

部分 프리스트레스트 콘크리트 部材의 휨 및 剪斷 實驗(Ⅱ)

처짐과 균열에 對하여

Tests on the Flexural and Shear Behavior of Partially
Prestressed Concrete Beams(Ⅱ)

About the Deflection and Crack

張 丞 弼* · 姜 圓 鎬*
Chang, Sung Pil · Kang, Won Ho

Abstract

Following the previous paper, the results of test are further presented. As partially prestressed concrete members permit cracks under the service state, deflection and crack control of partially prestressed concrete members is more important than that of reinforced or fully prestressed concrete members. By the test results of load-deflection relation, it can be shown that prestressing ratio significantly affects the behavior of partially prestressed concrete beams. Deflection prediction formula of some codes are tried, and test results are compared with various fomulae of crack spacing and crack width.

要 旨

前報에 이어서, 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材의 實驗結果를 分析한다. 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材는 使用荷重下에서 均열의 發生을 許容하므로, 使用狀態의 처짐制限과 均열制限을 위하여 이들을 正確하게 豫測하는 것이 必要하다. 實驗部材의 荷重-처짐 關係에서 프리스트레스의 效果를 考察하고, 各 示方書의 처짐式과 實驗結果를 比較한다. 既往에 提案된 均열간격 및 均열폭 공식들과 實驗部材에서의 測定結果를 比較한다.

1. 序 論

部分 프리스트레스트 콘크리트 部材에서는 使用荷重 狀態에서 均열이 許容된다. 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材는 均열 發生 以後의 剛性的 저하가 鐵筋 콘크리트 部材보다 크며, 完全 프리스

트레스트 콘크리트 部材와는 달리 均열의 制限이 必要하다는 點에서 使用性에 對한 檢討가 重要하다. 部分 프리스트레스트 콘크리트부재의 極限狀態 舉動의 長點과 經濟的인 利點을 살리기 爲해서는 使用荷重 狀態에서의 처짐과 均열의 예측 및 적절한 制限이 必要하다.

*正會員 · 서울대학교 工科大學 教授

**正會員 · 東亞大學校 工科大學 助教授

本 研究는 鉛直荷重을 받는 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材의 휨과 剪斷舉動을 밝히고자 한 것으로, 2개년에 걸쳐서 프리스트레싱 程度, 剪斷鐵筋의 配置 및 斷面形態等을 단계적으로 變化시킨 총 12개의 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材에 대해 破壞實驗을 수행한 것이다⁽¹⁾. 1편에서는 주로 極限狀態의 舉動과 프리스트레스트의 程度를 나타내는 指標에 對해 實驗結果를 分析하였다. 本 論文에서는 이에 이어서 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材의 使用性에 대해 檢討한다.

前報에 이어서 實驗結果를 바탕으로 프리스트레스트 程度에 따른 하중-처짐 關係의 變化를 考察한다. 使用狀態에서의 처짐 制限은 위하여 正確한 처짐 豫測이 必要하다. 各 示方書에서 提示된 처짐계산式 實驗結果를 比較한다.

使用性 檢討에서 가장 重要한 問題의 하나인 균열은 構造物의 耐久性과 使用성을 떨어뜨리며, 美觀上으로도 不利하다. 使用狀態에서 균열제한의 問題가 없는 完全 프리스트레스트콘크리트 부재와는 달리 部分 프리스트레스트콘크리트 부재에서 균열 問題는 重要하다. 균열에 의해 發生되는 問題-처짐의 增加, 피로강도의 감소, 강재의 부식-들은 이미 鐵筋 콘크리트에서는 重要한 問題로, 균열 制限을 爲한 많은 研究가 進行되어 왔다. 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材는 鐵筋 콘크리트 部材보다 균열 發生 以後 剛性的의 저하가 급격하고, 鋼材의 부식위험 및 이에 따른 耐久性的의 저하가 크다는 點에서 적절한 균열 制限은 部分 프리스트레스트 콘크리트의 使用에 있어서 必須的이라 할 수 있다. 本 論文에서는 既往에 提案된 균열 간격 및 균열 폭의 豫測 公式를 實驗結果와 比較하여 그 有用性을 檢討한다.

2. 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材의 荷重-처짐 關係

2.1 프리스트레싱 程度에 따른 하중-처짐 曲線의 變化

그림 2.1은 AA2보의 荷重-처짐 曲線이다. 양쪽 1/4점에서의 처짐을 比較하면, 極限狀態에 이르기까지 거의 차이가 없다. 따라서, 極限狀態에 이르기까지 양쪽의 剪斷區間의 舉動이 비슷한 것으로 볼 수 있다. 그림에서 反復荷重 載荷에 따른 처짐 曲

