

연화 스트럿-타이 모델에 의한 고강도 철근콘크리트 깊은 보의 전단강도 예측에 관한 연구

A Study on Shear Strength Prediction for Reinforced High-Strength
Concrete Deep Beams Using Softened Strut-and-Tie Model

김 성 수* 이 우 진**
Kim, Seong-Soo Lee, Woo-Jin

Abstract

In the ACI Code, the empirical equations governing deep beam design are based on low-strength concrete specimens with f_{ck} in the range of 14 to 40MPa. As high-strength concrete(HSC) is becoming more and more popular, it is timely to evaluate the application of HSC deep beam. For the shear strength prediction of HSC deep beams, this paper proposed Softened Strut-and-Tie Model(SSTM) considered HSC and bending moment effect. The shear strength predictions of the proposed model, the Appendix A Strut-and-Tie Model of ACI 318-02, and Eq. of ACI 318-99 11.8 are compared with the experimental test results of 4 deep beams and the collected experimental data of 74 HSC deep beams, compressive strength in the range of 49~78MPa. The proposed SSTM performance consistently reproduced 74 HSC deep beam measured shear strength with reasonable accuracy for a wide range of concrete strength, shear span-depth ratio, and ratio of horizontal and vertical reinforcement.

요 지

축이 깊은 보 설계를 위한 현행 ACI 기준은 콘크리트 압축강도 40MPa이하의 실험결과를 바탕으로 한 반 경험적인 제안식으로서 40MPa이상 고강도콘크리트의 사용이 증가됨에 따라 현행 기준의 고강도 깊은 보에 대한 적용성 평가가 요구되고 있다. 고강도 깊은 보의 전단강도 예측을 위하여 본 연구에서는 콘크리트강도와 모멘트효과를 고려한 수정 연화 스트럿-타이 모델을 제시하였다. 제안모델 평가를 위하여 4개의 시험체를 제작하였으며, 콘크리트 압축강도 49~78MPa로 제작된 74개의 기존 실험 데이터를 적용하여 ACI 318-99 11.8기준, ACI 318-02 부록 A STM의 해석결과와 비교·평가하였다.

Keywords : Deep Beam, Shear Strength, Softened Strut-and-Tie Model, High-Strength Concrete

* 정회원, 청주대학교 건축공학과 교수

** 정회원, 청주대학교 공학박사

E-mail : wjsunlee@empal.com 043-841-5219

•본 논문에 대한 토의를 2003년 9월 30일까지 학회로 보내 주시면 2004년 1월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서론

얕이 깊은 보(Deep Beam)는 변형의 분포가 비선형이고 내력의 분포가 급격하여 일반적인 보의 휨이론을 그대로 적용할 수 없다. 역학적, 또는⁽³⁾ 기하학적인 이유로 그 내력의 분포가 다르게 나타나는 부분, 예를 들어 집중하중의 작용점부근, 단면의 기하학적 형상이 변화하는 지점 등 정역학적 혹은 기하학적 불연속구간을 구조물의 D-구역(Discontinuity)이라고 하며, 깊은 보는 균열 전 상태에 대해 일반 보와 마찬가지로 탄성이론을 적용할 수 있지만, 균열 후 D구역은 스트럿-타이 모델(Strut-and-Tie Model, 이하 STM)에 의하여 구할 수 있다. STM은 소성이론의 하한계 법칙(Low bound theorem)을 이용한 트러스이론을 근거하고 있다. 전단을 받는 콘크리트 보의 웨브는 이축 인장-압축상태로 웨브철근의 인장 변형률에 의해 균열이 발생한 콘크리트의 압축강도는 감소된다. 주원인은 아마도 균열들 사이 콘크리트가 불규칙한 형태의 결과로 볼 수 있으며, 압축하에서 균열 발생된 철근 콘크리트는 일축 압축을 받는 콘크리트보다 낮은 강도와 강성을 나타내는 것으로 관찰되었다. 이런 현상은 근본적으로 콘크리트의 균열과 길이방향의 변형률의 정도에 관련되어 있다. 이것을 콘크리트의 연화 효과(Softening effect)라 하며, 고강도 콘크리트일수록 현저하게 나타난다. 이러한 연화 효과를 고려하여 휴스턴 대학의 Hsu^{(6),(7)}는 적용된 하중에 의해 결정되는 주 압축응력의 방향과 전단균열이 평행하다고 가정하여 전단저항에 있어 콘크리트의 기여도를 유추하기 위하여 고정각 연화 트러스 이론(Fixed Angle Softened Truss Model, FA-STM)을 발표하였다. Pang과 Hsu⁽⁷⁾는 압축강도 41MPa 정도의 패널실험을 근거로 하고 있어 고강도 콘크리트 깊은 보에 적용하기는 한계가 있다. 또한, 연화 트러스 모델에서 웨브의 전단 요소의 응력은 균등하다고 가정되며, 압축응력의 흐름은 일련의 평행한 압축 스트럿에 의해 이상화되지만, 깊은 보의 복부에서 내부 응력의 흐름은 상부의 하중과 지점점의 반력으로 인하여 매우 복잡하게 나타난다. 이런 응력이 교란되는 D-구역내에서 전단 응력이 균등하다고 가정하는 것은 매우 부적당하

