

R·C. 바닥슬래브의 所要 두께 小考

목차

1. 대상선정(對象選定)
2. 검토(檢討)
3. 외국규정비교(外國規定比較)
4. 단근보 취급의 한계(단근보 取扱의 限界)
5. 결론(結論)

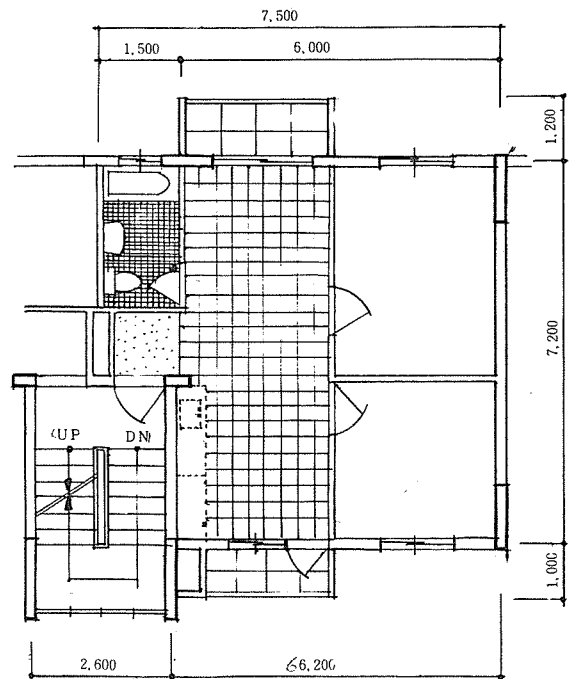
金 平 坤 住宅銀行 (技術役)

§ 1. 대상선정(對象選定)

철근콘크리트 라아멘조로 된 5층정도의 아파트건물이 라면 이젠 많이 보급되어 구조기술상의 난점도 거의 없게 되었으나 60년대 초까지만 해도 생소한 분야로 취급되었던 것으로 기억된다. 시공면에 있어서도 캔티레 버슬래브의 주근 배치를 잘못하여 기단으로부터 부러져 떨어지는 따위의 실패는 옛 이야기가 되었다. 그러나 이와같이 보편화 된 반면에 그 취급에 있어서 무지나 태만으로 인해 소홀히 한것같은 인상을 주는 케이스를 종종 보게 되는 바 이는 국가, 건축계, 설계자등등 모두를 위해 시정되어야 할일이라 아니 할수 없다. 인명피해를 비롯한 막대한 物的損失과 불명예를 초래한 「와우의 교훈」이 시공의 흐름에 따라 잊혀져가고 있는데 대한 경중의 뜻을 겸하여 선정된 실례를 가지고 일반적으로 알기쉽게 다루어 보고져 하는것이 본 소고의 취지이다.

대상은 세대당 주거전용 면적이 $49.97M^2$ (15.1평)인 지상 5층의 아파트로서 건설지는 서울특별시 강남구이다. <그림·1> 참조—문제는 (최소 단변의 길이)×(장변의 길이) = $5.8m \times 7.0m$ 의 슬래브—<그림·2>의 S_1 가 두께 12cm로 설계 되어있는바 이 두께의 적정여부를 한국의 현행 법령과 구조규준으로서 검토한 다음 미국, 독일, 영국, 호주, 일본 등 여러나라의 제 규정을 비교검토함과 아울러 單筋보로서 취급可能 여부를 판별하는 순서로 전개코져 한다.

이 설계도서에 첨부된 구조계산서는 1975년에 작성된 것으로서 해당되는 관련부분을 발췌하면 다음과 같다.



(그림 1) 평면도

지붕 및 아파트

$t = 120$

$\phi 13 - @ 120 \quad \phi 13 + \phi 10 - @ 120$

$\phi 13 - @ 120 \quad \phi 13 + \phi 10 - @ 120$

§2. 검토

현행 관계법령 및 구조계산 규준에 명시된 슬래브 두께의 구조제한 규정에 적합여부를 검토한다.

