

철근콘크리트 원형단면교각의 횡방향철근량에 관한 설계비교

배성용* · 곽동일** · 김희덕***

*(주)미산건설, **대구공업대학 토목과, ***경일대학교 토목공학과

Comparative Study of Design Codes on the Transverse Steel Amount of Circular Reinforced Concrete Columns

SUNG YONG BAE*, DONG IL KWAK** AND HEE DUCK KIM***

*Construction of Mi-San, Taegu, 706-170, Korea

**Department of Civil Engineering, Taegu Technical College, Taegu, 704-721, Korea

***Department of Civil Engineering, Kyungil University, Kyungbuk, 712-701, Korea

KEY WORDS: Seismic design 내진설계, Transverse reinforcement 횡방향철근, Extreme-fiber compression strain 극한변형률, Response modification factor 응답수정계수, Axial load 축력, Effective stiffness 유효강성

ABSTRACT: This paper is conducted to compare the seismic design standard of a bridge column such as the Korean Bridge Design Standard(KBDS), EC 8, NZS 3101 and ATC 32. The KBDS adopted the seismic design requirements in 1992. The earthquake magnitude in Korea is compared with those in the west coast of the USA. It may be said that the current seismic design requirements of the KBDS provides design results, that are too conservative especially for transverse reinforcement details and amounts in reinforced concrete columns. This fact usually creates construction problems in concrete casting, due to congestion of transverse reinforcement. Furthermore, the effective stiffness; I_{eff} depends on both the axial load $P/(A_s f_{ck})$ and the longitudinal reinforcement ratio A_s/A_g , so it is the conservative to use the effective stiffness I_{eff} than the gross section stiffness I_g . Seismic design for the transverse reinforcement content of the concrete column was analyzed and considered to have an extreme-fiber compression strain, response modification factor, axial load and effective stiffness etc.

1. 서 론

최근 1999년의 대만 지진, 1995년의 일본 고베 지진 및 1994년 미국 캘리포니아 노드리지 지진 등 몇 차례의 큰 지진에 의한 피해사례가 발생함에 따라 지진에 대한 구조물의 안전성 확보가 요구되어지고 있는 실정이다. 국내 경우에는 아직까지 지진에 의한 큰 피해사례가 보고된 바 없지만, 최근 지진 이력사항을 살펴볼 때, 앞으로 지진활동이 활성화될 가능성이 있다고 보고되고 있다. 국내에서도 1992년 개정된 도로교표준시방서에 내진설계편이 신설됨에 따라 교량에 대한 내진설계가 이루어지고 있다. 현행, 도로교표준시방서의 내진설계 기준(도로교설계기준, 2000)은 강진의 경우에 대한 미국의 설계기준을 반영한 설계지침이라고 할 수 있으며, 과도한 횡방향철근량으로 인하여 현장에서는 콘크리트타설이 문제가 발생되고 있으며, 이로 인하여 콘크리트의 품질관리가 나빠지게 되어 교각의 콘크리트성능을 오히려 저하시키고 결국 구조물의 수명을 단축시키는 문제점이 제기되고 있다. 반복하중과 같은 지진하중이 가해지는 교각의 소성힌지 영역에서 콘크리트 다짐이 불량으로 인한 콘크리트의 응력상태가 집중되어 구조물의 강성저하를 초래할 수 있으므로 적절한 횡방향 철근량을 산출하여

구조물이 충분한 연성과 강성을 가질 수 있도록 하는 것이 중요하다(도로교설계기준, 2000). 따라서, 본 연구는 동일한 설계조건으로 국내·외 설계기준(도로교설계기준, EC 8, NZS 3101 및 ATC 32)의 설계개념에 따른 설계결과를 비교하여 심부콘크리트를 구축시키는 횡방향철근량의 산정에 영향을 미치는 인자를 파악하고자 한다.

