

# 초고강도 콘크리트에 적합한 응력분포 모델의 제안

## A Proposal of the Compressive Stress Distribution Model of Ultra High-Strength Concrete

박훈규\*      윤영수\*\*      한상묵\*\*\*      장일영\*\*\*  
Park, Hoon-Gyu    Yoon, Young-Soo    Han, Sang-Mook    Jang, Il-Young

### ABSTRACT

This paper presents the compressive stress distribution model appropriate to predict the ultimate strength of structural elements using ultra high-strength concrete.

From the results of this investigation, the following conclusions are drawn:

1. The constant value of strain at extreme concrete compression fiber of 0.0027 is seen to represent satisfactorily the experimental result for ultra high-strength concrete.
2. The current ACI-318 rectangular stress block parameters were found to overestimate the moment capacity of ultra high-strength concrete columns with eccentrically loaded.
3. The equivalent trapezoidal stress distribution model with new parameter  $\lambda_1$  and  $\lambda_2$  was developed.

### 1. 서론

휨거동을 하는 콘크리트 부재 단면에 발생하는 압축응력분포는 콘크리트 공시체의 일축 시험을 통하여 구한 응력-변형을 곡선과 유사한 분포형태를 나타내는데<sup>1)</sup>, 기존의 보통 콘크리트 부재의 설계 및 해석시에는 이를 직사각형으로 단순화시킨 ACI-318<sup>2)</sup> 응력분포 모델을 이용하였다. 그러나 초고강도 콘크리트의 응력-변형을 거동은 보통 콘크리트와는 차이가 있으므로 실제부재에서의 응력분포형상 역시 달라질 수 밖에 없다. 휨을 받는 부재의 단면 도심축 높이의 증가나 압축연단으로의 응력증가 정도가 초고강도 콘크리트 일수록 크므로 응력 중심간 거리는 증가하게 됨을 알 수 있으나, ACI-318은 직사각형 응력분포모델 도심계수( $\beta_1/2$ )를 0.325로 제한하고 있어서 콘크리트 압축강도가 560kg/cm<sup>2</sup>을 초과할 경우 응력 중심간의 거리의 증가비가 작아져 내력모멘트가 과대평가될 우려가 있다. 또한 휨과 축력이 동시에 작용하는 부재 및 부득이하게 과다철근으로 설계된 부재의 경우에는 일축상태의 응력-변형을 관계 형상과 유사한 응력분포를 사용해야만 한다<sup>3)</sup>. 따라서 본 연구에서는 합리적 통계기법을 이용하여 초고강도 콘크리트의 설계 실용화를 위한 콘크리트의 응력-변형을 특성화 결정하는 재료 변수들, 즉 탄성계수, 최대 압축강도시 변형을 등에 대한 검토를 수행하고, 이를 바탕으로한 초고강도 콘크리트(700~1400kg/cm<sup>2</sup>)에 적합한 응력-변형을 모델로부터 초고강도 콘크리트 부재의 극한강도평가에 적합한 응력분포모델을 제시하고자 한다.

1) \* 정희원, 금오공과대학교 토목공학과 박사과정

2) \*\* 정희원, 고려대학교 토목환경공학과 교수

3) \*\*\* 정희원, 금오공과대학교 토목공학과 교수

## 2. 초고강도 콘크리트의 응력-변형률 모델

초고강도 콘크리트의 응력-변형률 모델 제안을 위하여 기존의 대표적 상승 및 하강곡선 제안식들에 대한 비교, 검토 연구를 수행하였다<sup>4)</sup>. 이를 바탕으로 초고강도 콘크리트에 대한 응력-변형률 관계 모델을 식(1),(2)와 같이 응력상승부와 하강부로 분리한 가변 복수곡선식으로 표현하였으며, 그림1.과 같다<sup>5)</sup>.

