

철근콘크리트조 기둥의 균열발생기구에 의한 균열길이 예측

Crack Length Calculation on RC Column Based on Cracking Mechanism



김 경 민^{1)*}

Kim, Kyung Min

1. 머리말

성능기반 내진설계법은, 전문가가 아닌 건축주도 건축물의 구조성능수준을 선택할 수 있도록 건축물의 구조성능을 알기 쉽게 표시하는 것을 목표로 한다. 건축물의 구조성능은 크게 안전성능, 복구성능, 사용성능으로 나눌 수 있으며, 이중 복구성능은 일정 규모의 지진으로 건축물에 발생한 경제적 손실량을 나타낼 수 있으며, 이에 따라 지진발생후 건축물의 복구에 필요한 「복구비용」도 건축물의 구조성능을 나타내는 하나의 지표가 될 수 있을 것으로 판단된다.

「복구비용」을 건축물의 복구성능을 나타내는 지표로 이용할 경우, 개별 건축물의 지진응답에 따라 복구비용을 정량적으로 추정하기 위하여, 지진으로 건축물을 구성하는 부재에 발생하는 구체적인 손상정도를 정량적으로 평가할 필요가

있다.

이에 본고에서는 철근콘크리트조 기둥부재를 대상으로 복구비용산정과 밀접한 관계를 가지고 있는 균열길이를 부재각, 부재단 모멘트 등 부재 레벨의 지진응답에 따른 균열발생·진전과정을 고려하여 추정하는 모델에 대하여 기술하고자 한다. 본 모델은 부재 한쪽 측면에 발생한 휨균열과 휨전단균열을 대상으로 하고 있으며, 이에 따라 전단스팬비 1.5~3 정도의 기둥부재가 주요 적용대상이다.

2. 기하학적 형상에 의한 균열길이 추정 모델

2.1 기본 가정

2.1.1 균열 발생 및 균열 형상

균열은 부재 위험단면에 휨균열이 발생하고, 순차적으로 부재 중앙부로 휨전단균열이 발생하

1) NDMI, 방재연구실 책임연구원
* E-mail : kymkim@korea.kr

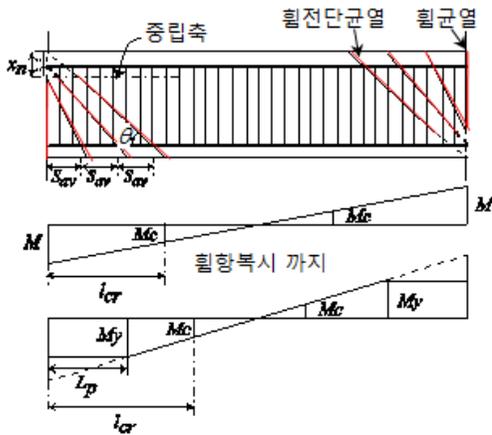


Fig. 1 균열발생기정모델 개념도(CL 모델)

는 것으로 한다. 휨균열과 휨전단균열은 Fig. 1과 같이 직선으로 발생하며, 인장연에서 중립축까지를 유효 균열길이라고 한다. 한편, 마지막으로 발생하는 균열과 주근이 이루는 각도 θ 는, 전단력의 영향을 고려하여 다음 식 (1.1)과 (1.2)의 트러스기구 균열각도 θ 의 최소값 제한보다 커지지 않는 것으로 하였다.

$$\cot\theta \leq 2 - 20R_p \quad (1.1)$$

$$\cot\theta \leq \sqrt{\frac{\lambda\nu\sigma_B}{p_{we}\sigma_{wy}} - 1} \quad (1.2)$$

여기서, R_p : 종국한계상태의 힌지영역 회전각(rad), λ : 트러스기구 유효계수, ν : 콘크리트 유효계수, σ_B : 콘크리트 압축강도(MPa), p_{we} : 유효전단보강근비, σ_{wy} : 전단보강근 항복강도(MPa)

2.1.2 균열발생구간길이

균열이 발생하는 구간길이 l_{cr} 는 단면 휨해석에 의한 휨균열모멘트와 휨항모멘트를 고려하여 결정하며, 이 구간에서 휨균열과 휨전단균열이 일정한 간격을 두고 발생하는 것으로 한다.