2. 내진설계기준 비교

2.1 철근콘크리트 교각의 설계강도

현행, 도로교표준시방서에서는 교각의 설계강도를 계산할 때 등가직사각형 응력분포를 사용하고 있다. 설계강도 계산할때 콘크리트 강도는 재령 28일 강도를 기준으로 하고 있으며, 극한상태의 콘크리트 압축연단 변형률은 0.003을 사용하고 있다. 철근의 항복강도는 기존 제품의 KSD 3504에서 요구되는 최소의 항복강도를 사용하고 있다(도로교설계기준, 2000). EC 8은 작용하중과 재료강도 등 많은 요소에 의해 재료품질이 변동하는 것을 고려하여 각각 재료의 부분안전계수를 적용한 한계상태설계법에 의해 교각의 설계강도를 계산하고 있다. 재료의 부분안전계수는 콘크리트의 경우 1.5로 나눈 값을 사용하며, 극한상태의

콘크리트 압축연단 변형률은 0.0035와 철근의 경우 부분안전계수는 콘크리트보다 품질변동이 적기 때문에 1.15로 나눈 값을 사용하고 있다(Eurocode 8 Part 2, 1996). NZS 3101은 국내 도로교설계기준과 동일한 방법으로 적용하고 있다(NZS 3101 Part 1&2, 1995). ATC 32에서도 교각의 설계강도를 계산할 때 등가직사각형 응력분포를 이용하고 있으나, 콘크리트 강도는 실제 배합강도 및 장기강도 등을 고려하여 설계강도를 재령 28일 강도에 1.3배하여 높게 사용하고 있으며, 콘크리트의 극한상태에서는 압축연단 변형률을 0.004로 적용하고 있다. 또한 철근의 경우에는 항복강도의 1.1배의 값을 사용하고 있다.(ATC 32, 1996) 강도설계법의 강도감소계수에 대해 도로교설계기준에서는 나선철근 기둥의 경우 0.75를 적용하고 있으며(도로교설계기준, 2000), NZS 3101은 띠철근기둥과 나선기둥의 경우 0.85를 동일하여 일관성 있게 적용하고 있다(NZS 3101 Part 1&2, 1995). ATC 32는 상시하중에 대한 교각의 강도감소계수는 나선철근 기둥 및 원형띠철근 기둥에 대해서 0.75를 적용하고 있는 반면에, 지진하중을 받는 내진교각에서의(Group VII) 강도감소계수는 1.0을 적용하고 있다(ATC 32, 1996). 그러나 국내에서는 일반적으로 원형띠철근 교각에 대해서도 사각형띠철근 교각과 동일한 강도감소계수를 적용하고 있으며, 원형띠철근의 철근상세에 따라 나선철근 교각과 동일한 거동을 나타낸다면 동일한 강도감소계수를 적용하는 것이 합리적이라고 분석된다. Fig. 1은 종방향철근비 1.2%인 단면지름이 230cm 원형단면교각을 도로교설계기준, EC 8, NZS 3101 및 ATC 32기준에 따라 교각의 설계강도를 비교하였으며, 도로교설계기준과 EC 8기준으로 해석된 설계강도는 유사하게 해석되었다. 그러나 재료의 초과강도(over-strength)를 고려하고 있는 ATC 32기준은 높은 설계강도를 평가하고 있는 것으로 분석되었다.