다. 그러므로 집중되는 압축응력의 흐름은 압축스트럿(Struts)으로 나타내고, 보강철근은 인장타이(Ties)로 나타내는 STM이 깊은 보에 있어서 힘의 흐름을 표현하는 데 있어 보다 현명한 선택으로 판단된다. Shyh-Jiann Hwang⁽⁸⁾은 철근 콘크리트 깊은 보의 전단강도를 예측하기 위하여 Mau와 Hsu에 의해 발전된 연화 트러스 모델을 근거로 하여 연화 스트럿-타이 모델(Softened Strut-and-Tie Model, SSTM)^{(8),(9)}을 제안하였다. Hwang 등의 제안 모델은 STM의 개념에 기본을 두고 있으며, 균열이 발생한 철근 콘크리트의 구성법칙, 변형을 적합조건, 힘의 평형조건을 적용하고 있다. 그러나 Hwang의 SSTM은 두 가지 문제점을 안고 있다. 첫째, 구성법칙 중 콘크리트의 응력-변형을 관계에서 Hognestad 곡선을 이용한 Zhang, Hsu의 제안모델을 적용하고 있어, 고강도콘크리트 깊은 보에 적용에는 한계가 있다. 둘째, 깊은 보의 위험 단면에서 전단력에 의한 휨모멘트가 보의 저항모멘트를 넘지 않도록 고려되어야 한다. 본 연구는 이러한 두 가지 문제점을 해결하고자 Collins⁽¹⁰⁾이 제안한 고강도콘크리트의 응력-변형을 관계를 잘 예측하고 있는 Thoenfeldt곡선⁽¹¹⁾을 적용하여 응력과 변형을 모두 연화시킨 모델을 사용하였다. 따라서 본 연구에서는 고강도콘크리트 깊은 보에 합리적인 전단강도 예측모델을 제안하고, 제안된 모델을 검증하기 위해 실험연구와 기존 실험데이터 분석을 병행하여 실시한다. 또한, ACI 318-02기준⁽⁵⁾ 부록A의 STM, 국내기준과 동일한 ACI 318-99 11.8절⁽⁴⁾의 전단설계법과 비교·검토한다.

2. 실험계획 및 결과

2.1 실험 계획

실험 계획은 제안모델을 검증하기 위하여 ACI 318-99기준에 맞게 설계된 기준실험체와 수직철근비(ρ_v), 수평철근비(ρ_h)를 달리한 실험체, 그리고 주 인장철근의 정착에 있어 기계적 정착을 사용한 실험체로 총 4개의 실험체로 계획한다. 이때 사용되는 콘크리트 강도(49MPa), 주인장철근(D19-3개), 압축철근(D10-2개)은 동일하다.

전단스팬비(a/h)는 기존연구에서 제안된 수평·수직 전단철근의 효율성이 바뀌는 임계 전단스팬비를 1로 한다. 실험체 배근상세는 Fig. 1과 같다.

2.2 실험결과

본 연구는 고강도 콘크리트 깊은 보의 제안모델의 검증으로 국한됨으로 자세한 실험결과는 생략 한다. 실험결과는 Table 1과 같이 초기 사균열 발생시 하중과 처짐, 최대 전단내력에서의 처짐을 나타내었다.

Table 1 실험결과

Specimen	Shearing force(KN)		δ_u (mm)	δ_{cr} (mm)	Failure mode
	V_u	V_{cr}			
H10FF	459	162	9.74	2.72	주경사균열 및 지압 파괴
M10FF	509	162	13.18	2.74	주경사균열 및 전단압축 파괴
M10NN	330	181	6.92	3.34	주경사균열 파괴
M10FN	372	157	7.44	2.40	주경사균열 및 전단압축 파괴
M10NF	423	167	7.82	2.66	주경사균열 파괴

V_u : 극한 전단내력, V_{cr} : 초기 사균열 발생 시 전단내력, δ_u : 극한 전단내력 시 처짐, δ_{cr} : 초기 사균열 발생 시 처짐

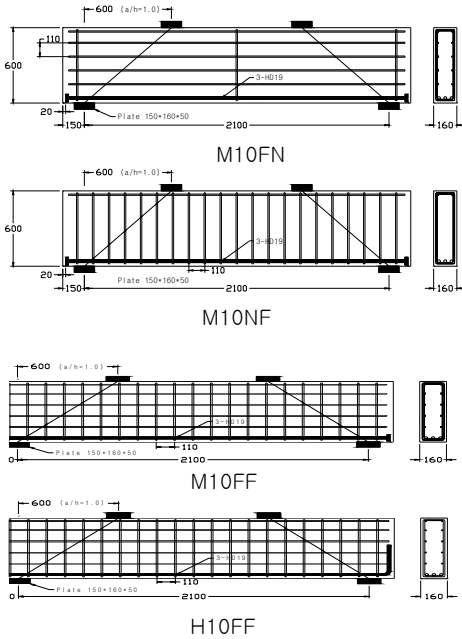


Fig. 1 실험체 배근상세

3. 연화 스트럿-타이 모델

본 연구에서 제안된 연화 스트럿-타이 모델은 Hwang 등의 SSTM에 사용된 힘의 전달기구, 힘의 평형조건은 동일하다.

$$\frac{V_{bv}}{V_{bh}} \approx \frac{jd}{a} \quad (1)$$

$$jd = d - \frac{kd}{3} \quad (2)$$

$$k = \sqrt{[n\rho + (n-1)\rho']^2 + 2[n\rho + (n-1)\rho'd/d] - [n\rho + (n-1)\rho']} \quad (3)$$