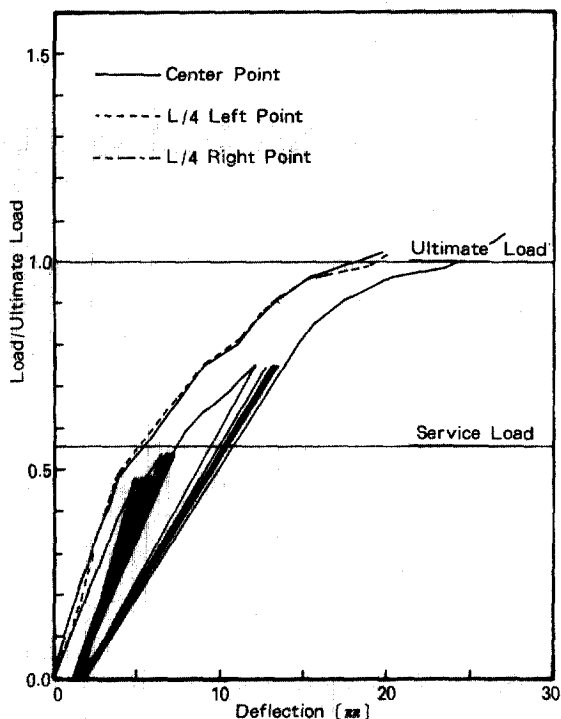


그림 2.1 部材 AA2의 하중-처짐 곡선

線의 變化를 볼 수 있는데, 使用荷重 狀態에 이르기까지는 再載荷時 처짐의 기울기는 초기 기울기와 비슷하나, 以後의 反復載荷에서는 再載荷時의 기울기가 완만해짐을 알 수 있었다. 이것은 균열 發生後 어느 정도까지는 部材가 좋은 복원력을 가지나, 使用荷重 以後 급격하게 프리스트레스트의 效果가 상실되는 것을 보여준다. 反復載荷後의 殘餘 變形的의 增加도 높은 荷重에서의 復原力 상실을 잘 보여준다.

series A와 series A\$2의 처짐곡선을 각각 比較한 것이 그림 2.2와 2.3이다. 프리스트레싱 程度가 서로 비슷한 series A\$2의 보들의 처짐은 큰 차이를 보이지 않으나, 프리스트레싱 程度가 段階적으로 變하는 series A의 보들의 처짐曲線은 차이가 크다. 鐵筋콘크리트 部材인 A0보에 있어서는 가장 먼저 균열이 發生하였으나, 以後의 처짐의 증가는 매우 완만하여 처짐曲線의 기울기가 極限荷重에 이르기까지 거의 變化가 없음을 볼 수 있었다. A0, A1, A2, A3의 차례로 균열하중이 큰 값이므로 처짐曲線의 최초의 기울기 變化는 높은 荷重에서 시