2.2 횡방향철근량의 설계기준

지진하중을 받는 철근콘크리트 구조물의 기둥이나 교량 교각은 소성힌지영역에서는 심부콘크리트부분의 구속효과를 증

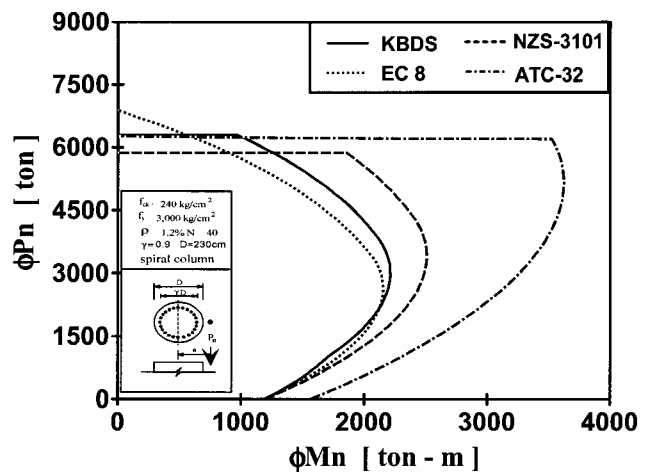


Fig. 1 Comparison of design strength of circular section columns

대시키고 종방향철근의 좌굴을 방지하며, 특히 구조물의 충분한 연성을 확보하기 위해서는 적절한 횡방향철근을 배근해야 한다. Table 1은 각국의 설계기준에 따른 횡방향철근량 산출식을 비교하여 나타내었다. Fig. 2는 Table 1에서 횡방향철근량을 규정하고 있는 설계기준에 따라 Fig. 1에서 나타난 원형단면을 비교 분석하였다. Fig. 2에서 나타낸바와 같이 도로교설계기준은 축력의 영향을 고려하지 않은 반면에 EC 8, NZS 3101 및 ATC 32는 횡방향철근량을 축력의 정도에 따라 구분하고 있으며, EC 8에서는 구조물의 연성의 정도에 따라 연성거동(ductile behavior)과 한정연성거동(limited ductile behavior)의 경우를 구분하여 규정하고 있다(Eurocode 8 Part 2, 1996). NZS 3101 및 ATC 32는 종방향철근비를 횡방향철근량의 산출하는데 변수로 추가하여 구조물의 성능에 따라 적절한 강도 및 연성을 확보하는 데 합리적인 평가를 하고 있다.(ATC 32, 1996 ; NZS 3101 Part 1&2, 1995) 또한, NZS 3101과 ATC 32기준에서는 종방향철근의 좌굴을 방지하기 위한 최소 횡방향철근을 배근하

Table 1 Comparison of transverse reinforcement according to design codes

Design code	Provision of transverse reinforcement
KBDS	$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_{ck}}{f_y}$ or $\rho_s = 0.12 \frac{f_{ck}}{f_y}$
EC 8	$\omega_{wd,c} = 1.40 \omega_{wd,r}$ $\omega_{wd,r} = 1.74 \frac{A_c}{A_{cc}} (0.009 \mu_c + 0.17) \eta_k - 0.07 \geq \omega_{w,min}$ For ductile behavior, $\mu_c = 13$ $\omega_{w,min} = 0.12$ For limited ductile, $\mu_c = 7$ $\omega_{w,min} = 0.08$
NZS 3101	$p_s = \frac{(1.3 - p_{tm})}{2.4} \frac{A_g}{A_c} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{N^*}{\phi f'_c A_g} - 0.0084$ or $p_s = \frac{A_{st}}{110 d''} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b}$
ATC 32	$\rho_s = 0.16 \frac{f_{ce}'}{f_{ye}} \left[0.5 + \frac{1.25 P_e}{f_{ce}' A_g} \right] + 0.13 (\rho_l - 0.01)$ or $\rho_s = 0.00026 n_b$

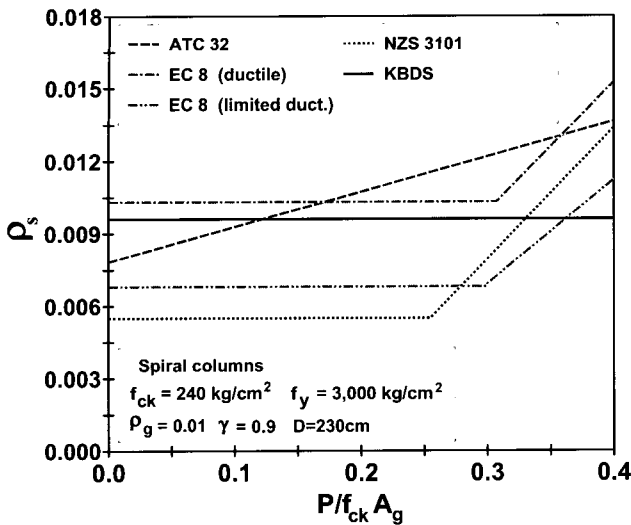


Fig. 2 Transverse reinforcement ratio according to design codes

도록 규정하고 있다. 국내 도로교설계기준도 종방향철근의 좌굴에 대한 연구결과가 선행되어 이에 대한 설계규정이 도입되어야 할 것으로 판단된다.