먼저 대한건축학회의 철근콘크리트 구조계산규준(1972년 제정, 1975년 보완) 4·1·5에 의하면 “슬래브의 두께는 다음표에 표시한 값이상 또는 8cm 이상”으로 하도록 되어있다. —(표·1 참조)—이 규정에 따르면 $l_x = 5.8$ m, $l_y = 7.0$ m 일 때 $\lambda = 1.207$ 이므로 슬래브 두께 t 는 15.6cm 이상이어야 한다. 참고로 $l_y = 7.0$ m 일 때 $t = 12$ cm 로 카바할 수 있는 l_x 의 한계를 역산해 보면 3.97m 가 된다.

〈표·1〉 슬래브 소요두께

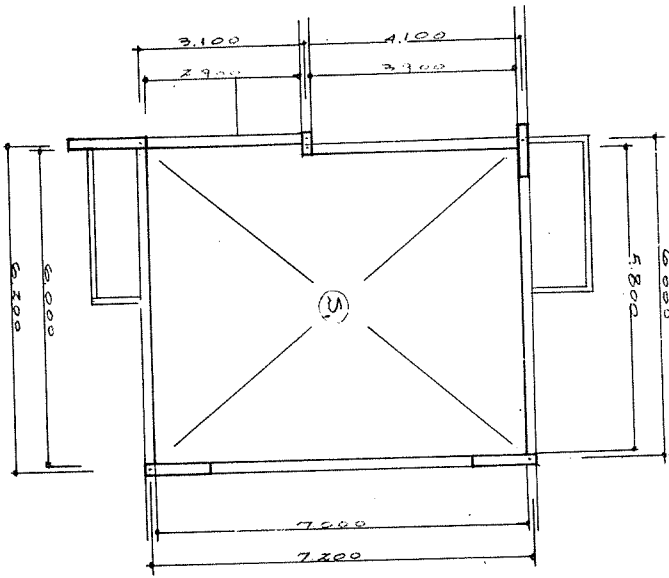
지 지 조 건	주변고정	켄티레버
$\lambda \leq 2$ 의 방향슬래브	$\frac{\lambda \cdot l_x}{16 + 24 \cdot \lambda}$	—
$\lambda > 2$ 의 1 방향슬래브	$\frac{l_x}{32}$	$\frac{l_x}{10}$

다음으로 建築法施行令 제75조에 의하면 “바닥판 슬래브의 두께는 8센티미터 이상으로 하되 당해 바닥판의 단변의 길이의 40분의 1 이상으로 할것”으로 되어있다. 따라서 단변의 길이가 5.8m 일 때는 14.5cm 이상의 두께가 되어야 한다. 이 경우에 두께 12cm 로서 커버할 수 있는 l_x 의 한계는 4.8m 로된다. 위 결과로보면 시행령의 구조 제한이 학회 규준보다 완화되어 있으나 辺長比에 따른 제한이 없는 불합리성이 문제점으로 대두된다. 이점에 대하여는 학회 규준과 일치되는 방향으로 시행령을 개정함이 타당할 것으로 본다.

물론 규준이란 건물의 안전보장상 최소규정으로서 하나의 방법을 제시한 것이기 때문에 절대불가변의 原則인 것은 아니나 본건은 구조계산서 뿐 아니라 첨부된 설계도서의 어느곳에도 이에 대한 언급이 없었다.

또한 문제의 “시민 아파트”에 이 Case와 매우 유사한 설계가 있었는데 와우사건이후 대폭적인 보완공사를 하였음에도 불구하고 균열발생, 확대등 지속적인 하자보고가 있었다는 기록이 있을뿐 아니라—시민아파트 진단종합보고서—수차에 걸친 안전진단 결과에 따라 이미 철거되었거나 불원간 철거될 지경에 이르렀다는 사실을 상기하여야 할 것이다.