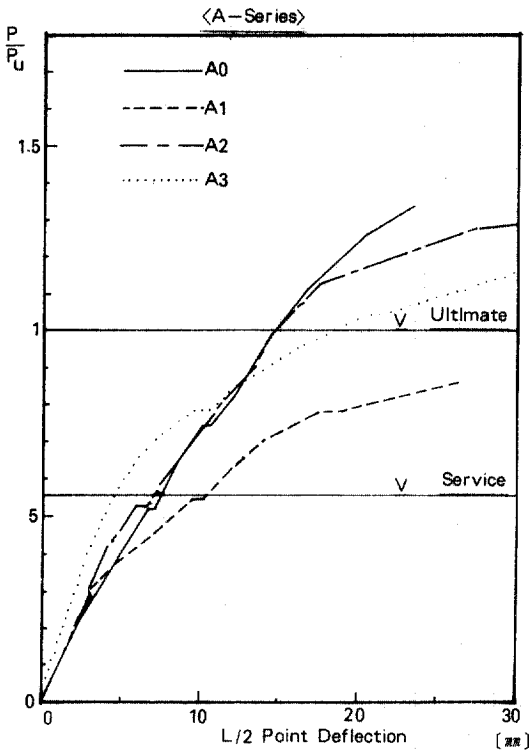


그림 2.2 Series A 부재의 하중-처짐곡선

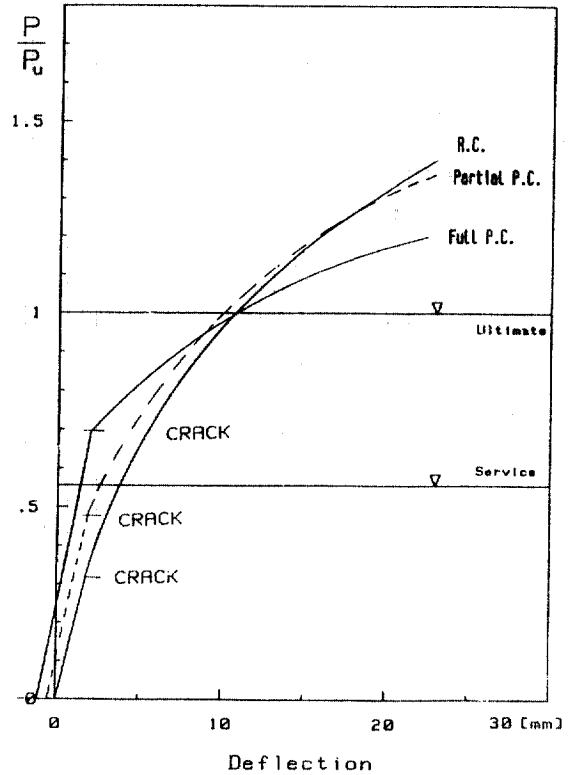


그림 2.4 프리스트레스 정도 변화에 따른 荷重-처짐 관계의 理想化

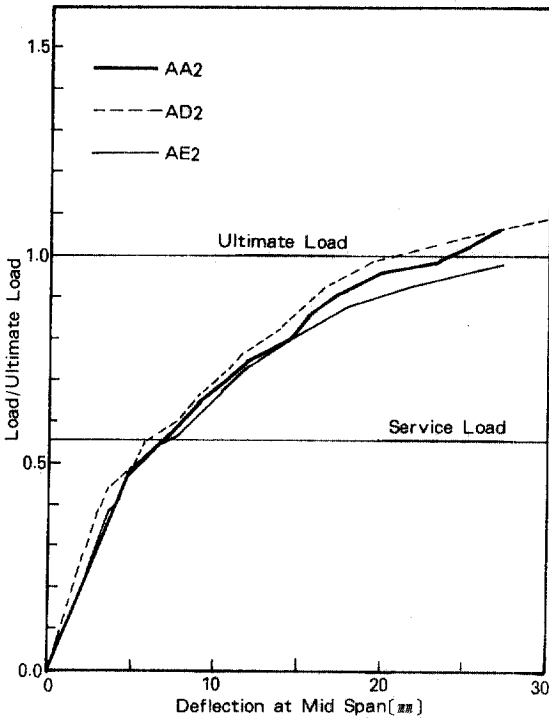


그림 2.3 Series AA 부재의 처짐곡선

작되나, 以後의 기울기는 프리스트레싱 程度가 높을수록 완만함을 알 수 있다. 다만 A1보에 있어서는 균열발생 以後 中立軸의 위치가 크게 移動하고, 이에 따른 剪斷 壓縮 破壞의 회전變形이 수반되어 큰 처짐의 增加를 보였다. series 1의 보들은 모두 같은 傾向을 보이는데 이는 前報에서 記述한 바와 같이 使用 可能한 철근과 강선의 直徑이 制限되어 모든 部材의 破壞樣相을 같게 할 수 없었기 때문이다.

프리스트레싱 程度의 變化에 따른 처짐曲線의 變化를 理想化한 것이 그림 2.4이다. 이에 따르면 균열 發生에 이르기까지는 프리스트레싱의 程度가 높은 完全 프리스트레스트 콘크리트 部材의 舉動이 유리하나, 균열발생 以後의 처짐의 증가는 프리스트레싱 程度가 클 수록 커지므로, 使用荷重狀態 以後 極限狀態에 이르기까지의 舉動은 보다 不利해진다. 프리스트레싱의 程度를 적절히 선택한 部

分 프리스트레스트 콘크리트 部材는 使用荷重 狀態에서는 프리스트레스의 效果를 利用할 수 있고, 極限荷重 狀態에서는 鐵筋 콘크리트 部材 舉動의 長點을 取할 수 있어서, 使用目的에 가장 適合한 部材를 만들 수 있다.

2.2 各 示方書의 처짐식을 이용한 計算結果와 實驗 結果의 比較

그림 2.5는 AA2보의 처짐을 各 示方書의 처짐 式에 따라 計算한 結果와 比較한 것이다. 이 그림은 荷重-처짐 曲線의 實測 初期기울기를 利用하여 計算한 값으로, 初期 기울기를 近似하게 豫測하면 各 示方書^(9,12,13)의 方法에 의한 처짐計算은 대체로 만족할만한 값을 알 수 있다. 다른 部材들의 처

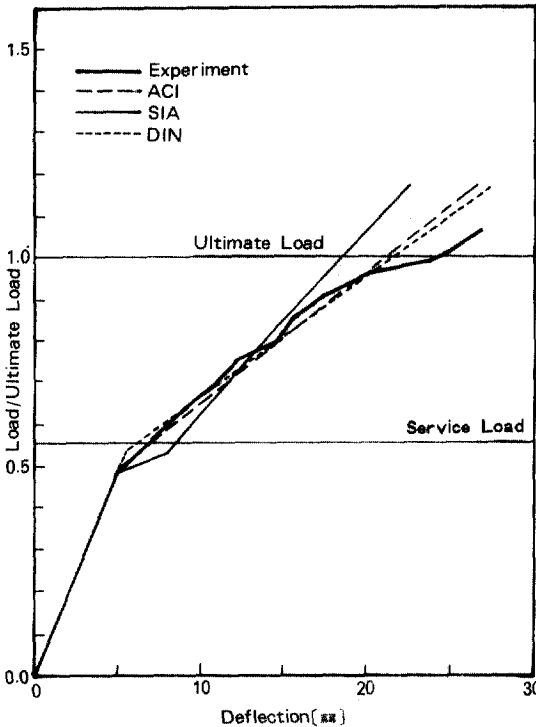


그림 2.5 AA2보의 처짐의 實測值와 各示方書에 依한 計算值의 比較

짐계산 결과도 같은 傾向을 보인다^(1,2). 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材의 처짐에 관한 다른 實驗에서도 이러한 사실을 확인할 수 있다⁽³⁾.