2.3 내진 구조해석시의 교각강성

철근콘크리트 교각의 내진설계시 교각의 강성은 국내 도로교설계기준에 이에 대한 명확한 기준이 없으므로 국내에서는 전단면강성(I_g)을 사용하는 것이 일반적이다. 그러나 지진하중 작용에 의하여 교각에 소성힌지가 발생하여 응답수정계수(R)를 적용하는 경우, 식 1에 나타난 것 처럼 소성힌지가 발생하는 단면의 최외곽 인장철근이 항복하는 점을 연결한 기둥의 유효강성(I_{eff})을 사용하는 것이 합리적일 것이다(이재훈, 1999 ; Priestley et al., 1996). 원형단면교각의 유효강성을 Fig. 3과 같이 재료비선형 해석을 통하여 나타내었으며, 균열을 고려한 유효강성은 대략 전단면강성의 0.5 I_g 를 적용해도 큰 무리가 없을 것으로 판단된다.

$$EI_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y} \tag{1}$$

2.4 응답수정계수

응답수정계수(response modification factor)는 철근콘크리트교각의 내진설계시, 정적 또는 동적 구조해석의 방법으로 선형탄성해석을 사용하는 경우에 적용하는 수정계수이다. 즉, 재료 및 단면성질에 의하여 비선형거동을 보이는 철근콘크리트 교각에 대하여 선형탄성해석을 수행함으로써 발생하는 차이를 수정하기 위한 계수이다. 현행, 도로교표준시방서는 단주(single column)에 대한 응답수정계수로 3을 적용하며, 다중(multiple column)에 대한 응답수정계수로는 5를 사용하고 있다(도로교설계기준, 2000). EC 8 part 2(교량설계)에서 연성거동(ductile behavior)의 경우 최대 3.5와 한정연성거동(limited ductile behavior)의 경우 최대 1.5를 채택하고 있다(NZS 3101 Part 1&2,

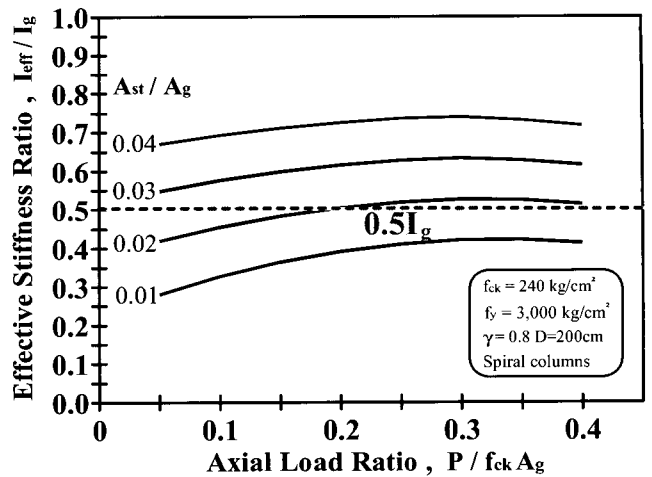


Fig. 3 Effective stiffness of circular section columns

1995). ATC 32는 지반운동주기와 교량주기에 따라 결정하고 있으며, 주기가 길 때 응답수정계수를 4로 채택하고 있다(ATC 32, 1996).

3. 설계기준에 따른 교각설계

3.1 설계방법

2절에서 언급한 각 설계기준에 따라 3.2의 설계조건으로 하여 교각의 설계결과를 비교 분석하였다. 단면설계시 각각 설계기준에 따라 Table 2와 같은 유효강성과 응답수정계수를 적용하여 단면을 설계하였으며, 최적 단면을 설계하여 교각의 설계강도, 단면적 및 횡방향철근량을 비교 분석하였다. 설계단면의 종방향철근비는 1.2%와 2.4%로 일정하게 고정하여 각각 단면을 결정하였으며, 횡방향철근비는 단위길이당 체적비로 환산하여 계산하였다. 해석결과의 기호명은 첫 번째 기호 C는 원형단면을 의미하며, 두 번째 기호는 L은 종방향철근비 1.2%, H는 종방향철근비 2.4%를 나타내며, 세 번째 기호는 L은 축력이 1200tonf, H는 1700tonf이 작용하는 것을 의미한다.