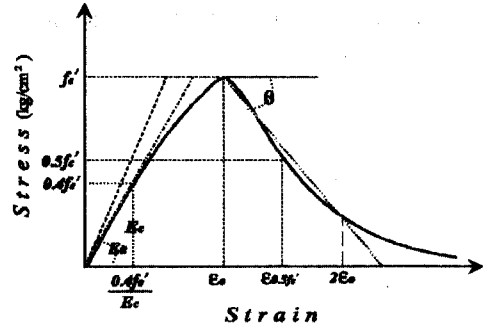


그림1. 응력변형률 제안 모델

$$f = f'_c \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_o} \right)^A \right] \quad ; \quad 0 \leq \epsilon \leq \epsilon_o \quad (1)$$

$$f = f'_c \exp \left[ -k_1 (\epsilon - \epsilon_o)^{k_2} \right] \quad ; \quad \epsilon > \epsilon_o \quad (2)$$

여기서,  $f'_c$ 는 콘크리트 최대압축강도,  $\epsilon_o$ 는 최대압축강도시 변형률(식(4)), A는 상승곡선 형상계수(식(3)),  $k_1$ ,  $k_2$ 는 하강곡선 형상계수(식(6),(7))이다.

$$A = 0.95 + \frac{390.6}{f'_c} \quad (3)$$

$$\epsilon_o = 0.00208 + 1.16 \times 10^{-6} f'_c \quad (4)$$

$$\epsilon_{0.5f'_c} = 0.00516 - 7.82 \times 10^{-7} f'_c \quad (5)$$

$$k_1 = \frac{0.693}{(\epsilon_{0.5f'_c} - \epsilon_o)^{k_2}} \quad (6)$$

$$k_2 = 1.27 - \frac{314000}{f'_c{}^2} \quad (7)$$

## 3. 응력분포모델의 제안

### 3.1 극한변형률( $\epsilon_u$ )

콘크리트의 극한 압축변형률은 콘크리트 단면의 강도를 예측하기 위한 중요한 변수중의 하나이다. 다음 그림2.는 최근 국내의에서 수행된 초고강도 콘크리트 압축(횡보강근을 사용하지 않은 편심하중을 받는 기둥 부재 또는 표준공시체) 및 휨부재(단철근 보)에 대한 실험결과로부터 수집한 압축강도에 대한 극한 압축변형률의 변화를 도시한 것이다<sup>6)</sup>.