3. 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材의 휨 균열 舉動

3.1 휨 균열 發生 荷重

各 部材의 휨 균열 發生 모멘트를 表 3.1에 보였다. 휨 균열 發生 荷重은 理論值와 實測值가 近似한 값을 보인다.

3.2 휨 균열의 간격

철근 콘크리트 部材에서 균열 간격은 다음의 因子들에 의해 영향을 받는다.

(a) 콘크리트와 철근의 附着 : 철근의 표면형상, 콘크리트 품질 및 다짐

(b) 부재의 응력 상태 : 순수 인장, 휨, 전단 等

(c) 콘크리트 덮개, 철근 사이 간격

(d) 철근의 인장 영향 면적 : 철근 주위의 일정 넓이의 인장축 콘크리트와 철근은 인장 협동작용을 한다.

部分 프리스트레스트 콘크리트 部材에 있어서는 첫째, 사용되는 鋼材의 종류가 2가지이므로, 긴장재와 철근의 부착성질이 서로 다른 것을 고려해야 하며, 둘째는 프리스트레스가 작용하는 緊張材에는 이미 引張力이 작용하고 있고, 콘크리트와 철근에는 壓縮力이 작용하고 있으므로, 균열 폭 계산시의 應力을 이들 모두에 對하여 脫壓縮 모멘트(M_{sd})가 作用할 때의 應力값을 基準으로 計算하여야 한다. 따라서 기존의 균열식은 이를 고려하여 수정되어야 한다. 먼저 철근의 應력은 다음과 같이 計算한다.

$$f_s = f'_s - f_{sd}$$

여기서,

f_s 는 균열 폭 계산시에 사용되는 철근 應력

f'_s 는 실제 작용하는 철근 應력

f_{sd} 는 脫壓縮 荷重 作用時의 철근應력

表 3.1 휨 균열발생 모멘트

부 재	A0	A1	A2	A3	B1	B2	C1	C2	AA2	AA*2	AD2	AE2
測定 모멘트	2.6	3.9	5.2	7.8	3.9	6.5	3.9	5.2	9.0	9.0	8.0	7.5
理論 모멘트	2.10	3.98	5.22	6.38	3.77	6.51	4.11	5.22	7.24	7.17	7.43	8.13

緊張材의 경우에도 마찬가지로 다음과 같은 應力増分값을 사용한다.

$$\Delta f_p = f_p - f_{pd} \quad (3.2)$$

여기서,

Δf_p 는 균열폭 계산에 사용되는 긴장재의 응력증분

f_p 는 실제의 緊張材 應力

f_{pd} 는 脫壓縮 荷重 作用時의 緊張材 應力이다.

張은 Leonhart의 平均 均열간격에 관한 式을 따르되, 긴장재와 철근에 作用하는 인장력의 合力이 作用하는 점에 等價鋼材가 있다고 보고 修定하였다. Leonhardt의 平均均열간격式은 다음과 같으며⁶⁾,

$$a_{cs} = v_o/2 + k_1(\ddot{u}, e) + k_2 \cdot k_3 \frac{\phi}{\mu_2} \quad (3.3)$$

여기서 附着損傷係數가 $v_o = \frac{\Delta \sigma_{er} \cdot \phi}{450}$ 이며,

$\Delta \sigma_{er}$ 은 최초의 均열 발생時의 鋼材의 應力 跳躍이다. $k_1(\ddot{u}, e) = 1.5(\ddot{u} + e/8)$ 로 하였으며, k_2 는 이형철근 일 때 0.4, 원형철근일 때 0.74이다.

k_3 는 인장을 받는 단면의 응력상태에 따라 달라지는 값이다.

張의 修定⁶⁾은 위 식에서 等價直徑을 다음과 같이 定義하고,

$$\phi = \sqrt{\frac{(A_s + \alpha A_p) \cdot 4}{n \pi}} \quad (3.4)$$

여기서 A_s 는 철근 단면적

A_p 는 긴장재 단면적

n 은 鋼材의 數

α 는 $\Delta f_p/f_s$ 이다.

k_2 와 μ_2 도 다음과 같이 修定한 것이다.

$$k_2 = \frac{1}{n} (n_s \times 0.4 + n_p \times 0.74) \quad (3.5)$$

$$\mu_2 = \frac{\alpha A_p + A_s}{b \cdot d_z} \quad (3.6)$$

여기서 n_s, n_p 는 각각 철근과 긴장재의 數

b, d_z 는 인장축 콘크리트 단면의 폭과 유효높이이다.