§ 3. 외국 규정비교



(그림 2) 보틀 평면도

A : 허용응력도

철근 : $f_t = 1.600 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 2.400 \text{ kg/cm}^2$ (항복 강도)

콘크리트 : $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (4 주 강도)

$f_c = 70$, $f_s = 7$, $f_t = 14.7$

B : 설계용하중

지붕 : D.L. 몰탈바르기 10.5cm	0.210
방수층	0.010
슬래브 12cm	0.288
천정마감	0.030
L.L.	0.180
T.L.	0.718 t/m ²
아파트 D.L. 몰탈 3cm	0.060
슬래브 12cm	0.288
간막이	0.180
L.L.	0.180
T.L.	0.708 t/m ²

C. 슬래브 설계

② : 6.000 × 7.200 안목치수 5.650 × 7.000

$\lambda = 1.24 \quad \kappa = 2.37/3.37 = 0.702$

$\mu = 5.65/12 = 2.65$

$Mx_1 = 2.65 \times 0.702 = 1.860 \text{ t} \cdot \text{m}$

$\omega_s = 0.708$ (주 : $Mx_1 = 1.317 \text{ t} \cdot \text{m}$ 에 해당)

$\phi 13 \quad x = 1.27 \times 1.4 \times 90 / 1.86 = 86, 121 \rightarrow @ 120$

$My_1 = 1.325$ (주 : 0.938 · t · m 해당)

$\phi 13 \quad x = 1.27 \times 1.4 \times 80 / 1.325 = 107.5, 152 \rightarrow @ 120$

3.1 미국

우리나라에서 구조제산규준이 제정되기 이전에 널리 사용되었던 ACI-Code(1963)의 해당 부분을 옮겨보면 -ACI 318-63의 2002(e) -

“어떤 경우에도 슬래브 두께는 3 1/2인치(주: 8.85cm)보다 작아서는 아니되며 또한 슬래브 周長을 180으로 나눈값보다 작아서는 않된다”로 되어있는바 본건에 대하여는 $25^{60}/180=14.22\text{cm}$ 보다 작아서는 안되는 것이다. 또 $l_y=7.0\text{m}$ 일 때 최대가능 l_x 를 역산해보면 3.8m가 된다. 이 code는 1971년에 개정되었는데 그 내용을 요약 하면 다음과 같다. 다만 비교편의상 기호는 원문과 다른 부분이 있다.

-ACI 318-71의 9.5.3.1 -

辺長比 λ 가 2 이하인 슬래브의 최소두께는

$$t = \frac{l_y(800 + 0.005F_y)}{36,000 + 5,000 \rightarrow [\alpha_m - 0.5(1 - \beta)(1 + \frac{1}{\lambda})]} \dots (a)$$

이며 또한

$$t = \frac{l_y(800 + 0.005F_y)}{36,000 + 5,000 \lambda (1 + \beta)} \dots (b)$$

보다 작아서는 아니되며

$$t = \frac{l_y(800 + 0.005F_y)}{36,000} \dots (c)$$

보다 클 필요는 없다.

단 α_m : 슬래브지지보의 α 의 평균값

α : 슬래브와 보의 강성비

β : 슬래브 전주장에 대한 연속단 길이의 비율

단위: 파운드 · 인치

위식에 본건을 적용하기 위하여 우선 단위 환산을 하면

$$l_y = 7.0\text{m} \rightarrow 275.6''$$

$$F_y = 2,400\text{kg/cm}^2 \rightarrow 34,140 \text{ p. s. i.}$$

(c) 식에 적용하면

$$t = \frac{275.6(800 + 0.005 \times 34,140)}{36,000} = 7.431'' = 18.9\text{cm}$$

(b) 식에 적용하면

$$5,000 \lambda = 5,000 \times 7.0/5.8 = 6034.48$$

$$1 + \beta = 1 + (14.0/25.6) = 1.547$$

$$\therefore t = \frac{275.6 \times 970.7}{36,000 + 6034.48 \times 1.547} = 5.901'' \approx 15.0\text{cm}$$

(a) 식은 슬래브와 지지보간의 강성비를 고려한 식이며 그 계산값이 어떠한 슬래브 두께는 (b) 식의 값보다 작아서는 않되는 것으로 되어있다. 따라서 본건은 그 두께가 적어도 15cm 보다는 커야되며 18.9cm보다 클 필요는 없는

것이다. 또 $l_y=7.0\text{m}$ 일 때 $t=12\text{cm}$ 로서 cover 할 수 있는 l_x 의 최대값을 추적해 보면 결국 1방향 슬래브 취급이 되어 ACI-71의 9.5.2.1을 적용하게 된다. 여기서 양단연속인 경우는 $l_x/28$ 에 해당되므로 l_x 의 최대값은 3.36m가 된다.