여기서,

V_{bv} , V_{bh} : 각각 수직, 수평 전단력,

jd : 응력중심간 거리,

a : 하중점과 지지점의 중심간 거리(전단스팬),

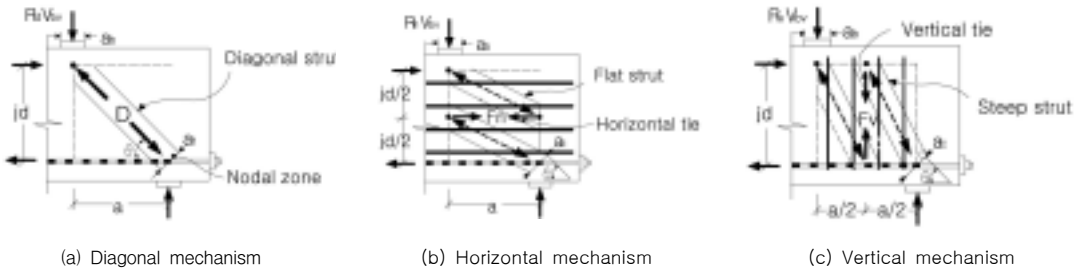


Fig. 2 깊은 보의 힘의 전달 기구

- d : 보의 유효 춤,
- kd : 압축연단에 서 중립축까지 깊이,
- n : 탄성계수비,
- ρ : 인장 철근비,
- ρ' : 압축 철근비
- d' : 압축부 단부로부터 압축 철근의 중심까지의 거리

3.1 깊은 보에 작용하는 힘 전달 기구

STM은 철근을 인장타이(Tie)로, 콘크리트는 압축 스트럿(Strut)으로 나타낸다. Fig. 2는 깊은 보의 전단 저항 기구로 대각선, 수평, 수직의 메커니즘으로 구성된 SSTM을 보여주고 있다. 먼저, Fig. 2(a)의 대각선의 메커니즘은 식4와 같이 θ 만큼 기울어진 압축 스트럿이다.

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{jd}{a} \right] \quad (4)$$

콘크리트의 주 압축응력방향은 대각선의 strut의 방향과 일치한다고 가정한다. 대각선의 strut의 유효 면적 A_{str} 은 식 5와 같다.

$$A_{str} = a_s \times b_s \quad (5)$$

$$a_s = \sqrt{(kd)^2 + a_b^2} \quad (6)$$

여기서,

a_s : 압축스트럿의 폭,

b_s : 보폭,

a_b : 지지블록의 폭

수평 메커니즘(Fig. 2(b))은 한 개의 수평 Tie와 두 개의 균일한 스트럿으로 구성되며, 웨브의 수평보강철근으로 구성되어 있다. 수직 메커니즘(Fig. 2(c))은 한 개의 수직 Tie와 두 개의 가파른 스트럿으로 수직 철근은 수직의 타이틀 구성한다.

3.2 힘의 평형조건

Fig. 3은 STM을 이용한 춤이 깊은 보의 전단 스펙 구간 안에서의 힘의 평형을 보여준다. 수평과 수직 전단의 저항하는 전단은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_{bv} = -D \sin \theta + F_h \tan \theta + F_v \quad (7)$$

$$V_{bh} = -D \cos \theta + F_h + F_v \cos \theta \quad (8)$$

여기서

D: 경사 스트럿의 압축력,

F_h : 수평타이의 인장력,

F_v : 수직 tie의 인장력

$V_{bv}/V_{bh} = \tan \theta$ 비는 제안된 모델에서 항상 일정하다. 세 개의 힘의 경로는 보의 웨브에 존재해야 하며, 전단력은 반드시 저항 메커니즘으로 배분되어야 한다. 수직 전단력이 세 개의 메커니즘으로 배분된 양의 비율은 다음과 같이 가정할 수 있다.

$$-D \sin \theta : F_h \tan \theta : F_v = R_d : R_h : R_v \quad (9)$$

여기서 R_d , R_h 와 R_v 는 각각 대각, 수평, 수직 메커니즘에 저항하는 보의 전단비 식(9)는 다음과 같이 풀이할 수 있다.

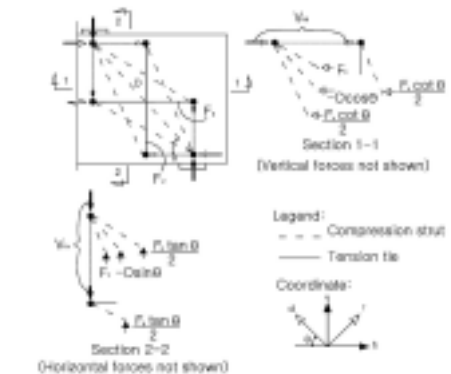


Fig. 4-Strut-and-tie model for deep beam.

Fig. 3 깊은 보의 Strut-and-Tie 모델

$$D = \frac{-1}{\sin \theta} \times \frac{R_d}{(R_d + R_h + R_v)} \times V_{bv} \quad (10)$$

$$F_h = \frac{-1}{\tan \theta} \times \frac{R_h}{(R_d + R_h + R_v)} \times V_{bv} \quad (11)$$

$$F_v = \frac{R_v}{(R_d + R_h + R_v)} \times V_{bv} \quad (12)$$

R_d , R_h 와 R_v 의 값은 다음과 같이 정의 된다.

$$R_d = \frac{(1 - \gamma_h)(1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \quad (13)$$

$$R_h = \frac{\gamma_h(1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \quad (14)$$

$$R_v = \frac{\gamma_v(1 - \gamma_h)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \quad (15)$$

여기서, γ_h 는 수직 tie가 없는 보의 수평 tie에 의해서 전달되는 수평 전단력의 비이며 γ_v 는 수평 tie가 없을 때 수직 tie에 의해 이동되는 수직 전단력의 비이다. Schafer에 따르면 γ_h 와 γ_v 에 값은 다음과 같다.