부재 단부가 휨항복할 때까지 균열발생구간길이 l_{cr} 는 휨모멘트 M 이 휨균열모멘트를 초과하는 구간의 길이와 동일하며, 다음 식 (2)과 같다.

$$l_{cr} = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{M_{cr}}{M}\right) \quad (2)$$

여기서, L : 부재 순길이(mm), M_{cr} : 휨균열모멘트(Nmm)

부재 단부가 휨항복하고 피복콘크리트가 압괴되기 시작하면 새로운 균열이 더 이상 발생하지 않는 경향이 있으므로, 이 이후에는 균열길이가 길어지지 않는 것으로 하며, 균열발생구간길이 l_{cr} 는 다음 식 (3)과 같다.

$$l_{cr} = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_y}\right) - L_p \frac{M_{cr}}{M_y} \quad (3)$$

여기서, M_y : 휨항복모멘트(Nmm), L_p : 힌지구간길이(=0.5(M/QD) d_c , M/QD: 전단스팬비, d_c : 주근 중심에서 압축연까지의 거리(mm)

2.1.3 균열간격

균열은 인장주근위치에서 평균균열간격 S_{av} 을 두고 균등하게 발생하는 것으로 한다.

따라서, 평균균열간격 S_{av} 이 분명해지면, 부재에 작용하는 모멘트 증가에 따라 균열 발생 과정에 근거하여 균열길이를 예측할 수 있다.

2.2 평균균열간격 S_{av}

평균균열간격 S_{av} 는 철근 부착응력, 콘크리트 인장강도, 콘크리트 피복두께, 주근 간격 등의 영향을 받는 것으로 알려져 있으며, Table 1과

Table 1 S_{av} 의 제안식

S_{av} 의 제안자	비고
Honnestad et al	이론식
Morita	실험식
CEB-FIP Model Code 1978	이론식+실험식
CEB-FIP Model Code 1990	
Eurocode 1-1991	

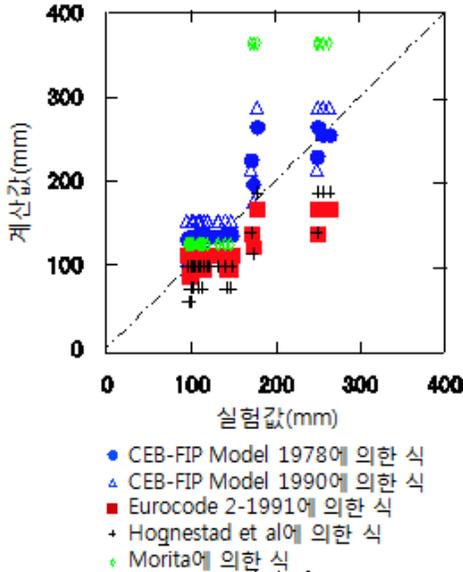


Fig. 2 평균균열발생간격 비교

같은 추정방법이 제안되어 있다.

Fig. 2는 기존 철근콘크리트조 기둥의 실험연구(3장 참조)를 대상으로 평균균열간격의 실험값과 Table 1의 제안식에 의한 계산값을 비교한 것이다. 여기서 평균균열간격의 실험값은 기존 철근콘크리트조 기둥 실험연구결과에 따른 균열도를 바탕으로 화상처리법에 의하여 측정된 값이다. 평균균열간격의 계산값은 실험값보다 전반적으로 작은 경향을 나타냈지만, CEB-FIP Model Code 1978의 제안식에 의한 계산값이 실험값과 비교적 좋은 대응을 보이는 것으로 나타나 본고에서는 CEB-FIP Model Code 1978에서 제시하고 있는 다음 식 (4)을 이용하여 평

균열간격을 계산하였다.

$$S_{av} = s(c + 0.1s) + \kappa_1 \kappa_2 \frac{\phi}{\rho_e} \quad (4)$$

여기서, c : 피복두께(mm), s : 철근중심간 거리(mm), $\kappa_1 = \frac{f_{ct}}{f_{bm}}$ (f_{ct} : 콘크리트 인장강도(MPa), f_{bm} : 철근 부착응력도(MPa))로, 이형철근=0.4, 원형철근=0.8, κ_2 : 스트레인 다이어그램 형태에 의한 계수로, 순휨상태에서 0.125, 순인장상태에서 0.25, 보월브영역 편심인장상태에서 $0.25(\epsilon_1 + \epsilon_2) / (2\epsilon_1)$ (ϵ_1 : 큰 쪽 스트레인, ϵ_2 : 작은 쪽 스트레인), ϕ : 주근 직경(mm), ρ_e : 유효철근비