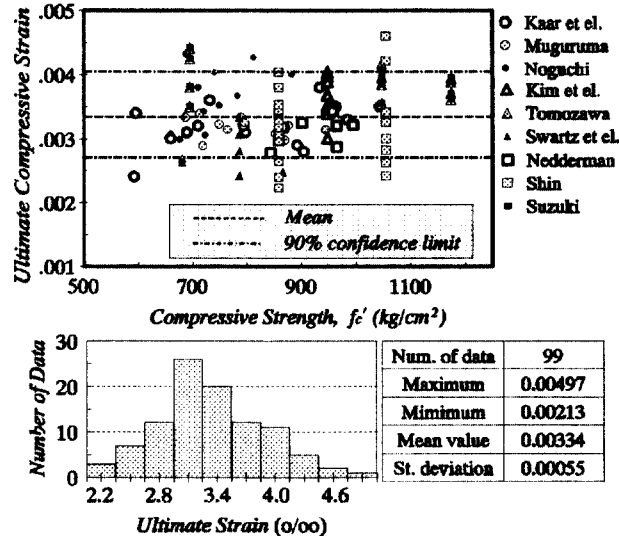


그림2. 초고강도 콘크리트의 극한 압축변형률

최근 Kaar등<sup>3,7)</sup>은 압축강도 50~1050kg/cm<sup>2</sup>의 콘크리트 부재의 파괴시 극한 압축변형율은 콘크리트의 강도가 증가할수록 감소하지만, 초고강도 콘크리트 부재에서도 현형규정값 0.003이 적합한 것으로 보고하였다. 그러나 그림2.에서 평균값은 콘크리트 강도 전반에 걸쳐 0.003보다 크다 하더라도 전체적으로 다수의 값들이 0.003아래로 측정됨을 볼 수 있어 전반적인 안전율을 고려할 때 초고강도 콘크리트 부재 압축변형의 한계값을 0.003으로 하는 것은 적합하지 않음을 확인할 수 있다. 이것은 Shin등<sup>8)</sup>, Swartz등<sup>9)</sup>이 이미 언급한바 있으며, CEB/FIP MC90<sup>10)</sup>에서나 Rak MK4-1989<sup>10)</sup>와 NS3473-1989<sup>10)</sup>에서도 같은 경향을 보이는데, 원주공시체로 환산한 압축강도(각주공시체 압축강도의 약90%)가 대략 800kg/cm<sup>2</sup>이상에서는 0.003이하의 값을 제시하고 있다. 따라서 그림2.의 결과로부터 콘크리트 압축강도 700~1200kg/cm<sup>2</sup>의 초고강도 콘크리트의 압축축 최연단 극한변형을  $\epsilon_u$ 는 실험데이터에 대해 90%신뢰도를 고려하여 0.003 보다 낮은 0.0027이 좀 더 신중한 값으로 보인다.

### 3.2 공시체와 부재의 강도비( $k_3$ )

콘크리트 부재의 압축강도는 크기효과, 타설방법, 장기재하 효과, 우발적인 편심 등의 요인으로 인하여 표준 공시체에 의해 결정된 콘크리트의 압축강도에 비해 다소 감소하게 된다. 이 값은 동일한 재료배합으로부터 타설된 콘크리트부재와 표준공시체의 최대 압축강도 비로써 표현된다.

기존의 보통강도 콘크리트에 대한 실험에서 이 값은 동일한 강도, 크기 및 형태를 가진 시험체에 대해 0.85~1.0의 범위내에 있는 것으로 나타났으며, 일반적으로 0.85를 사용하고 있다<sup>2)</sup>. 그러나 최근 Cusson등<sup>11)</sup>과 Saatcioglu등<sup>12)</sup>의 연구에서는 덮개부분과 같이 축중중에 의한 횡보강응력을 받지 않는 초고강도 콘크리트에 대해 0.85를 사용할 경우 실측값보다 과대평가 됨을 보고하였으며, Collins등<sup>13)</sup>과 Muguruma등<sup>14)</sup>도 같은 결론을 내렸다. 이에따라 최근에 Ibrahim등<sup>15)</sup>은 다수 연구자들의 실험자료 분석하여 다음 식(8)과 같이 초고강도 콘크리트의 경우 기존의 0.85보다 낮은 값을 사용하여야 함을 입증하였다.

$$k_3 = 0.85 - \frac{f'_c}{8160} \geq 0.725 \quad (8)$$

본 연구에서는 식(8)의 값을 응력분포 모델 변수인 공시체와 부재의 강도비( $k_3$ )로써 사용하였으며, 식(8)에서 압축강도 1000kg/cm<sup>2</sup>이상의 경우  $k_3=0.725$ 임을 알 수 있다.

### 3.3 초고강도 콘크리트의 응력분포 모델 제안

초고강도 콘크리트의 실제거동을 잘 표현하는 것으로 판단되는 식(1),(2)의 응력-변형을 관계식을 이용하여 면적과 도심이 일치하고 실제의 응력-변형을 거동과 그 형태가 유사한 사다리꼴 응력분포 모델을 그림3.과 같이 제안하였다. 평균응력 계수  $\lambda_1$  과 도심계수  $\lambda_2$ 는 응력분포 모델이 초고강도 콘크리트의 실제 압축 응력분포와 동일한 값의 압축력 및 그 위치를 가지도록 하기 위한 것으로 각각 식(9),(10)과 같다.