Trost 등은 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材에 대한 純粹 引張實驗으로부터 사용된 강재의 부착특성을 고려하여 다음과 같은 式을 유도하였다⁶⁾.

$$a_{cs} = k_1(\ddot{u}, e) + k_2 \cdot k_3 \frac{A_t}{\sum u_s + \xi \cdot \sum u_z} \quad (3.7)$$

여기서 $k_2 = 0.054 / (0.2 + 3\sqrt{f_{R,s}^2})$

(스트랜드의 경우 $f_{R,v}$ 는 0.022)

ξ 는 부착 감소계수로 다음과 같다.

$$\xi = 0.2 + 6.7 \times f_{R,v} < 0.64$$

$f_{R,s}$ 와 $f_{R,v}$ 는 각각 철근과 긴장재의 상대리브 면적이다.

위 식은 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材의 순수 인장 실험을 바탕으로 한 것이다. 따라서, 휨 인장의 경우는 부착 감소계수를 다음과 같이 修正하여 사용할 수 있다.

$$\xi' = \alpha \cdot \xi \quad (3.8)$$

Nawy and Huang은 프리텐션된 프리스트레스트 콘크리트 部材의 實驗資料를 回歸分析하여 다음과 같은 均열간격式을 提案하였다⁷⁾.

$$a_{cs} = 0.151 \times f' \times A_t / (\sum_o \times \sqrt{f'}) \quad (m) \quad (3.9)$$

여기서 A_t : 인장축 콘크리트의 유효면적(in²)

f' : 콘크리트의 활열 인장강도(psi)

\sum_o : 鋼材의 주변장의 數

各 年度의 實驗部材 中에서 均열폭 및 간격과 이에 해당하는 鐵筋應力 測定結果가 있는 部材들에 대해서 이들 公式에 의한 計算결과와 測定值를 比較할 수 있었다.

그림 3.1은 Series A의 荷重增加에 따른 均열간격의 變化를 圖示한 것이다. 均열간격은 初期 均열 발생 이후 빠르게 安定化된다. 프리스트레스트의 程度가 높을 수록 均열 발생이 높은 荷重에서 시작하여 빠른 속도로 安定化되는 것을 볼 수 있다.

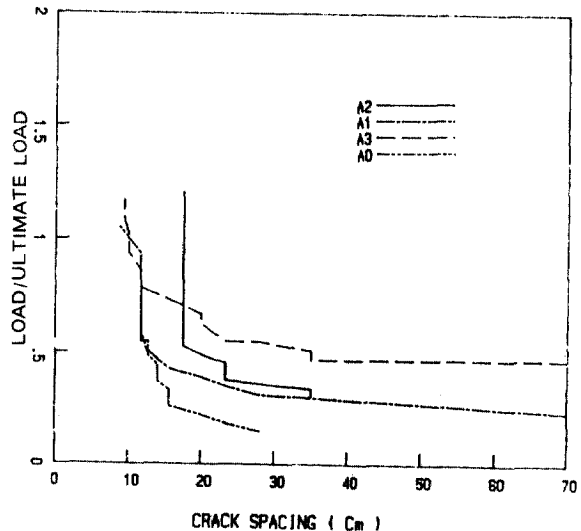


그림 3.1 Series A 部材의 하중-평균均열간격 관계

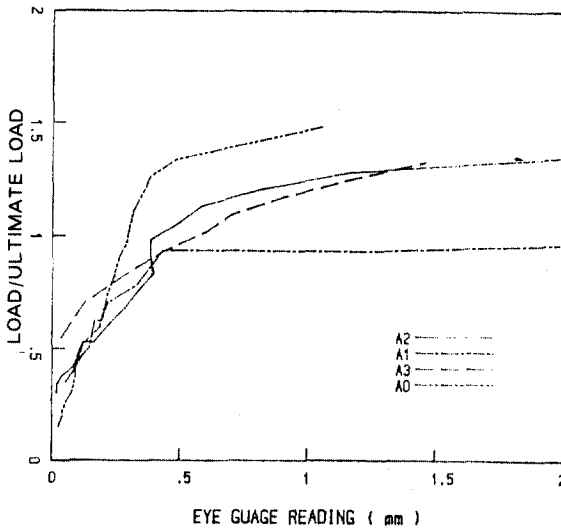


그림 3.2 Series A 部材의 하중-균열폭 관계

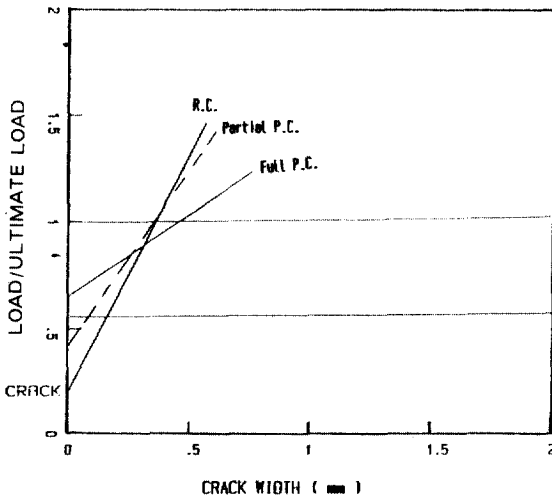


그림 3.3 프리스트레스 程度의 變化에 따른 하중-균열폭 관계의 理想化

1次年度 實驗部材 A0, A2, A3와 2次年度의 AA2, AD2, AE2 部材에 대해 安定된 균열간격과 이들 各 公式에 의한 計算結果를 比較한 것이 表 3.2이다. Leonhardt-Chang의 式이 實驗値와 계산치의 比가 平均 1.09로 가장 近似한 結果를 보이며, Trost의 式에 의한 結果는 實驗値가 대체로 큰 값을 보