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} \quad \text{for } 0 \leq \gamma_h \leq 1 \quad (16)$$

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3} \quad \text{for } 0 \leq \gamma_v \leq 1 \quad (17)$$

최대 압축응력 $\sigma_{d, \max}$ 는 절점(Nodal Zone)의 대각선 수평·수직 strut의 압축력의 합으로 구할 수 있으며, 다음과 같이 추정할 수 있다.

$$\sigma_{d, \max} = \frac{1}{A_{str}} \begin{bmatrix} D - \frac{\cos \left[\theta - \tan^{-1} \left(\frac{jd}{2a} \right) \right]}{\cos \left[\tan^{-1} \left(\frac{jd}{2a} \right) \right]} F_h \\ - \frac{\cos \left[\tan^{-1} \left(\frac{2jd}{a} \right) - \theta \right]}{\sin \left[\tan^{-1} \left(\frac{2jd}{a} \right) \right]} F_v \end{bmatrix} \quad (18)$$

3.3 구성법칙

본 연구에서 적용된 연화트리스모델은 3가지의 구성법칙이 요구된다. 먼저, 연화된 콘크리트의 응력-변형률곡선은 고강도콘크리트에 잘 맞는 Thorenfeldt (1987)의 곡선을 이용하여 Collins등이 제안한 곡선을 적용한다.(Fig. 4 참조)

$$\sigma_d = -\zeta f'_c \left(\frac{\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right) \frac{n}{n-1 + (\varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0)^{nk}} \quad (\zeta \varepsilon_0 \leq \varepsilon_d \leq 0) \quad (19a)$$

$$\sigma_d = -\zeta f'_c \quad (\zeta \varepsilon_0 \leq \varepsilon_d \leq 0) \quad (19b)$$

여기서,

$$n = 0.80 + f'_c / 17 (\text{MPa}),$$

$$k = 1.0 \quad \text{for } \varepsilon_d / \varepsilon_0 \leq 1.0$$

$$k = 0.67 + f'_c / 62 (\text{Mpa}) \quad \text{for } \varepsilon_d / \varepsilon_0 > 1.0,$$

f'_c = 실린더몰드의 최대압축응력,

$$\varepsilon_0 = - \left(\frac{f'_c}{E_c} \right) \left(\frac{n}{n-1} \right),$$

$$E_c = 3320 \sqrt{f'_c (\text{MPa})} + 6900$$

Collins 등의 제안 연화모델에서 일축 압축을 받는 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 최대응력과 최대응력에 대응하는 변형률에 대한 연화계수는 다음 식에서 구할 수 있다.

$$\zeta = \frac{1}{1.0 + K_{CK}}, \quad (20)$$

여기서,

K_C : 길이방향의 균열과 변형률과 관계된 수정계수

K_f : 콘크리트 강도(f_c)와 관계된 수정계수

Fig. 4의 강도와 변형률 연화모델에서, 변형률의 영향은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$K_C = 0.35(-\varepsilon_s/\varepsilon_d - 0.28)^{0.80} \quad (21)$$

$$K_f = 0.1825\sqrt{f'_c(MPa)} \geq 1.0 \quad (22)$$

강도와 변형률 연화모델은 다소 복잡하나, 더 정확한 강도를 예측할 수 있다. 전단보강철근의 응력-변형률관계는 완전 탄소성 구간으로 가정하면, 응력 변형률관계는 다음과 같다.

$$f_s = E_s \varepsilon_s \text{ for } \varepsilon_s < \varepsilon_y \quad (23)$$

$$f_s = f_y \text{ for } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \quad (24)$$

이것이 수평 혹은 수직 철근에 적용되었을 경우 f_s 는 f_h 나 f_v 로 ε_s 는 ε_h 나 ε_v 로 f_y 는 f_{yh} 나 f_{yv} 로 각각 변하게 된다. 기본 구조에 기초를 둔 철근의 평형 방정식은 인장 tie의 내력과 변형에 관련이 깊으며 다음과 같다.

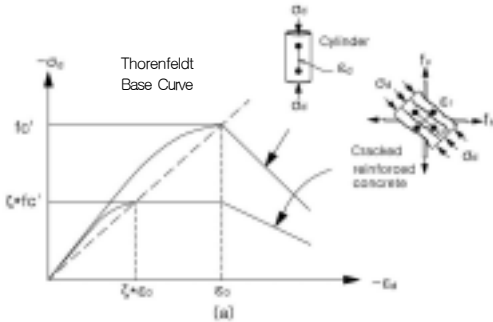


Fig. 4 압축을 받는 콘크리트의 응력과 변형률의 연화모델

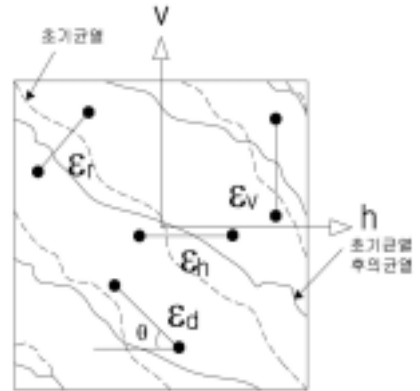
$$F_h = A_{th} E_s \varepsilon_h \leq F_{yh} \quad (25)$$

