이 안전측으로 제시되었기 때문이다. 반면 비탄성 변형률을 $\epsilon_u = 0.063$ 로 가정한 설계에서는 단조증가 하중을 받는 실험체 P01의 최대변형 30 mm와 거의 같은 26.8 mm의 비탄성 변형이 발생되었다. 특히 Fig. 6 (f)에 나타난 바와 같이 대각 콘크리트 스트럿에 작용하는 압축응력 (8.1 MPa)과 비탄성 거동으로 저하된 유효압축강도 ($f_{ce} = 8.7$ MPa)가 거의 같았는데, 이는 최대변형 30 mm에서 복부파괴로 인하여 하중재하능력이 급격히 저하된 실험체의 파괴양상과 일치한다.

Fig. 6 (f)는 주기하중을 받는 실험체 P02의 하중-변형 관계도 함께 보여주는데, P02는 단조증가 하중을 받는 실험체 P01의 변형능력 30 mm보다 작은 16 mm에서 반복되는 주기거동으로 급격한 강도 저하가 발생되었다. 이러한 주기하중을 받는 철근콘크리트 부재에서 나타나는 변형 능력의 감소는 반복적인 인장-압축응력을 받는 철근의 소성변형으로 설명할 수 있다. Lee and Watanabe²¹⁾는 주기하중을 받는 철근콘크리트 보의 소성힌지영역에서 철근의 소성변형에 의하여 부재 축방향의 인장변형

(elongation)이 발생되며, 이로 인하여 소성힌지 영역에서 복부 콘크리트의 압축파괴가 조기에 발생할 수 있음을 보고하였다. 이 결과는 주기하중을 받는 부재의 변형 능력을 안전측으로 평가하기 위해서는 대각 콘크리트 스트럿의 유효압축강도를 안전측으로 평가하여야 하며, 따라서 대각 콘크리트 스트럿의 유효압축강도에 영향을 미치는 인장철근의 비탄성 변형률을 안전측으로 결정할 필요가 있음을 보여주고 있다.

5.3 전단벽 (shear wall)

S-DISTM을 이용하여 Sittipunt et al.²⁰⁾이 실험한 주기하중을 받는 전단벽 실험체 W1 (전단경간비 = 1.45)에 대하여 비탄성 설계를 수행하였다. 전단벽 실험체는 휨항복 이후 우수한 연성거동을 보였다.

Fig. 7 (a)는 실험체 W1의 형상, 배근상세, 단면크기를 보여주는데, W1은 경계기둥 요소를 갖는 바벨형상의 단면형태를 갖는다. 각 경계기둥 요소에는 6D16과 2D12 철근이 길이 방향으로 배치되어 있으며 ($\rho_l = 1.28\%$, $f_y = 473$ MPa), 단면의 복부에는 수직철근과 수평철근이 각각 D6@200, D6@150 ($f_y = 450$ MPa)으로 배치되어 있다. 실험체의 비탄성 설계를 위한 스트럿-타이 모델은 Fig. 7 (b)에 나타났다. 간략한 설계를 위하여 모든 축방향 철근은 단면의 양단부에 집중되는 것으로 가정하였다. 콘크리트 압축강도는 $f_{ce} = 36.6$ MPa을 사용하였다. 실험에 의한 전