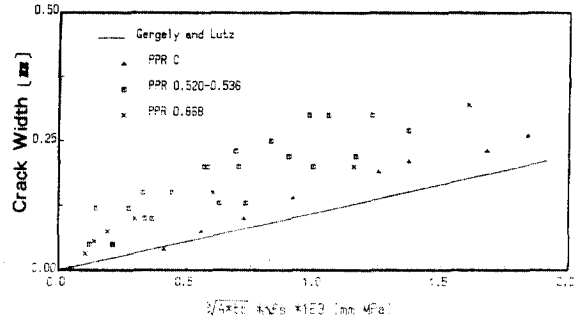


그림 3.4 Gergely and Lutz 식에 의한 균열폭의 比較

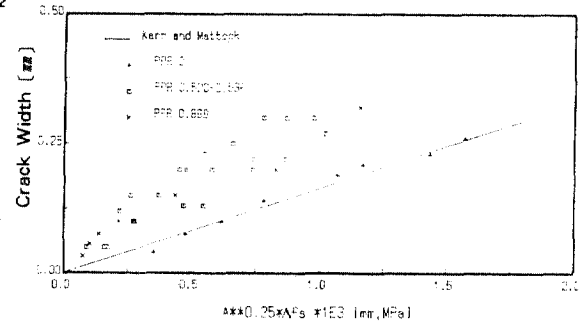


그림 3.5 Karr and Mattock 식에 의한 균열폭의 比較

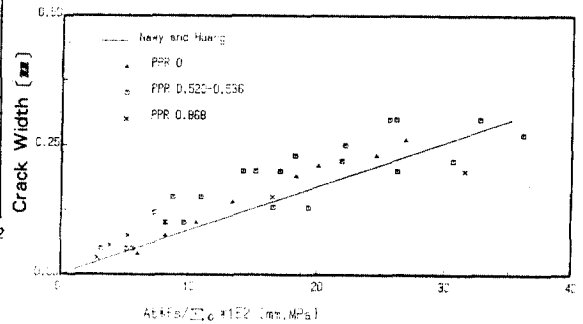


그림 3.6 Nawy and Huang 식에 의한 균열폭의 比較

이고 있다. Nawy와 Huang의 式에 의한 計算結果는 鐵筋 콘크리트 部材의 A0보에 대해서 매우 큰 오차를 보이고 있다. 이는 (3.9)의 公式이 프리스트레스트 콘크리트 部材에 대한 實驗結果를 바탕으로 만들었기 때문인 것으로 생각된다. 鐵筋 콘크리트 部材를 제외한 比較値의 平均은 0.904, 표준편차

는 0.15로 다른 식들과 비슷한 정도의 오차를 보인다.

3.3 휨 균열폭

휨 구간의 균열폭은 광학측정기로 각 하중단계마다 측정하였다. 그림 3. 2는 Series A의 보들의 하중-균열폭 곡선이다. 균열이 어느 정도 진전된 뒤 전단회전변형으로 균열폭이 급격하게 증가하는 A1보를 제외하면, 프리스트레스 정도의 크기에 따라 균열폭의 변화는 뚜렷한 차이를 보인다. 즉 균열이 가장 먼저 발생하는 철근 콘크리트 部材인 A0 보는 이후 荷重의 增加에 다른 균열폭의 증가가 크지 않다. 즉 荷重-균열폭 곡선의 경사는 매우 급하다. 그러나, 프리스트레스의 程度가 가장 높은 A3 보에 使用荷重 以後에 균열이 발생하여, 균열 발생 하중은 가장 큰 값이나, 以後의 균열폭의 增加는 매우 크다. 즉 荷重-균열폭 곡선은 완만한 경사를 갖는다. 이러한 現象을 理想化시켜 프리스트레스의 程度에 따른 균열폭의 증가는 比較한 것이 그림 3. 3이다. 따라서, 使用荷重狀態에서 균열폭을 적절히 制限할 수 있다면, 部分 프리스트레스 콘크리트 部材의 균열거동이 철근콘크리트 부재와 완전 프리스트레스 콘크리트 부재에 비하여 양호하다고 할 수 있다. 이러한 실험결과는 포스트텐쇼닝 방식의 部分 프리스트레스 콘크리트 部材에 대한 實驗結果와도 一致한다⁽¹⁴⁾.

部分 프리스트레스 콘크리트 부재에 있어서, 균열폭의 制限은 重要な 意味를 가지므로, 많은 학자들의 研究가 集中되었다.