2.3 균열길이 추정식

2.1절과 2.2절에서 기술한 방법을 바탕으로 일방향 정적하중을 받는 캔틸레버 부재의 균열 발생수 n_{cr} 및 총균열길이 L_{cr} 는 다음 식 (5) 및 (6)에 의하여 구할 수 있다.

$$n_{cr} = \frac{l_{cr}}{S_{av}} + 1 \quad (5)$$

$$L_{cr} = 2\{(D - x_n) + \sum_2^{n_{cr}} [\sqrt{(D - R_D x_n)^2 + \{(i-1)R_S S_{av}\}^2} - \sqrt{\{(1 - R_D)x_n\}^2 + \{(i-1)(1 - R_D)x_n R_S S_{av} \frac{1}{(D - R_D x_n)}\}^2}]\} \quad (6)$$

여기서, D : 단면 높이(mm), x_n : 중립축에서 압축면까지의 거리(mm), R_D , R_S 는 비례계수로 다음 식 (7) 및 (8)과 같다.

$$R_D = \frac{n_{cr} - i}{n_{cr} - 2} \quad (7)$$

$$R_S = \frac{D - R_D x_n}{D - d + R_D x_n} \quad (8)$$

여기서, d : 인장주근중심에서압축연까지의 거리(mm)

한편, 양방향 반복하중을 받는 경우, 총균열길이는 $2L_{cr}$ 이 된다.

3. 균열길이 추정모델 검증

3.1 검증 실험 데이터

CL 모델의 타당성을 검증에는 Table 2와 같은 기둥을 대상으로 한 정적실험 결과로부터 부착과괴한 시험체를 제외한 전단스팬비 1.5~3의

31개의 시험체의 실험결과를 이용하였다. 한편, 실험당시 균열 길이를 측정하지 않았었기 때문에, 시험체에 발생한 균열길이는 균열도를 바탕으로 화상처리법에 의하여 측정하였다.

3.2 균열길이 비교 및 검토

단면크기가 다른 시험체를 동시에 비교하기 위하여 본고에서는 균열율(총균열길이/부재단면적)을 이용하였다. Fig. 3은 CL 모델에 의한 균열율의 계산값과 화상처리법에 의한 균열율의 실험값을 비교한 것이다. 휨항복시에는 약 70%의 시험체, 피복콘크리트압괴시에는 약 50%의 시험체에서 CL 모델에 의한 총균열길이의 계산값이 실험값의 30% 범위 내에 속하는 것으로 나타났다. 또한, 균열율의 실험값에 대한 계산값의 평균비율은 휨항복시에는 1.09, 피복콘크리트압괴시에는 1.19로 CL 모델은 실제 균열길이

Table 2 시험체 역학적 특성

시험체 시리즈	단면높이 (mm)	전단스팬비	콘크리트 압축강도 (MPa)	축력비	인장철근비 (%)	주근 항복점강도 (MPa)	전단보강근비 (%)	전단보강근 항복점강도 (MPa)
Kokusyo	250	2.0	24.5	3.19, 6.14	0.34, 0.61	331~394	0.08~2.23	331~354
Kano	500	2.0	25.2	3.28, 6.30	0.34~0.95	358~360	0.10~1.81	293~347
Toda const.	250	1.5 3.0	19.3	2.63, 5.25	0.34~0.96	356~381	0.15~1.22	358~388
Yoshioka	250	2.0	27.4	2.63, 7.00	0.34, 0.61	374~423	0.28~2.42	348~423