3.2 설계조건

- 1) 교량의 경간은 2경간이며 지간의 길이는 50m, 교각의 형식은 T형 교각으로 높이는 10m으로 가정한다.
- 2) 종방향 단위하중은 $w(x) = 30 \text{ tonf/m}$ 이며, 상부구조물의 총량은 $W = w(x) \cdot L = 3,000 \text{ tonf}$ 작용하고 있는 것으로 가정하였으며, 교축방향으로만 설계를 하였다. 콘크리트압축강도는 $f_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$ 이고, 철근의 항복강도는 $f_y = 3,000 \text{ kgf/cm}^2$ 이형철근을 사용하였으며, 교각의 축력은 $P = 1,200\text{tonf}$ 과 $1,700\text{tonf}$ 이 작용하고 있다.
- 3) 내진등급은 1등급으로 지진구역계수는 0.11이며, 위험도계수(D)는 1.4이므로 최대지반가속도 산정을 위한 가속도계수(A)는 0.154이다. 지반의 조건은 Type II로 가정하여 지반계수(S)로 1.2를 사용한다.

Table 2 Effective stiffness and response modification factor

Design code	Effective stiffness	Response modification factor
KDBS (A)	$I_{eff} = 1.0I_g$	3.0
KDBS (B)	$I_{eff} = 0.5I_g$	3.0
EC 8 (C)	$I_{eff} = 0.5I_g$	3.5
NZS 3101 (D)	$I_{eff} = 0.5I_g$	4.0
ATC 32 (E)	$I_{eff} = 0.5I_g$	4.0

3.3 설계결과 비교분석

3.3.1 주기 및 탄성지진응답계수

본 해석은 단자유도 구조물의 자유진동해석으로부터 지반종류 II로 가정하여 주기 및 탄성지진응답계수를 계산하였다. 설계지진력을 결정에 사용되는 탄성지진응답계수 (C_s)는 식 4에 의해 무차원하여 구하였으며, 종방향철근비를 변수로 하여 Fig. 5과 Fig. 6에서는 주기 및 탄성지진응답계수의 결과를 비교하여 나타내었다. 내진구조해석시 도로교설계기준의 강성은 전단면강성(I_p)을 사용한 경우, 단면설계는 등가정적지진하중($Pe(x)$)을 크게 평가하여 설계지진모멘트를 증가시켜 안전성을 확보하기 위해서 다소 큰 단면적이 요구되고 있다. 그러나 도로교설계기준, EC 8, NZS 3101 및 ATC 32에서도 구조물의 균열을 고려한 유효강성을 적용함으로 설계지진력을 작게 평가하여 전단면강성을 사용한 경우보다 작은 단면설계를 하고 있다. 따라서, Fig. 6과 같이 설계시 단면력이 적으면 구조물의 부재강성이 감소에 따라 주기가 증가되어 지진력을 감소시키는데 효과적이다. 동일한 축력상태에서 종방향철근비가 높은 교각은 설계강도를 크게 평가하여 교각단면을 작게 설계되므로 설계지진력을 작게 계산한다. 종방향철근비가 낮은 경우보다 높은 경우에 연성능력을 확보하다면 오히려 내진설계에서는 설계단면을 작아져 주기가 길어짐에 따라 설계지진력을 작게 평가하여 내진설계시 효과적인 것으로 판단된다.

$$K = \frac{3EI}{L^3} \tag{2}$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{Kg}} \tag{3}$$

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \leq 2.5A \tag{4}$$

3.3.2 단면설계강도

Fig. 7~10은 원형단면에 대한 내진설계기준에 따라 축력-모멘트 단면설계강도 해석한 결과를 나타내었으며, 전단면강성(I_g)을 사용한 도로교설계기준은 균열을 고려한 유효강성을 적용한 다른 설계기준보다 전단면강성을 적용한 경우, 높은 설계지진력을 저항하기 위해 설계강도를 높게 평가하고 있는 것으로 평가되었다. NZS 3101과 ATC 32규준은 응답수정계수를 4로 적용하고 있어 해석한 단면설계강도를 가장 낮게 평가하였다. 국내는 일반적으로 단면설계시 전단면강성을 사용하여 너