Gergley와 Lutz는 철근 콘크리트 部材에 대한 많은 실험결과의 광범위한 통계해석을 수행하여 휨 部材의 최대 균열폭 公式를 도출하였다⁽⁶⁾.

$$W_{max} = 0.091 \times 3\sqrt{t_b \cdot A} \times R \times (f_s - 5) \times 10^{-3} \quad (in) \quad (3.10)$$

여기서 W_{max} : 部材下端에 發生하는 최대 균열폭 (in)

t_b : 部材下端의 콘크리트 덮개(in)

A: 철근 주위의 유효 인장 단면적(in²)

R: 斷面 中立軸에서 引張下端部까지 거리(h_2)를 中立軸에서 引張鐵筋 中心까지의 거리(h_3)로 나눈 값

f: 인장 철근의 應力

실제적인 사용을 위해 이를 單純化시킨 것이 現

在 ACI 示方書에서 채택하고 있는 최대 균열폭 公式이다⁽⁹⁾.

$$W_{max} = 0.076 \times 3\sqrt{t_b \cdot A} \times R \times f_s \times 10^{-3} \quad (in) \quad (3.11)$$

철근 위치에서의 최대 균열폭 公式는 다음과 같다.

$$W_{max} = \frac{0.076 \times 3\sqrt{t_b \cdot A}}{(1 + 2 t_b / 3h_1)} \times f_s \times 10^{-3} \quad (in) \quad (3.12)$$

여기서 t_b : 철근 중심에서 콘크리트 옆면까지의 거리(in)

위의 式들은 철근 콘크리트 部材에 관한 것으로 프리스트레스 콘크리트 部材에 使用하기 위해서는 다음과 같이 公式를 修定하여야 한다.

철근 應力 f_s 代身에 긴장재에서의 純應力(net stress) 혹은 철근의 引張應力の 크기를 나타내는 Δf_s 를 使用한다. Δf_s 는 긴장재의 경우에는 다음과 같다.

$$\Delta f_s = f_{n1} - f_d \quad (3.13)$$

여기서, f_{n1} : 對象荷重에서의 緊張材의 應力

f_d : 脫壓縮 荷重狀態에서의 緊張材의 應力

실측치와 계산치를 比較한 것이 그림 3. 4이다. 철근 콘크리트 部材의 균열폭 측정값은 계산치와 近接하여 있으나, 프리스트레스 콘크리트 部材의 實測値는 많이 떨어져 있음을 알 수 있다. 表 3. 3은 各 部材의 측정값과 計算値를 比較한 것이다. 鐵筋콘크리트 部材인 A0보를 除外하고는 모두 實測値가 計算値의 2배 이상이며, 分散도 크다.

鐵筋콘크리트 部材에 대한 PCA의 實驗結果를 근거로 Karr와 Mattock은 다음과 같은 式을 제안하였다⁽¹⁰⁾.

$$W_{max} = 0.115 \times 4\sqrt{A} \times f_s \times 10^{-3} \quad (in) \quad (3.14)$$

部分 프리스트레스 콘크리트 部材에서는 철근 應力 代身에 (3. 13)式的 Δf_s 를 使用한다.

(3. 14)式과 실측치를 比較한 것이 그림 3. 5이다. Gergley와 Lutz의 式과 마찬가지로 철근 콘크리트 部材의 實測値를 除外하면 큰 차이를 보인다. 表 3. 3에서 實驗値와 理論値를 比較하면 철근 콘크리트 部材의 값도 平均 2% 오차로 매우 잘 맞으나, 그 외의 프리스트레스 콘크리트 部材는 실측치가 모두 큰 값을 보이고 있으나, Gergley와 Lutz의

表 3. 2 균열간격의 실험결과와 이론치의 비교

Beam	Meas. Crack Spacing	Calc. Crack Spacing (Nawy and Huang)	acs	Calc. Crack Spacing (Leonhardt)	acs	Calc. Crack Spacing (Troost)	acs
	(cm) acs	(cm) acs1	acs1	(cm) acs2	acs2	(cm) acs3	acs3
A0	13.0	5.87	2.21	10.69	1.29	10.15	1.28
AA2	14.3	14.64	0.98	12.43	1.15	12.83	1.11
AA*2	16.7	14.64	1.14	13.30	1.26	12.83	1.30
A3	11.8	13.38	0.88	14.79	0.80	12.28	0.96
AD2	13.3	18.84	0.70	15.26	0.87	14.83	0.90
AE2	14.3	17.51	0.82	12.01	1.19	12.20	1.17
Mean			1.12		1.09		1.12
S.D			0.51		0.19		0.15

表 3. 3 균열폭의 實測値와 理論値의 比較

부	재	A0	AA2	A3	AD2	AE2
Gergley and Lutz식에 의한 理論値에 대한 實測値의 比 $\left(\frac{W_{measured}}{W_{theory}}\right)$	平 均	1.15	2.58	2.54	2.34	3.09
	표준편차	0.15	0.25	0.82	1.06	0.60
Karr and Mattock식에 의한 理論値에 대한 實測値의 比 $\left(\frac{W_{measured}}{W_{theory}}\right)$	平 均	0.98	2.07	2.54	1.85	2.61
	표준편차	0.12	0.29	0.82	0.58	0.56
Nawy and Huang식에 의한 理論値에 대한 實測値의 比 $\left(\frac{W_{measured}}{W_{theory}}\right)$	平 均	1.14	1.50	1.46	1.22	1.62
	표준편차	0.14	0.19	0.43	0.50	0.32

式에 比하여 分散은 작은 값이다.