$$F_v = A_{tv} E_s \varepsilon_v \leq F_{yv} \quad (26)$$

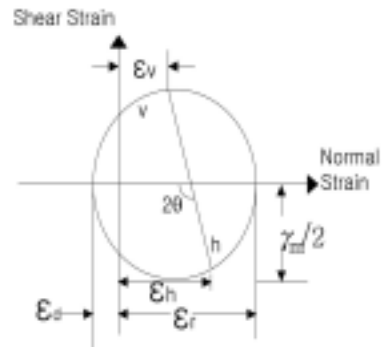
A_{th} 와 A_{tv} 는 각각 수평타이와 수직타이의 면적을 나타내며, F_{yh} 와 F_{yv} 는 각각 수평 타이와 수직타이가 항복할 때의 응력이다.

3.4 적합조건

2차원 부재 요소의 정밀 해석을 위해서는 Mhor의 변형률 적합 조건(Fig. 5)을 만족시켜야 한다.



(a) 균열이 발생된 콘크리트의 평균 변형률



(b) Mohr's Circle의 평균변형률

Fig. 5 변형률 적합조건

$$\epsilon_r + \epsilon_d = \epsilon_h + \epsilon_v \quad (27)$$

식(27)은 식(20)과 같이 콘크리트의 연화에 직접적으로 관련된 주인장 변형률을 계산하는데 사용된다.

3.5 휨모멘트의 고려

깊은 보는 일반보보다 더 높은 공칭 전단 저항력 V_n 를 갖는다고 말할 수 있다. 계수전단력 V_u 를 계산하는 위험단면을 일반보에서는 지지면으로부터 d 만큼 떨어진 위치에서 취했는데, 깊은 보의 전단평면은 경사가 상당히 가파르고 지점에 더욱 가깝다. 따라서, 지지점에서 위험전단면까지의 거리 x 는 다음과 같다.

$$\text{등분포하중} : x = 0.15l_n \quad \text{집중하중} : x = 0.5a$$

단, x 는 유효 춤 d 를 초과해서는 안된다.

춤이 깊은 보에 대한 휨해석과 설계에 대한 정밀한 비선형해석을 요구하고 있으나 본 연구에서는 유럽콘크리트 위원회의 단순화시킨 규정에 따라 다음과 같이 계산한다.

$$M_n = A_s f_y j d \quad (28)$$

춤이 깊은 보의 응력 중심간 거리 jd 는 다음과 같이 쉽게 구할 수 있다.

$$1 \leq l/h < 2 \text{ 일 때 } jd = 0.2(1 + 2h) \quad (29)$$

$$l/h < 1 \text{ 일 때 } jd = 0.6l \quad (30)$$

또한, $l/h \geq 2$ 일 때는 일반 보에 준하여 $d = 0.9d$ 로 가정하여 쉽게 구할 수 있다.

$$l/h \geq 2 \text{ 일 때 } jd = 0.9jd \quad (31)$$

따라서, 집중하중이 작용하는 경우의 위험단면에서 전단력 V_{bv} 에 의한 휨모멘트 M_n 은

$$M_n = V_{bv} \times 0.5a \quad (32)$$

따라서 V_{bv} 는 위험단면에서의 깊은 보의 공칭 저항 모멘트 M_n 을 초과해서는 안 된다.