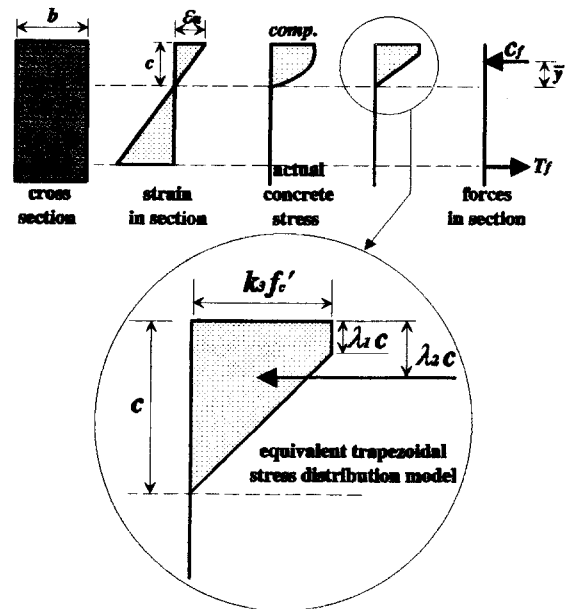


그림3. 등가 사다리꼴 응력분포모델

$$\lambda_1 = \frac{2 \int_0^{\epsilon_u} f_c d\epsilon}{\epsilon_u k_3 f_c'} - 1 = 0.854 - 0.0005 f_c' \quad (9)$$

$$\lambda_2 = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_u} f_c \epsilon_c d\epsilon}{\epsilon_u \int_0^{\epsilon_u} f_c d\epsilon} = 0.444 - 0.000078 f_c' \quad (10)$$

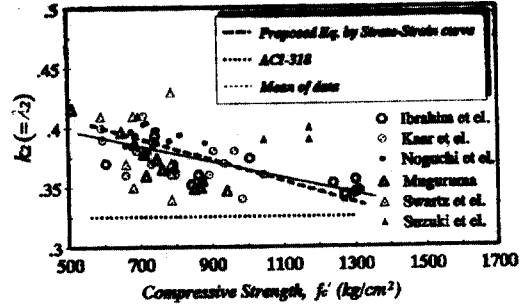


그림4는 본 연구에서 제안한 식(1),(2)의 응력-변형률 모델로부터 구한 사다리꼴 응력분포 모델의 도심계수

그림4. 도심계수  $\lambda_2$ 의 추정값과 실험값의 비교

( $\lambda_2$ )와 다수의 실험값<sup>7,9,14,15,16</sup>을 비교한 것이다. 이 그림에서 식(10)의 값이 실험값들의 평균과 거의 일치하는 반면, ACI-318의 설계기준값이 지나치게 작은 값을 알 수 있다. 따라서 ACI-318의 설계기준값을 초고강도 콘크리트에 적용할 경우 내력모멘트가 과대평가될 우려가 있음을 입증한다.

### 3.4 응력분포 모델 비교 평가

기존에 수행된 휨과 축력을 받는 초고강도 콘크리트 기둥부재에 대한 실험적 연구결과를 기초로하여 직사각형 응력분포 모델을 이용한 ACI-318<sup>2</sup>의 해석방법과 ACI-363<sup>3</sup>과 본 연구에서 제안된 사다리꼴 응력분포 모델로부터 구한 하중-모멘트 상관도를 이용하여 비교함으로써 초고강도 콘크리트에 대한 적용성을 평가하였다. 여기서 철근의 응력은 철근의 변형률( $\epsilon_s$ )값에 철근의 탄성계수( $E_s$ )를 곱한 값이 되며, 좀 더 정확한 축하중 및 휨강도 산정을 위하여 철근의 응력-변형률 곡선을 정확히 이상화시킨 Park<sup>17</sup>의 복합곡선 모델에 따라 철근의 응력을 산출하였다. 그림5와 그림6(a,b)는 각 응력분포 모델을 이용한 하중-모멘트 상관도와 편심하중을 받는 초고강도 콘크리트 기둥부재에 대한 실험결과<sup>10,18,19</sup>와의 비교를 보여준다.

비교결과 인장지배 영역에서는 전반적으로 차이가 없으나 압축지배 영역에서는 ACI-318의 직사각형 응력분포 모델에 의한 산정값이 실측값에 비해 과대 평가되는 것을 볼 수 있으며, ACI-363의 사다리꼴 응력분포 모델에 의한 산정값도 안정적이라고 할 수 없음을 볼 수 있다. 이에 반해 본 연구에서 제안된 초고강도 콘크리트에 대한 사다리꼴 응력분포 모델에 의해 기둥의 강도를 산정할 경우 대부분 안전측으로 평가 될 수 있는 것으로 나타났다.