3.2 독일

1959년도 DIN 1045 § 22.2에서 해당 부분을 보면 “슬래브의 최소 두께는 7cm로 한다. 슬래브의 유효층d는 양단 단순지지일 때 스패의 $\frac{1}{35}$, 연속이나 고정일 때 Moment Center 間 최대거리의 $\frac{1}{35}$ 이상이어야 한다. 이 Moment Center 間의 거리는 스패의 총틀 취할 수 있다. 로 되어 있다. 또 DIN 1045 § 14.3의 피복 규정은 슬래브에 대하여 1cm 이상(한국은 2cm)으로 되어 있으므로 본건에 대하여는

$$(580 \times \frac{4}{3}) \times \frac{1}{35} + 1.0 + 1.0 = 15.26\text{cm}$$

이상이어야 하는 것이며 $t=12\text{cm}$ ($d=10\text{cm}$)일 때 최대 l_x 를 역산해 보면 4.375cm로 된다. 현행 DIN 1045의 17.7.2 (1972년도판)에 의하면 양단연속일 때는 $\alpha = \rho^2 / \rho = 0.6$ 이지만 일단연속 타단지지일 때는 $\alpha = 0.8$ 에 해당하므로 DIN 1959와 다름이 없다.

3.3 영국, 호주 및 일본

영국의 B.S.CP 114-1969와 호주의 ASCA 2-1963의 5.3 (1966년도 수정판에도 이 슬래브 두께에 관한 부분은 변동이 없었음)은 그 내용이 본질적으로 다를 바 없으며 l/t 가 다음 값을 넘지 않으면 강성에 지장이 없는 것으로 되어 있다.

1. 방향에 절철 때, 단순지지	L/30
" , 연속	L/35
2 방향에 절철 때, 단순지지	L/35
" , 연속	L/40
켄티레버일 때	L/12

따라서 $L=5.8+0.2=6.0\text{m}$ 일 때 $t=600/35=17.14\text{cm}$ 이며 $t=12\text{cm}$ 로 가능 최대값은 4.0m이다.

일본건축학회 규준은 현행 한국건축 학회규준과 동일하며 일본건축학회의 구규준은 한국의 현행 건축법 시행령과 같게 되어 있다.

3.4 비교

이상 결과 값을 정리하면 다음의 <표·2>와 같이 된다. 이표를 보면 대체로 본건 슬래브 두께는 15cm 이상이 되어야 겠고 두께를 12cm로 한것은 어느나라 Code에 비추어 보아도 규준 미달임을 알 수 있다. 또한 l_y 가 7.0m일 때 가능한 l_x 는 대략 4.0m 정도임을 알 수 있다.

〈표·2〉 각종 규정에 따른 슬래브 두께

Code	대한건축학회규준-1975 (일본건축학회규준)	한국건축법시행령 (일본학회규준)
슬래브두께	15.6	14.5
최소소요두께 (cm)	15.6	14.5
$l' = 7.0m$ 일때 가능한 최대 l' 추정 (m)	3.97	4.8

미국	미국	독일	영국 B. S. -69 영국 ASCA-63
ACI-63	ACI-71	DIN 1045-59	
14.22	15.0	15.26	17.14
3.8	3.36	4.37	4.0

대상 슬래브는 5.8×7.0m (안목) 입.
6.0×7.2m (c. t. c)

§4 단근보 취급의 한계

슬래브의 배근은 보통 폭 $b=100cm$, 유효층 d 인 단근 보로서 산정된다. 이는 슬래브 단부에서 配筋上 복근으로 되더라도 슬래브두께가 얇아서 (보통 10~15cm 정도) 압축근이 中立軸근방에 位置하게되므로 유효하다고 볼수 없기때문이다. R 을 平衡鉄筋比 ptb 에 있어서의 許容휨 모멘트係數라 하면 d 와 M 사이에는 다음관계식이 성립한다.