$$M_n = A_s f_y j d \geq 0.5a V_{bv} \quad (33)$$

4. 계산 방법

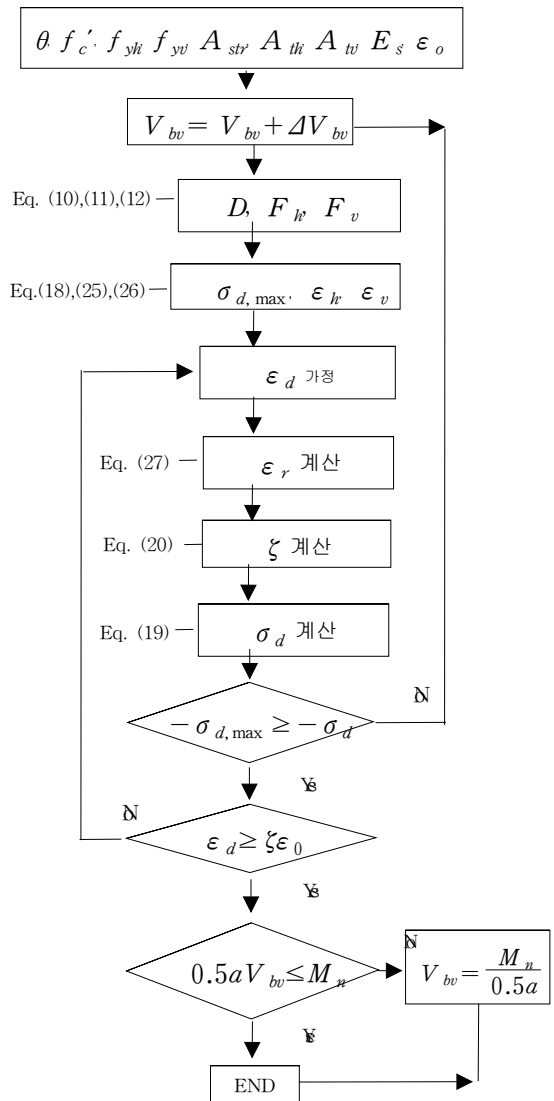


Fig. 6 SSTM의 FlowChart

본 연구에서 춤이 깊은 보의 전단 내력을 예측하기 위하여 제안된 SSTM은 Hwang등의 SSTM에 사용된 힘의 전달기구, 힘의 평형조건은 동일하고, 고강도 콘크리트에 적용가능 하도록 Collins등이 Thorenfeldt의 곡선을 이용하여 제안한 연화계수를 적용하였고, 깊은 보의 특성상 휨모멘트가 고려되도록 위험단면에서 전단력에 의한 모멘트가 공칭모멘트(ϕM_n)을 넘지 않도록 제한하였다. 계산순서는 Fig. 6의 플로우차트와 같다.

5. 해석결과 비교

제안된 모델을 검증하기 위하여 실험결과와 국내에서 실험된 콘크리트 강도 49~78MPa의 2점가력을 받는 고강도콘크리트 깊은 보 74개의 실험결과와 비교·분석한다. 또한, 타당성을 검증하기 위하여 ACI 318-02 기준 부록A의 스트럿-타이 모델, ACI 318-99 11.8절의 전단설계법과 비교·검토한다.

Table 2 실험체 일람 및 해석결과 비교

	Specimen	a/h	f'_c (MPa)	V_{test} (KN)	V_{SSTM} (KN)	V_{STM} (KN)	V_{ACI} (KN)	$\frac{V_{SSTM}}{V_{test}}$	$\frac{V_{STM}}{V_{test}}$	$\frac{V_{ACI}}{V_{test}}$
1	HA00	0.40	49.0	518	479	265	162	0.93	0.51	0.31
2	HA02	0.40	49.0	570	591	332	242	1.04	0.58	0.42
3	HA11	0.40	49.0	571	486	265	218	0.85	0.46	0.38
4	HA20	0.40	49.0	532	604	265	194	1.13	0.50	0.36
5	HA22	0.40	49.0	547	587	332	273	1.07	0.61	0.50
6	HB00	0.80	49.0	313	355	205	119	1.13	0.65	0.38
7	HB02	0.80	49.0	380	395	256	198	1.04	0.67	0.52
8	HB11	0.80	49.0	405	316	256	174	0.78	0.63	0.43
9	HB20	0.80	49.0	367	281	205	150	0.77	0.56	0.41
10	HB22	0.80	49.0	398	294	256	229	0.74	0.64	0.58
11	HC00	1.20	49.0	217	230	150	60	1.06	0.69	0.28
12	HC02	1.20	49.0	216	258	150	140	1.19	0.69	0.65
13	HC11	1.20	49.0	241	266	172	116	1.10	0.71	0.48
14	HC20	1.20	49.0	289	221	150	92	0.76	0.52	0.32
15	HC22	1.20	49.0	308	221	150	171	0.72	0.49	0.56
16	H4100	0.50	49.1	719	663	394	364	0.92	0.55	0.51
17	H41A2(1)	0.50	49.1	799	733	493	439	0.92	0.62	0.55
18	H41B2	0.50	49.1	791	733	493	447	0.93	0.62	0.57
19	H41C2	0.50	49.1	794	737	493	459	0.93	0.62	0.58
20	H4200	0.85	49.1	449	591	336	246	1.32	0.75	0.55
21	H42A2(1)	0.85	49.1	547	456	420	320	0.83	0.77	0.59
22	H42B2(1)	0.85	49.1	511	419	420	329	0.82	0.82	0.64
23	H42C2(1)	0.85	49.1	471	443	420	341	0.94	0.89	0.72
24	H4300	1.25	49.1	378	491	263	172	1.30	0.70	0.46
25	H43A2(1)	1.25	49.1	389	327	263	247	0.84	0.68	0.64
26	H43B2(1)	1.25	49.1	427	362	263	256	0.85	0.62	0.60
27	H43C2(1)	1.25	49.1	451	385	263	270	0.86	0.58	0.60
28	H45C2	2.00	49.1	236	249	174	154	0.97	0.83	0.66
29	H45A2	2.00	49.1	266	287	174	163	1.06	0.74	0.65
30	H45B2	2.00	49.1	264	257	218	175	1.08	0.65	0.61
31	H41A0	0.50	50.7	422	586	357	365	1.39	0.85	0.87
32	H41A1	0.50	50.7	483	489	357	382	1.01	0.74	0.79
33	H41A2(2)	0.50	50.7	595	588	447	416	0.99	0.75	0.70
34	H41A3	0.50	50.7	552	702	447	484	1.27	0.81	0.88
35	H42A2(2)	0.85	50.7	476	411	380	311	0.86	0.80	0.65

Table 2 실험체 일람 및 해석결과 비교(계속)