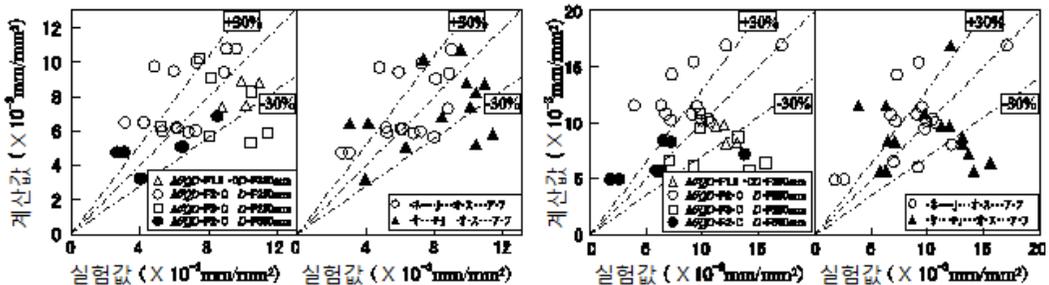


Fig. 3 균열율의 계산값과 실험값의 비교

를 전반적으로 길게 추정하는 것으로 나타났다.

특히, 피복콘크리트압괴시 CL 모델에 의한 균열율의 계산값이 실험값의 70% 미만인 시험체의 대부분은 전단스팬비가 3인 시험체로 식 (1.1)과 식 (1.2)의 균열발생각도 제한으로 균열발생구간길이가 균열도에 의한 균열발생구간길이보다 짧아져서 결과적으로 CL 모델에 의한 균열길이가 실험에 의한 실제 균열길이보다 짧은 것으로 나타났다.

또한, 전단스팬비가 1.5인 시험체의 경우, CL 모델에서는 고려하지 않는 잔균열이 시험시 시험체에 많이 발생하였기 때문에, CL 모델에 의한 균열길이가 실험에 의한 실제 균열길이보다 짧은 것으로 나타났다.

과괴형식별로는 휨항복시에는 CL 모델에 의한 균열율의 계산값에 대한 실험값의 비가 휨과괴 시험체는 1.21, 전단과괴 시험체는 0.96으로 휨과괴 시험체가 전단과괴 시험체보다 CL 모델에 의한 균열길이가 실험에 의한 실제 균열길이보다 긴 것으로 나타났다.

4. 맺음말

철근콘크리트조 기둥 부재를 대상을 지진응답 값으로부터 균열 발생·진전과정을 고려하여 균열길이를 추정하는 CL 모델을 제안하고 기존 실험결과와의 비교를 통하여 제안 CL 모델의 타당성을 검증하였다. 그 결과, CL 모델은 실험에 의하여 발생한 균열길이를 다소 크게 평가하는 경향이 있는 것으로 나타났지만, 균열길이를 예측하는데 유효할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 吉岡研三, 岡田恒男, 武田寿一 : 鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究, 日本建築学会論文報告集, No. 282, 1979. 8, pp.37-44.
2. 吉岡研三 : 鉄筋コンクリート柱の強度と変形能, 東京大学学位論文, 1978. 4.
3. 金景玟, 高橋典之, 塩原等 : 鉄筋コンクリート部材の損傷状態を考慮した損傷量評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, 2005. 6, pp.1537-1542.
4. 東京工業大学大黒研究室 : 新加力方法を用いたRC短柱の多回繰返し加力実験, 1973. 3.
5. 明治大学狩野研究室 : 逆対称加力による実大RC短柱の多回繰返し加力実験, 1973. 3.
6. 森田司郎 : コンクリートのひび割れ幅制限で決まる鉄筋の許容応力度, セメント技術年報, 第23巻, 1969, pp.552-556.
7. 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1997.
8. 前田匡樹ほか : 部材の残余耐震性能に基づいた震災RC造建築物の被災度評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, 2000, pp.1447-1452.
9. 戸田建設技術開発センター : シアースパン比に関するシリーズ, 1974. 2.
10. A. W. Beeby and R. S. Narayanan : Designers' Handbook to Eurocode 2, 1995.
11. CEB : CEB-FIP Model Code 1990, Jun, 1991.
12. CEB-FIP : Model Code for Concrete Structure, Apr. 1978.
13. E. Hognestad : High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 2 : Control of Flexural Cracking, Journal, Portland Cement Association Research and Development Laboratories, Vol. 4, No. 1, Jan. 1962, pp.46-63.

담당 편집위원: 김경민
(NDMI, 방재연구실 책임연구원)
kymkim@korea.kr