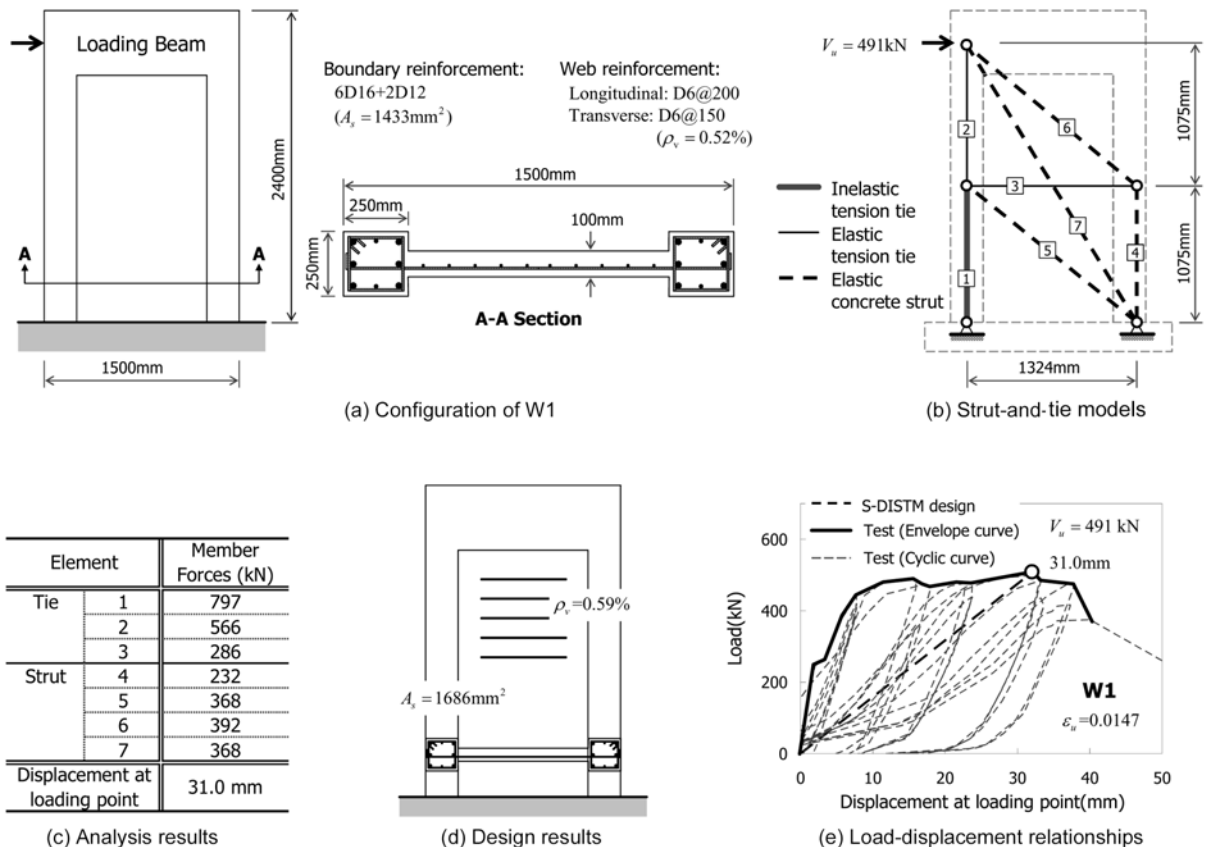


Fig. 7 Design example for shear wall (W1)

단벽의 하중재하능력은 $V_u = 491$ kN이다. 철근 타이 요소 1 (Fig. 6 (b))의 활선강성 결정을 위한 비탄성 변형률로서, FEMA 356¹³⁾에 제시된 전단벽의 허용 소성변형각 0.01rad에 대응하는 비탄성 변형률 $\epsilon_u = 0.0147$ 을 식 (3)으로부터 결정하였다. W1 벽체의 휨능력지수가 0.15보다 크고 설계에 사용한 길이방향 철근의 비탄성 변형률이 Wood⁸⁾가 제시한 인장과단 변형률 $\epsilon_{fr} (= 0.04)$ 보다 안전측이므로, 휨철근의 인장과단이 발생되지 않는다.

Fig. 7 (c)는 S-DISTM 비탄성 설계로 구한 각 스트럿 및 타이의 부재력을 보여주고, Fig. 7 (d)는 계산된 부재력을 사용하여 전단벽에 배치한 철근 상세를 보여준다. 콘크리트 스트럿 5의 압축파괴에 대하여 검토한 결과 벽체의 복부파괴가 발생되지 않는 것으로 나타났으며, 따라서 Fig. 7 (c)와 (d)의 설계 결과는 유효하다.