36	H42B2(2)	0.85	50.7	438	386	380	323	0.88	0.87	0.74
37	H42C2(2)	0.85	50.7	454	408	380	335	0.90	0.84	0.74
38	H43A0	1.25	50.7	259	330	238	196	1.27	0.92	0.76
39	H43A1	1.25	50.7	316	296	238	213	0.94	0.75	0.67
40	H43A2(2)	1.25	50.7	336	302	238	246	0.90	0.71	0.73
41	H43A3	1.25	50.7	353	304	238	314	0.86	0.67	0.89
42	H45A2(2)	2.00	50.7	200	194	157	157	0.97	0.78	0.79
43	U41A0	0.50	73.6	531	648	468	404	1.22	0.88	0.76
44	U41A1	0.50	73.6	657	516	468	420	0.78	0.71	0.64
45	U41A2	0.50	73.6	665	666	584	454	1.00	0.88	0.68
46	U41A3	0.50	73.6	663	806	584	522	1.21	0.88	0.79
47	U42A2	0.85	73.6	507	475	488	345	0.94	0.96	0.68
48	U42B2	0.85	73.6	498	437	488	355	0.88	0.98	0.71
49	U42C2	0.85	73.6	495	463	488	368	0.93	0.99	0.74
50	U43A0	1.25	73.6	353	368	302	221	1.04	0.86	0.63
51	U43A1	1.25	73.6	376	333	302	238	0.89	0.80	0.63
52	U43A2	1.25	73.6	411	340	302	272	0.83	0.74	0.66
53	U43A3	1.25	73.6	404	345	302	340	0.85	0.75	0.84
54	U45A2	2.00	73.6	259	296	194	171	1.14	0.75	0.66
55	H5NN	0.5	49.0	771	733	282	257	0.95	0.37	0.33
56	H5SS	0.5	49.0	888	804	353	395	0.90	0.40	0.44
57	H10NN	1.0	49.0	476	591	217	223	1.24	0.45	0.47
59	UH5NN	0.5	78.4	824	884	393	314	1.07	0.48	0.38
60	UH5NS	0.5	78.4	895	940	492	383	1.05	0.55	0.43
61	UH5NT	0.5	78.4	968	998	492	452	1.03	0.51	0.47
62	UH5SN	0.5	78.4	981	929	492	418	0.95	0.50	0.43
63	UH5SS	0.5	78.4	1031	919	492	480	0.89	0.48	0.47
64	UH5TN	0.5	78.4	1135	1120	492	480	0.99	0.43	0.42
65	UH7NS	0.7	78.4	812	732	445	383	0.90	0.55	0.47
66	UH7SS	0.7	78.4	851	720	445	480	0.85	0.52	0.56
67	UH10NN	1.0	78.4	574	671	293	260	1.17	0.51	0.45
68	UH10NS	1.0	78.4	678	587	366	329	0.87	0.54	0.49
69	UH10NT	1.0	78.4	779	664	366	399	0.85	0.47	0.51
70	UH10SN	1.0	78.4	607	657	366	365	1.08	0.60	0.60
71	UH10SS	1.0	78.4	656	578	366	435	0.88	0.56	0.66
72	UH10TN	1.0	78.4	608	738	366	470	1.21	0.60	0.77
73	UH15NN	1.5	78.4	328	400	211	168	1.22	0.64	0.51
74	UH15SS	1.5	78.4	419	490	264	342	1.17	0.63	0.82
실험데이터: 1~15번:이진섭 ¹⁾							평균	0.98	0.67	0.59
16~54번:신성우 ²⁾							표준편차	0.15	0.15	0.15
55~74번:양근혁 ³⁾							변동계수	0.15	0.22	0.25

Table 3 실험결과와의 비교

Specimen	V_{TEST}^* (KN)	V_{ACI}^* (KN)	V_{STM} (KN)	V_{SSTM} (KN)	$\frac{V_{ACI}}{V_{test}}$	$\frac{V_{STM}}{V_{test}}$	$\frac{V_{SSTM}}{V_{test}}$
H10FF	459	418	309	475	0.91	0.67	1.04
M10FF	528	418	309	475	0.79	0.59	0.90
M10FN	391	328	309	462	0.84	0.79	1.18
M10NF	442	283	309	453	0.64	0.70	1.02
* V_{TEST} : 실험전단강도, V_{ACI} : ACI 318-99				평균	0.79	0.69	1.04