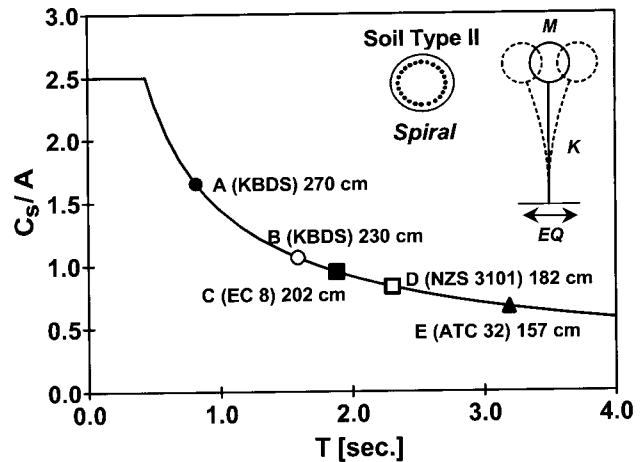


Fig. 5 Period and seismic design response coefficient (CLL)

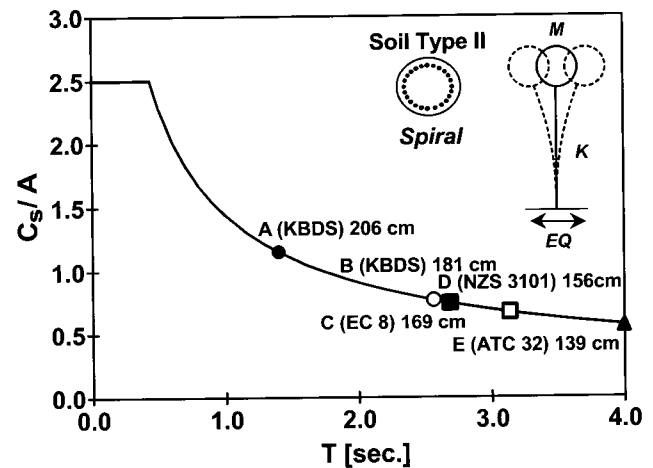


Fig. 6 Period and seismic design response coefficient (CHL)

무 안전측으로 설계하며, 철근콘크리트 교각에 적용하고 있는 현행 도로교설계기준의 강도감수계수는 NZS 3101과 ATC 32보다 너무 안전측으로 낮게 평가하고 있다. 이에 따라 부재단면이 너무 과대하여 오히려 내진설계시에는 설계지진력을 크게 계산하므로 비경제적인 단면설계를 초래되고 있는 것으로 분석되었다.

3.3.3 횡방향철근량

각각 설계기준에 따라 설계된 횡방향철근량의 결과를 Fig. 10에서 비교하였으며, 종방향철근비가 1.2%일 때 NZS 3101규준은 횡방향철근량이 전단면강성을 사용한 도로교설계기준에 비교하여 축력비가 낮은 경우 32%, 축력비가 높은 경우 37%로 계산되어 가장 낮게 평가하였으며, 종방향철근비가 2.4%일 때도 NZS 3101규준은 축력비가 낮은 경우 58%, 축력비가 높은 경우 63%로 계산되어 가장 작게 평가하였다. ATC 32는 단면이 작게 계산되어 축력비가 오히려 높아져 횡방향철근량이 NZS 3101규준보다 많이 요구되고 있다. 단면의 유효강성과 응답수정계수에 의해 설계지진모멘트가 결정되므로 설계지진모