검증을 위하여, S-DISTM 설계 결과를 실험 결과와 비교하였다. Fig. 7 (a)와 (d)는 각각 실험체에 실제 배치된 철근량과 S-DISTM으로 결정된 철근량을 보여준다. 전반적으로 S-DISTM에 의한 철근량과 실제 실험체에 배치된 철근량이 비슷하였으나, S-DISTM에 의한 길이방향 및 직각방향 철근량이 각각 17%, 14% 더 많았다. 그 이유는 S-DISTM에서는 단면 중앙부에 균일하게 배치된 복부 수직철근의 영향을 무시하였기 때문이다. S-DISTM에서는 벽체 복부의 수직철근이 필요하지 않으나, 실제 배근에서는 설계기준에 따라서 최소의 수직철근이 요구된다.

Fig. 7 (f)는 W1 실험체에 대하여 주기하중 실험과 S-DISTM으로 구한 하중-변위 관계를 보여준다. 그림에 나타난 바와 같이 주기하중에 대한 실험시 W1은 복부 콘크리트의 압축파괴로 인하여 횡변형 37 mm에서 하중재하능력이 급격히 저하되었다. 철근의 비탄성 변형률을 $\epsilon_u = 0.0147$ ($\theta_{pu} = 0.01$ rad)로 가정한 S-DISTM 설계에 의한 비탄성 변형은 31 mm로 실제 벽체의 최대 변형보다 다소 안전측으로 예측되었다.

6. 결 론

본 연구에서는 정정 또는 부정정 스트럿-타이 모델에 대하여 선형해석으로 비탄성 강도 및 변형을 결정할 수 있는 간략화된 직접 비탄성 스트럿-타이 모델 (Simplified direct inelastic strut-and-tie model, S-DISTM)을 개발하였다. S-DISTM은 철근콘크리트 부재를 탄성 콘크리트 스트럿, 탄성 및 비탄성 철근 타이 요소로 모델링하며, 각 요소는 탄성 또는 활선강성의 선형강성을 사용한다. 본 연구에서는 설계자가 쉽게 비탄성 설계를 수행할 수 있도록 깊은보, 연결보, 전단벽 등 각 부재의 거동특성과 하중특성에 맞도록 각 요소의 적절한 활선강성을 결정하는 방법을 제시하였다. 또한 각 요소의 파괴를 평가하기 위하여 콘크리트 압괴, 철근인장과단 등의 파괴기준을 고려하였다. 개발된 설계 방법을 깊은보, 연결보, 전단벽 등 휨항복 이후 비탄성 거동을 보이는 실험체에 대하여 적용하였으며, 그 설계 결과를 실험 결과와 비교하였다. 비

교 결과, 설계 결과의 안전성은 철근 인장 타이의 비탄성 변형률과 직접적으로 관련이 있으며, 안전한 설계를 위해서는 되도록 작은 값의 인장 타이 비탄성 변형률을 사용하는 것이 바람직하다. 본 연구에서 개발된 간략화된 직접 비탄성 스트럿-타이 모델의 장점은 다음과 같이 요약할 수 있다.

- 1) 정정 및 부정정 스트럿-타이 모델에 대하여 선형해석을 이용하여 편리하게 비탄성 설계를 수행할 수 있다.
- 2) 부재의 비탄성 변형 요구량을 직접적으로 반영하여 설계하고 비탄성 변형하에서 부재의 파괴를 검토할 수 있으므로, 내진설계와 평가에 사용될 수 있다.
- 3) 설계자가 직접 설계전략을 적용하여, 철근의 과단, 콘크리트 스트럿의 압괴 등을 제어할 수 있다.

향후 이 방법의 적용을 확대하기 위해서는 보다 많은 부재에 대하여 각 부재의 거동 특성 및 파괴모드를 반영할 수 있는 모델링 기법에 대한 연구가 필요하다.