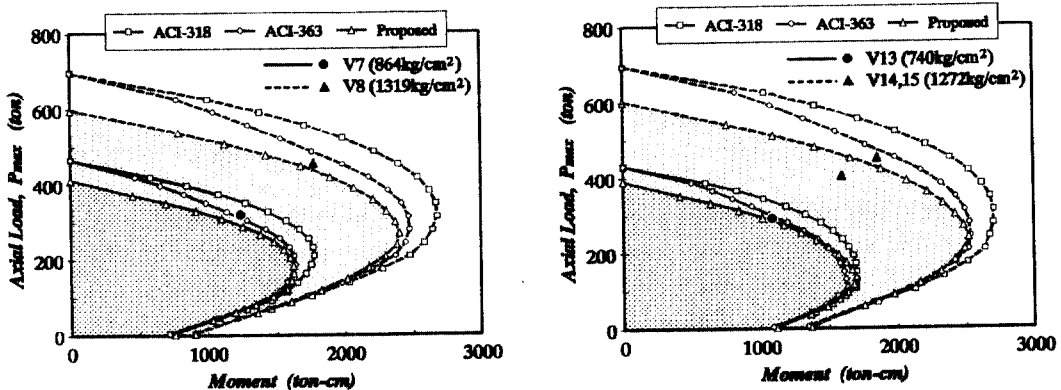


그림5. 응력분포모델에 따른 P-M상관도 비교;  
참고문헌18(Specimen V7,V8,V13,V14,V15)

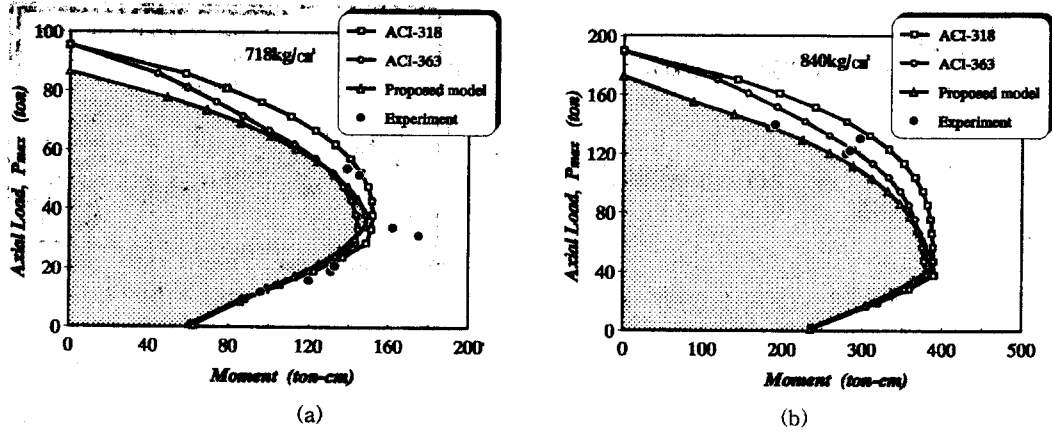


그림6. 응력분포모델에 따른 P-M상관도 비교  
 (a)참고문헌10(HD-C-HS,M,L series), (b)참고문헌19(MD95-20 series)

#### 4. 결론

- 1) 기존의 실험자료를 바탕으로 검토한 결과 콘크리트의 극한변형율( $\epsilon_u$ )은 0.0027이 초고강도 콘크리트 구조물에 대해 좀 더 신중한 값으로 보인다.
- 2) 본 연구에서는 실제의 초고강도 콘크리트 응력-변형률 거동을 고려한 사다리꼴 응력분포 모델을 제시하였다. 실험결과와 비교하여 초고강도 콘크리트를 이용한 휨과 압축을 받는 부재에서 압축지배의 경우에 ACI-318의 직사각형 응력블럭을 적용하게 되면 비안전측으로 내력을 산정될 소지가 있으므로 ACI-363에서 제시한 사다리꼴 응력분포모델 및 본 연구에서 제안한 새로운 사다리꼴 응력분포모델을 사용하는 것이 보다 안전측이 될 수 있다.