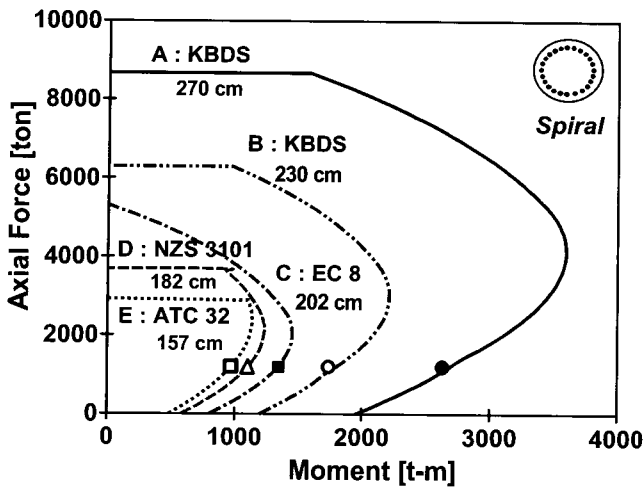


Fig. 7 Design seismic force of circular section columns (CLL)

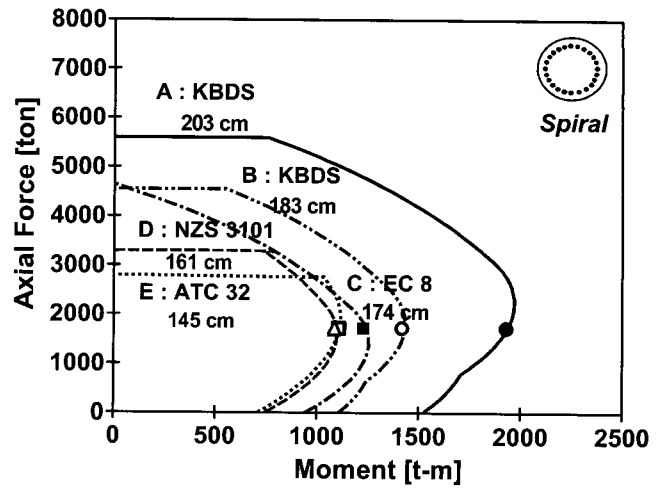


Fig. 10 Design seismic force of circular section columns (CHH)

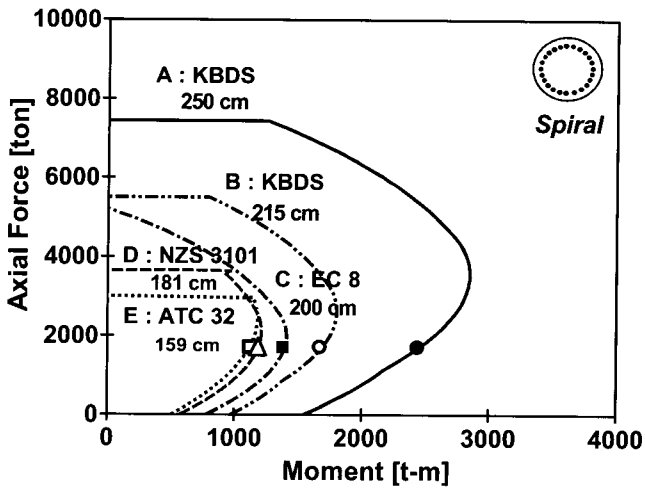


Fig. 8 Design seismic force of circular section columns (CLH)

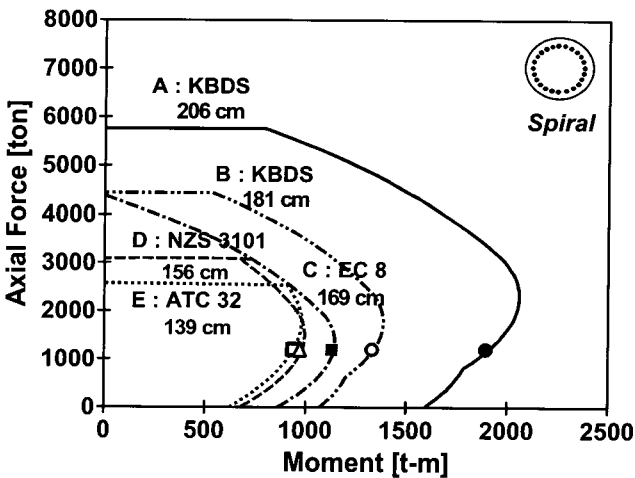


Fig. 9 Design seismic force of circular section columns (CHL)