참고문헌

1. American Concrete Institute (ACI), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318-05, ACI 318R-05, Farmington Hills, Mich., 2005.
2. *Comite Euro-International du Beton/Federation Internationale de la Precontrainte (CEB-FIP)*, CEB-FIP Model Code 1990: Design Code, Thomas Telford, London, 1993, 437 pp.
3. 대한건축학회, 건축구조설계기준 (KBC), 건설교통부, 2005, 597 pp.
4. Schlaich, J., Schafer, K., and Jennewein, M., "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI Journal*, Vol. 32, No. 3, 1987, pp. 74-150.
5. American Concrete Institute, *Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models*, SP-208, Farmington Hills, 2002, 242 pp.
6. Vecchio, F. and Collins, M. P., "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete elements Subjected to Shear," *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No. 2, 1986, pp. 219-231.
7. Hsu, T. T. C., "Toward a Unified Nomenclature for Reinforced Concrete Theory," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 3, 1996, pp. 275-283.
8. Wood, S. L., "Minimum Tensile Reinforcement Requirements in Walls," *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 4, 1990, pp. 582-591.
9. Kim, J., *Seismic Evaluation of Shear-Critical Reinforced Concrete Columns and Their Connections*, Ph.D. Dissertation, Univ. of New York at Buffalo, 1996, 391 pp.
10. Yun, Y., "Nonlinear Strut-Tie Model Approach for Structural Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 4, 2000, pp. 581-590.
11. 박홍근, 김윤근, 엄태성, "활선강성을 이용한 직접 비탄성 스트럿-타이 모델," 콘크리트학회 논문집, 17권, 2호,

- 2005, pp. 201~212.
12. American Society of Civil Engineers (ASCE), *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 273, Federal Emergency Management Council, Washington, DC, 1997, 369 pp.
 13. American Society of Civil Engineers (ASCE), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356, Federal Emergency Management Council, Washington, DC, 2000, 429 pp.
 14. Eom, T., *Design-Oriented Inelastic Analysis for Earthquake Design of Reinforced Concrete Structures*, PhD dissertation, Seoul National University, Seoul, February 2006, 326 pp.
 15. Paulay, T., "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 97, No. 3, 1971, pp. 843~862.
 16. Park, H. G. and Eom, T. S., "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Members using Truss Model," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 133, No. 10, 2007, pp. 1351~1363.
 17. Foster, S. J. and Gilbert, R. I., "Experimental Studies on High-Strength Concrete Deep Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 4, 1998, pp. 382~390.
 18. Galano, L. and Vignoli, A., "Seismic Behavior of Short Coupling Beams with Different Reinforcing-bar Layouts," *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 6, 2000, pp. 876~885.
 19. Oesterle, R. G. et al., *Earthquake-resistant Structural Walls. Tests of Isolated Walls, Report to the National Science Foundation*, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, Ill., 1976, 315pp.
 20. Sittipunt, C., Wood, L. S., Lukkunaprasit, P., and Pattararattanakul, P., "Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls with Diagonal Web Reinforcement", *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 4, 2001, pp. 554~562.
 21. Lee, J. and Watanabe, F., "Shear Deterioration of Reinforced Concrete Beams Subjected to Reversed Cyclic Loading," *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 4, 2003, pp. 480~489.

요 약 선행 연구에서는 활선강성에 대한 선형해석을 수행함으로써 편리하게 비탄성 설계를 할 수 있는 직접 비탄성 스트럿-타이 모델이 개발되었다. 본 연구에서는 기존 직접 비탄성 스트럿-타이 모델을 개선하여, 반복계산 없이 활선강성에 대한 한번의 선형해석으로 철근콘크리트 부재의 비탄성 설계를 수행할 수 있는 간략화된 직접 비탄성 스트럿-타이 모델 (simplified direct inelastic strut-and-tie model, 이하 S-DISTM)을 개발하였다. S-DISTM은 철근콘크리트 부재를 콘크리트 압축 스트럿과 철근 인장 타이로 모델링한다. 스트럿과 타이 요소는 설계자의 설계 전략에 따라 탄성강성 또는 활선강성의 선형 재료 모델을 사용한다. 스트럿과 타이 요소의 파괴 기준을 정의하기 위하여 콘크리트 압축파괴 및 철근 인장파단 등을 고려하였다. S-DISTM을 사용하여 깊은보, 연결보, 전단벽 등 다양한 전단지배 철근콘크리트 부재의 비탄성 설계를 수행하였고, 비탄성 설계로 결정된 철근량, 변형 능력 등을 기존 실험 결과와 비교하였다.

핵심용어 : 스트럿-타이 모델, 활선강성, 비탄성 설계, 변형 능력, 철근콘크리트