#### 참고문헌

- 1) Hognestad, E., Hanson, N. W., and Mchenry, D., *Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design*, Journal ACI, Vol.52, No.6, 1955, pp.455-479.
- 2) ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, ACI, Detroit, 1989.
- 3) ACI Committee 363, *State-of-Art Report on High-Strength Concrete*, ACI, Detroit, 1984.
- 4) 장일영, 박훈규, 원종필, 윤영수, 「고강도 및 초고강도 콘크리트의 응력-변형률 모델 비교 평가 연구」, 한국콘크리트학회지, 제9권4호, 1997, pp.177-186.
- 5) 장일영, 이장화, 윤영수, 박훈규, 「초고강도 콘크리트의 응력-변형률 모델 제안」, 대한토목학회 학술발표회, 1997. 10.
- 6) 박훈규, 「초고강도 콘크리트의 이론적 모델 정립에 관한 연구」, 금오공과대학교, 석사학위논문, 1996, pp.104
- 7) Kaar, P. H., Hanson, N. W., and Naaman, A. E., *Stress-Strain Characteristics of High-Strength Concrete*, Research and Development Bulletin No. RD051.01D, Portland Cement Association.
- 8) Shin, S. W., Kamara, M., and Ghosh, S. K., *Flexural Ductility, Strength Prediction, and Hysteretic Behavior of Ultra-High-Strength Concrete Members*, 2nd International Symposium on High-Strength Concrete, SP-121, ACI, Detroit, 1990, pp.239-263.
- 9) Swartz, S. E., Nikaen, A., Narayan Babu, H. D., Periyakaruppan, N., and Refai, T. M. E., *Structural Bending Properties of Higher Strength Concrete*, High-Strength Concrete, SP-87, ACI, Detroit, 1985.

pp.147-178.

- 10) 현대건설, 「고강도 콘크리트의 실용화를 위한 재료/구조실험 및 해석기법 연구」, 연구보고서 91MTR01, 현대건설 기술연구소, 1995.
- 11) Cusson, D., and Paultre, P., *High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties*, Journal ASCE, Vol.120, No.ST3, 1994, pp.783-804.
- 12) Saatcioglu, M., and Razvi, S., *Behavior of confined High Strength Concrete Columns*, Proceedings of CPCA/CSCE Structural Concrete Conference, 1993, Toronto, Ontario, Canada, pp.37-50.
- 13) Collins, M. P., Mitchell, D., and MacGregor, J. G., *Structural Design Considerations for High-Strength Concrete*, Concrete international, 1993, pp.2-9
- 14) Nishiyama, M., Fukushima, I., Muguruma, H., and Watanabe, F., *Axial Loaded Tests on High-Strength Concrete Prisms Confined by Ordinary and High-Strength Steel*, Proceedings of Symposium, Utilization of High-Strength Concrete, Norway, 1993, pp.322-329.
- 15) Ibrahim, H. H. H., and MacGregor, J. G., *Modification of the ACI Rectangular Stress Block for High-Strength Concrete*, ACI Structural Journal, Vol.94, No.1, 1997, pp.40-48.
- 16) 岡本 伸, 柳下文夫, 高強度コンクリートの應力-ひずみ特性, 콘크리트工學年次論文報告集, Vol.14, No.3, 1976, pp.42-46.
- 17) Park, P., and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons Inc., New York, 1975.
- 18) Ibrahim, H. H. H., and MacGregor, J. G., *Test of Eccentrically Loaded High-Strength Concrete Columns*, ACI Structural Journal, Vol.93, No.5, 1996, pp.585-594.
- 19) Bjerkeli, L., Tomaszewicz, A., and Jensen, S. S., *Deformation Properties and Ductility of High-Strength Concrete*, 2nd International Symposium on High-Strength Concrete, SP-121, ACI, Detroit, 1990, pp.215-238.