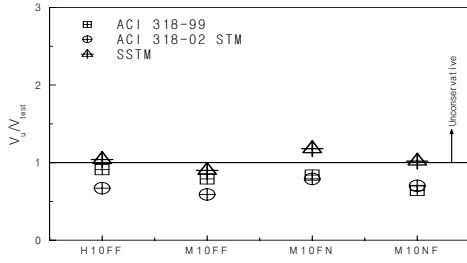


Fig. 7 SSTM과 ACI 기준과 비교

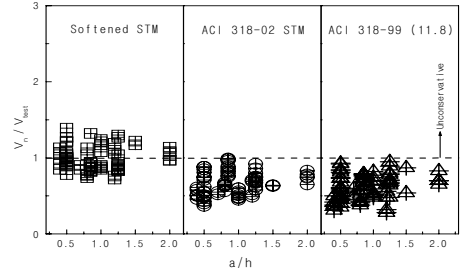


Fig. 9 전단스팬비(a/h)의 영향

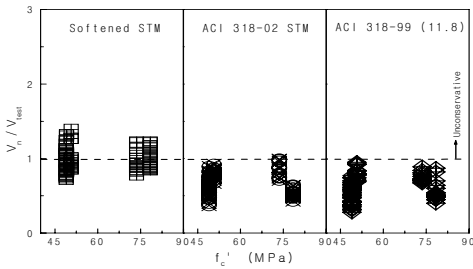


Fig. 8 콘크리트강도의 영향

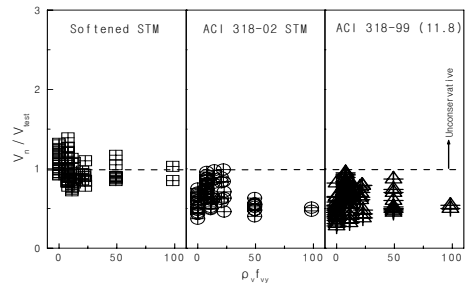


Fig. 10 수직 전단보강량의 영향

실험연구에서 수행된 4개의 실험체의 해석결과, SSTM은 평균 1.04로 ACI 318-99, ACI 318-02 STM 보다 극한 전단강도를 잘 예측하고 있다. SSTM에 의한 74개의 실험체에 대한 전단강도 예측 결과 실험값과 해석값의 비 (V_n/V_{test})가 평균 0.99, 표준편차 0.15, 변동계수 0.15로 ACI 318-99, 318-02기준 STM보다 정확하고, 변동계수가 가장 낮게 나타났다. 깊은 보의 거동을 지배하는 콘크리트 강도, 전단스팬비, 수직·수평 전단철근비와 같은 주요 변수에 대하여 넓은 범위에 걸쳐 잘 일치하고 있어 합리적인 설계모델로 사료된다. ACI 318-99기준은 극한전단강도의 59%정도 매우 낮게 예측하고 있으며, ACI 318-02 STM은 극한전단강도의 67%정도로 적절한 안전율을 적용하고 있는 것으로 판단된다.

6. 결론

본 연구는 고강도콘크리트 깊은 보의 전단강도 예측에 있어 제안된 SSTM의 검증용을 위하여 실험연구와

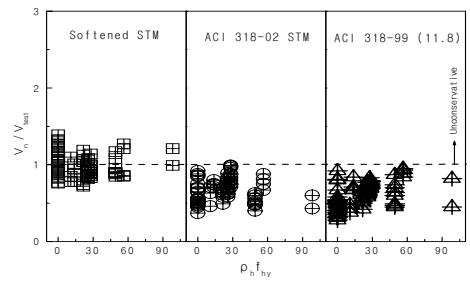


Fig. 11 수평 전단보강량의 영향

분석연구를 병행하여 수행하고, ACI 318-02 부록A STM, ACI 318-99기준을 적용하여 실험결과와 해석값을 비교한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) SSTM에 의한 전단강도 예측결과, 실험결과와 비교에서는 평균 1.04로 ACI 318-99, ACI 318-02 STM보다 극한 전단강도를 잘 예측하고 있으나 수평철근만 배근된 실험체는 다소 과대평가되는 것으로 나타났다.

- 2) 본 연구에서 제안된 SSTM에 의한 고강도콘크리트 깊은 보의 극한전단강도 예측에 있어 다양한 콘크리트강도, 전단스팬비, 전단보강 수직·수평 전단철근비에 대하여 해석값과 실험값의 비 (V_n/V_{TEST})가 평균 0.98, 표준편차 0.15, 변동계수 0.15로 잘 예측하고 있으며, 가장 작은 변동계수를 나타내어 합리적인 모델로 사료된다.
- 3) ACI 318-02 부록 A의 STM은 V_n/V_{TEST} 가 평균 0.67, 표준편차 0.15, 변동계수 0.22로 극한전단강도를 33% 낮게 안전측으로 예측하는 것으로 조사되었으며, ACI 318-99 기준은 평균 0.59, 표준편차 0.15, 변동계수 0.25로 극한 전단강도를 41%정도 과소평가하는 것으로 나타났다.

참고문헌

- 이진섭(1999), 철근콘크리트 깊은 보의 전단거동에 미치는 구조변수의 영향, 박사학위논문, 인하대학교 대학원 구조전공.
- 오정근, 신성우(1997), 고강도 철근콘크리트 춤이 큰 보의 전단스팬비 효과, 한국콘크리트학회, 제9권 제5호, pp. 311~320.
- 양근혁(2001), 고강도 철근콘크리트 깊은 보의 전단내력 평가, 박사학위논문, 중앙대학교 건축학과 건축구조전공.
- ACI committee 318(1999), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99).
- ACI committee 318(2002), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02).
- Thomas T. C. Hsu. et al, Nonlinear Analysis of Membrane Elements by Fixed-Angle Softened-Truss Model, ACI Structural Journal, V.94, No.5, September -October 1997, pp. 483~492.
- Xiao-Bo "David" Pang and Thomas T. C. Hsu, Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete, ACI Structural Journal, V93, No.2, March-April 1996, pp.197~207.
- Shyh-Jiann Hwang, Wen-Yao Lu, and Hung-Jen Lee, Shear Strength Prediction for Deep Beams, ACI Structural Journal, V.97, No. 3, May-June 2000, pp. 367~376.
- Hwang, S. J., Fang, W. H., Lee, H. J., and Yu, H. W., Analytical Model for prediction Shear Strength of Squat Walls, submitted for publication, Journal of Structural Engineering, ASCE, 1999.
- Frank J. Vecchio, M.P.Collins, and Jim Aspiotis, High-Strength Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Struct. J., V91, No. 4, July-August. 1994, pp. 423~433.
- Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A. and Jensen J. J., Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Application in Design, Proceedings of Symposium on Utilization of High-Strength Concrete, Stavanger, Norway, 1987, pp. 149~159.

(접수일자 : 2003년 4월 11일)