Nawy와 Huang은 프리텐션方式의 프리스트레스 콘크리트 部材에 대한 실험결과를 통계처리하여 철근 위치에서의 최대 균열폭은 다음과 같이 제안하였다⁽⁷⁾.

$$W_{max} = 5.85 \times (A_t / \Sigma \sigma) \times 4f_s \times 10^{-5} \text{ (in)} \quad (3.15)$$

이 식의 變數는 (3.9)式에서 보인 바와같다. (3.15)式과 實測値를 그림 3.6에 보였다. 또, 實測値와 計算値를 比較한 表 3.3에 따르면, 실측치가 計算値보다 14~16% 더 큰 값이다. 分散도 앞서의 두 式보다 작은 값이며, 철근 콘크리트 部材인 A0 보에 대해서는 比較的 近似한 값이다.

4. 結 論

以上과 같이 實驗結果를 分析하여 다음과 같은 結論을 얻을 수 있다.

1. 프리스트레스의 程度가 커질 수록 균열발생 억제력은 크나, 균열발생 以後의 舉動이 심한 취성을 나타내어 不利하다.
2. 프리스트레스의 程度가 커질 수록 균열발생 以後의 균열폭의 增加가 급격함을 알 수 있다.
3. 휨 균열간격의 實測値와 計算値를 比較한 結果는 20~30%의 오차(Leonhardt式과 Troost式)를 보였다.
4. 휨 균열폭의 實測値와 計算値를 比較한 結果 Nawy와 Huang의 式이 가장 近似한 것으로 나타났다. 그러나 이 式에 따라 균열폭을 계산 할지라

도 最大 62%의 誤差를 보이므로 改善이 必要하다. 철근 콘크리트 部材의 均열폭 計算式으로 많이 쓰이는 Gergley와 Lutz의 式은 部分 프리스트레스트 콘크리트 部材에 대해서는 사용할 수 없음을 알 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단의 1984년도 차관연구비 지원에 의하여 이루어진 연구의 일부로 이에 한국과학 재단에 깊은 감사를 드리는 바이다.

참 고 문 헌

1. 張丞弼外 3人, "鉛直 荷重을 받는 部分 프리스트레스트 콘크리트 T형 보의 舉動에 관한 實驗 및 理論的 研究," 한국과학재단 연구 2次年度 中間報告書, 서울대학교 土木工學科, 1986. 10.
2. 張丞弼外 3人, "鉛直 荷重을 받는 部分 프리스트레스트 콘크리트 T형 보의 舉動에 관한 實驗 및 理論的 研究," 한국과학재단 연구 最終報告書, 서울대학교 土木工學科, 1987. 12.
3. Lee, J. H., "An Experimental and Analytical Study on Deflections of P. S. Concrete Members Regarding Cracks," 서울대학교 土木工學科 碩士學位 論文, 1985.
4. Leonhardt, F., "Vorlesungen über Massivbau, Viertes Teil, Nachweise der Gebrauchsfähigkeit," Springer, Verlag, New York, 1978.
5. 張丞弼, "部分 프리스트레스트된 矩形 콘크리트 부재의 均열크기에 관한 研究," 아산재단 연구 최종보고서, 1984. 4.
6. Trost, H., H. Cordes, U. Thormählen und H. Hagen, "Teilweise Vorspannung-Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Ribbildung und Ribbreitenbeschränkung," DAFst, Heft 310, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1980.
7. Nawy, E. G. and Huang, P. T., "Crack and Deflection Control of Pretensioned Prestressed Beams," J. PCI, May, 1977.
8. Gergley, P. and Lutz, A., "Maximum Crack Width in Reinforced Flexural Members," Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete SP-20, ACI, Detroit, 1968.
9. ACI Committee 224, "Control of Cracking in Concrete Structures," J. ACI, Proceedings, Vol. 64, No. 10, Oct, 1967.
10. Karr, P. H. and Mattock, A. H., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement," Part 4, Control of Cracking, J. PCA Research and Development Laboratories, Vol. 5, No. 1, Jan. 1963.
11. 姜員鎭, "部分 프리스트레스트 콘크리트 들보의 剪斷 舉動에 관한 實驗의 및 理論的 研究," 서울대학교 대학원 박사학위논문, 198. 8.
12. DIN 4227, Teil 2, "Spannbeton, Bauteile mit Teilweiser Vorspannung," 1982.
13. SIA 162/34, "Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton und Spannbetontragwerken," Schweizerischer Ingenieur und Architekten Verein, Zurich, 1976.
14. F. Leonhardt, "Vorlesungen über Massivbau, fünfter teil, Spannbeton," Springer-Verlag, Berlin, 1980.

(接受 : 1989. 8. 22)