$$d = \frac{1}{\sqrt{R}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \dots\dots\dots (a)$$

여기서 R 는 다음의 R^1 과 R^2 중 작은값이 됨으로

$$R^1 = f_m \cdot \frac{k(3-k)}{6} \dots\dots\dots (b)$$

$$R^2 = f_t \cdot \frac{3-k}{3} \cdot P_t \dots\dots\dots (c)$$

중립축 비는

$$k = \frac{kd}{d} = n \cdot P_t \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{n \cdot p'}} - 1 \right\} \dots\dots\dots (d)$$

또한

$$P_{t,b} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\frac{f_t}{f_m} \left(1 + \frac{f_t}{n \cdot f_m} \right)} \dots\dots\dots (e)$$

우리나라 규준이 제정되기 이전에 쓰였던 일본건축학회 규준에 따르면 $f_m=60$ ($F_c=180$ 에 해당) $=1,600$, $n=24$ 일때 $\frac{1}{\sqrt{R}}=0.0289$ 였고 $f_b=70$ ($F_c=210$ 해), $f_t=1,600$, $n=22$ 일때 $\frac{1}{\sqrt{R}}=0.0264$ 였음은 널리 알려진 바인데 아직도 이 수치를 그대로 쓰고 있는 것을 적지 않게 본다.

처음으로 1970년에 개정된 일본건축학회 규준과 1972년에 제정된 한국건축학회 규준에 따른 각종계수를 제

산하고 그 결과를 对比한 것이 〈표·3〉이다. 이표의말미에 $t=12cm$ ($d=9cm$) 일때 단근보취급이 가능한 최대 Moment를 역산한 값이 기록되어 있다. 설계시 참고가 되리라 믿는다.

본건 원 구조계산서의 슬래브계산이 정확하였다면

$M_x=1.86t^m$ 는 $W_s=0.708$ 에 대하여 $1.317t^m$ 에 상당하므로 이 값은 〈표·3〉의 어느값과 비교하여도 벌써 단근보 취급의 한계를 넘어서 있음을 쉽게 알 수 있다.

여기서 $w_s=0.708t/m^2$ (지붕바닥에서는 $0.718t/m^2$ 이다)에 대하여 최대휨모멘트를 정산해 본다.

(I) 주변고정으로 볼때 (대한건축학회규준)

$$W_x = 0.708 \times \frac{5.8^4}{5.8^4 + 7.0^4} = 0.4812$$

$$M_x = \frac{1}{12} \times 0.4812 \times 5.8^2 = 1.35 > 1.16 \text{ (〈표·3〉 참조)}$$

(II) 연속성을 고려할때

(A. C. I. METHOD-2)

$$l_x = 5.8 + 0.2 = 6.0 \quad l_y = 7.0 + 0.2 = 7.2$$

$$(c. t. c) \therefore m = 6.0 / 7.2 = 0.833$$

(그림. a. 참조)

연속단 $M_x = -0.071 \times 0.708 \times 6.0^2 = 1.81$

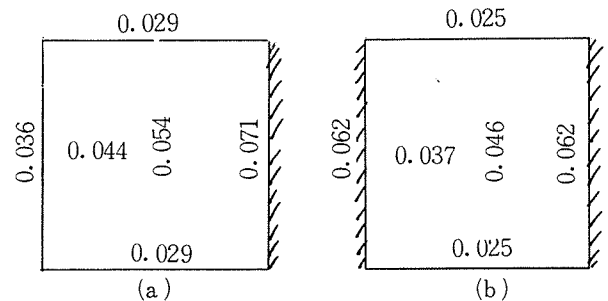
중 양 $M_x = +0.054 \times 0.708 \times 6.0^2 = 1.38$

양단연속이라보면 (그림 b)

연속단 $M_x = -0.062 \times 0.708 \times 6.0^2 = 1.58$

중 양 $M_x = +0.046 \times 0.708 \times 6.0^2 = 1.17$

결국 위 계산값들은 모두 단근보限界를 넘고 있음이 재확인 된다.