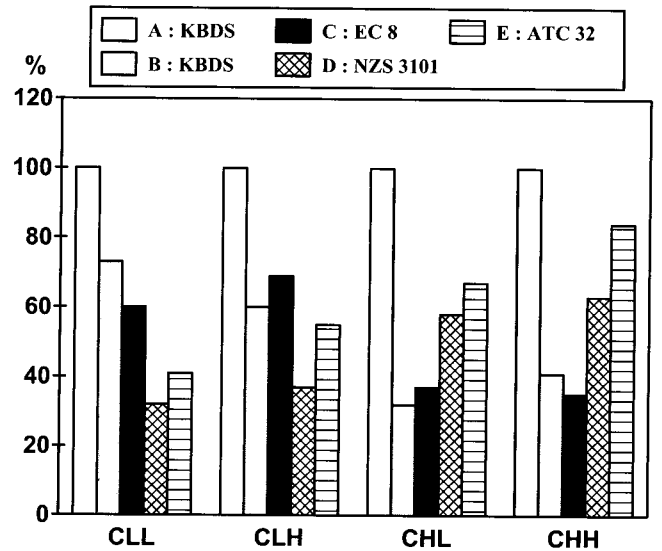


Fig. 11 Transverse reinforcement ratio of circular section columns

멘트를 저항할 수 있는 단면의 종방향철근량과 횡방향철근량은 단면크기가 작아지면 감소하는 경향을 나타내고 있어 경제적인 단면설계를 제공할 것으로 분석된다.

4. 결 론

철근콘크리트구조물의 내진설계기준에 따른 원형단면교각의 횡방향철근량에 관한 비교 연구에 대해 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 지진하중과 같은 짧은 시간에 하중을 받는 구조물의 실제 강도는 설계강도보다 크기 때문에 ATC 32와 같이 재료의 강도를 증가시키고 강도감소계수로 1.0을 적용하는 것이 경제적이고 합리적인 설계결과를 유도할 수 있다.
- (2) 원형단면교각의 심부콘크리트를 구축시키는 횡방향철근량

을 계산할 때, 국내 내진설계기준에서는 축력의 영향을 고려하지 않고 있으므로 EC 8, NZS 3101 및 ATC 32와 같이 축력비의 영향을 고려하여 산정하는 것이 보다 합리적인 설계결과를 유도할 수 있으며, 횡방향철근량의 산정식에 대한 검토 및 연구가 필요하다.

(3) NZS 3101과 ATC 32규준은 종방향철근비가 증가함에 따라 종방향철근의 좌굴방지를 고려하여 횡방향철근량을 배근하고 있으며, 국내 내진설계기준도 많은 실험결과를 통해 개선할 필요가 있다.

(4) 내진설계시 충분한 연성능력을 유지하고 있는 철근콘크리트 원형단면교각은 상대적으로 종방향철근비가 낮은 경우보다 높은 경우에 설계지진력을 작게 계산하므로 내진설계에 다소 유리하게 설계지진력을 계산할 수 있다.

(5) 국내, 내진설계시의 강성은 전단면강성을 사용하는 것이 일반적이나 구조물의 거동 및 응답수정계수 적용의 개념에 따라 유효강성을 사용하는 것이 합리적이며, 경제적인 설계결과를 유도할 수 있을 것이다.

참 고 문 헌

이재훈(1999). "철근콘크리트 교각의 내진설계 예제 및 해설", 한국도로공사 세미나.
한국건설교부(2000). "도로교설계기준".

ATC 32(1996), "Improved Seismic Design Criteria for California Bridges : Provisional Recommendations", Applied Technology Council, California, USA.

Eurocode 8 Part 2(1996). "Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures - Bridges", European Committee for Standardization.

NZS 3101 Part 1&2(1995). "Design of Concrete Structures", New Zealand Standard.

Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M.(1996). "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons, New York, USA.

Paulay, T. and Priestley, M. J. N.(1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, New York, USA.

Saatcioglu, M., and Ozcsbe(1992). "Strength and Ductility of Confined Concrete", Jour. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 6, pp 1590~1607.

Transit New Zealand(1994). Bridge Manual plus amendment No. 1, Wellington, New Zealand.

2000년 12월 18일 원고 접수

2001년 1월 30일 수정본 채택