〈그림 3〉

〈표·3〉 각종 F_c , n 에 대한 계수

	F_c (kg/cm)	f_m	n	$P_t d$ (%)	k	R	$\frac{1}{\sqrt{R}}$	$t=12cm$ ($d=9cm$) 일 단근보취급 한계 M (t^m)
한국규준	180	72	15	0.9067	0.4030	12.559	0.0282	0.9698
	210	84	15	1.1565	0.4406	15.786	0.0252	1.1622
일본규준	180	60	15	0.675	0.3600	9.504	0.0324	0.7697
	210	70	15	0.8668	0.3962	12.036	0.0288	0.9766
일본규준 (구)	180	60	24	0.0888	0.4737	11.967	0.0289	1.0186
	210	70	22	1.073	0.4905	14.359	0.0264	1.279

$$d = \frac{1}{\sqrt{R}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \quad n: \text{영계수비}$$

§ 5. 결론

1. 対象으로 選定된 아파트설계에서 안목치수 5.8m×7.0m인 R.C. 바닥 슬래브를 두께 12cm로 한것은 다음과 같은 이유로서 잘못된 설계로 결론 지을 수 있다.

가) 대한 건축학회 철근콘크리트 구조계산 규준에 미달될뿐 아니라 현행 건축법 시행령에도 위배된다.

(나) 미국, 영국, 독일, 호주, 일본등 여러나라의 code에 비추어 보아도 기준미달이 된다. 참고로 여러나라 규준에 따른 슬래브 소요두께를 보면 본문의 <표·2>와 같다.

(다) 단근보로 취급할 수 있는 범위를 넘어서 있다.

(라) 이 규준미달에 대한 해명내지 다른 적절한 方法에 의한 안전성입증 제시가 없다.

2. 본건은 슬래브 소요두께를 확보하여야 할것이나 근본적으로는 기둥 또는보의 배치를 적절히 하므로써 슬래브의 단변길이를 적어도 4.0m 이하로되게 하였어야 할 것으로 본다.

3. 단근보 취급의 한계를 검토할 때는 대한건축학회 철근 콘크리트 구조 계산규준에 따라 산정된 본문<표·3>의 값을 쓰도록 함이 타당할 것이다.

부언

이상에서 R.C. 바닥슬래브의 두께가 부족한 設計例를 다루어 보았는데 이밖에도 이런 따위의 하자가 있는 구조설계를 종종 보게됨은 매우 유감스러운 일이라 아니할 수 없다. 특히 위의건은 국가 재정이 지극히 어려운 우리의

현실인데도 불구하고 정책적으로 지원하는 国民住宅資金 Case였던 것이다. 이와같이 하자가 있는 설계도서가 설계, 당국의 검토 및 주무부의 심사등 여러과정을 거치면서도 지적내지 시정되지 아니하였다는 점은 매우 重大한 事實이라 아니할 수 없다. 構造計算書는 建築許可上の 要式行爲 정도로 적당히 취급하는 습성이 아직도 잔재해 있음을 방관만하고 있을 것인가.

설계자의 양식이 앞서야겠음은 물론, 어떤 方法으로든 위와같은 부정적 소지는 하루속히 제거되어야 하겠 음을 통감 한다.

주요참고 도서

1. 철근 콘크리트 구조계산 규준 : 대한건축학회 : 1972 및 1975.
2. 시민아파트 건물진단 종합보고서 : 서울특별시 : 1970.
3. Building Code Req for R.C. (ACI-318) : A. C. Inst. : 1963 및 1971.
4. The Stru, Use of R, C, in Buildings (B. S. CP11 4 Part 2) : British Standard Inst : 1969 5. S. A. A Code for Conc in Buildings (ASCA 2) : Standard Association of Australia : 1963.
6. BETON - Mnd Stahlbeton bau (DIN 1045) : Deutschen Normenausschu β : 1959 및 1972
7. 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 : 日本建築学会 : 1970.