

構造計算規準

李昌男

(선構造研究所)

1. 構造計算規準의 해석

옛날 할아버지들은 “法”이 없어도 잘 살았습니다. 마을에서 제일 우두머리가 되는 어른은 村長으로서 그의 명령은 法이 되고 規準도 되었습니다.

그보다 훨씬 후에도 構造計算規準 없이 집들을 잘 지었습니다. 경험 많은 木手는 큰 집을 지었으며 농부는 초가 집을 손수 지었습니다.

인구가 늘어남에 따라 집도 많이 필요했으며 어떤 한두 사람의 경험만으로 대형건물을 시공하기가 어렵게 되었습니다. 그래서 각 나라에서는 그들 사정에 알맞는 法 또는 規準을 만들어서 그에 맞게 설계하도록 하고 있습니다.

날이 갈수록 건물의 구조는 복잡해지고 대형화되고 있습니다. 물론 구조재료도 자꾸만 좋아지고 많아지고 있습니다. 이들의 사용 목적을 위해서는 또한 각종 規準이 복잡하게 제정, 개정되어 갑니다. 사놓고 몇번 써보지도 못한 規準이 새로 개정된 規準에 의해서 쓰레기통으로 밀려나게 됩니다.

우리는 法을 어겼을때 제재를 받습니다. 法을 몰라서 어길 수도 있지만 알고도 고의적으로 위반하기도 합니다. 한편 法을 아주 잘 아는 사람은 오히려 범망을 피하는 방법을 압니다. 법의 맹점을 역이용하여 자기에게 유리하게 만들기도 합니다.

“法”이라고 하면 사실은 여러사람에게 보다 좋은 혜택이 돌아가도록 하기 위해 제정되는 것이 원칙인데도 별로 좋은 인상을 주지 못하는 말입니다. 아무나 마음대로 하지 못하도록 규제하는 것이기 때문입니다.

그러면 여기서 설명하고자 하는 計算規準은 어떤 것입니까? 기술자들은 대개가 “法” 없이도 사는 선량한 사람들입니다. 그리고 計算規準은 이들 기술자들이 만들었습니다.

法에는 악법도 있을 수 있습니다. 공산주의자들도 법이란게 있을 터이니 말입니다. 그러나 構造計算規準이 어느 누구를 구속하기 위해서 제정된다는 말은 들어보지 못했습니다. 선배들의 경험과 각종 연구결과를 종합분석하여

만들어낸 지침서입니다. 그러면서도 이들 構造計算規準의 앞머리에는 예컨대 “특별한 조사연구에 의하여 설계할 때 이 규준을 적용치 않을 수 있다.”라고 쓰여 있습니다. 얼마나 멋있고 여유있는 “法”입니까?

法이나 規準은 아무리 잘 만들어도 100점짜리가 있을수 없습니다. 또한 사회의 다른 여러분야의 발전에 따라 마땅히 개정되어야 합니다. 그러나 한가지 소홀히 해서는 안될 사항이 있습니다. 構造計算規準은 그 규준만이 독립해서 존재하지 않습니다. 규준이 제정되게된 배경설명을 잘 파악하여야 합니다. “적용범위”라는 것도 큰 배경설명이랄 수 있겠습니다. 해당규준과 연관된 시방서와도 앞뒤가 맞아야 합니다.

불행하게도 그런면에서는 우리나라의 건축관계 구조계산규준이 너무나 허술하다는 것이 숨길 수 없는 사실입니다. 하지만 허술하면 허술한대로 있다는 것도 또한 사실입니다. 지금 당장 외국의 세련된(?) 규준을 그대로 번역해서 쓴다면 어떤 문제가 생길까요? 그들 規準의 모든 條項에 맞도록 설계, 시공하려면 당분간은 집이 지어지지 못할 것입니다. 우리나라가 한강의 기적이니 뭐니 하는 낮간지러운 얘기나마 듣게된 것은 이들 規準이 허술하기 때문이라는 역설적인 얘기도 성립이 될 것입니다. 이것저것 제대로 다 갖추어 집을 짓다가는 어느 세월에 완성될지 모르기 때문입니다.

어디에선가 기록에서 보았는데 뉴욕의 엠파이어 스테이트 빌딩은 1931년에 완성되었으며 그 당시 기공식 후 겨우 14개월 후에 입주 시작되었다고 합니다. 펜타곤도 1941년에 착공한지 16개월만에 준공을 보았다고 합니다. 한편 1976년에 착공된 미국의 새 상원의원회관은 7~10년이 걸릴 것으로 예상된다고 하니 믿기 어려운 일입니다. 시공기술, 장비, 재료의 엄청난 발전에도 불구하고 설계, 공사기간은 점점 더 길어져가고 있습니다.

미국에서 10여년간 구조계산을 하다가 귀국한 친구는 필자가 그동안 해 치웠다는(?) 구조계산의 양(量)을 보고 놀라는 것을 보았습니다. 그만큼 우리는 짧은 시간에 많은 설계를 하고 있습니다.

지금으로부터 50여년전 미국사람들이 그랬는가 봅니다. 그런데 한가지 알고 넘어가야 할 사항이 있습니다. 무슨 일이건간에 빨리 하면서도 잘한다면 더 바랄게 없겠으나 그렇지 못한 경우도 있으므로 이에 관한 주의가 필요합니다. 미국에서도 50여년전에는 건축공사중 또는 완공된 건축물에서 많은 사고가 있었다고 합니다.

필자가 학교에 다닐 때에는 High Alumina Cement가 좋은 시멘트라고 배웠습니다. 영국에서는 이 High Alumina Cement를 사용한 콘크리트 학교건물을 많이 지었는데 잘 사용하던 교실이 하나 둘 무너지기 시작했습니다. 원인을 조사한 결과 이 High Alumina Cement로 만든 콘크리트는 시간이 흐를수록 강도가 증가되는 것이 아니라 분해되어

버린다는 것을 알았다고 합니다. 그 후로 B. S. 915 High Alumina Cement가 규준에서 지워졌습니다.

콘크리트 슬래브의 두께에 관한 얘기를 한번 더 하겠습니다. 슬래브 두께 12cm란 아예 표준치수가 되어버린 것 같습니다. 물론 전기배관도 하고 철근 가로세로 위아래깔고 피복두께를 감안하면 최소한 이 정도는 필요하다는 생각 때문에 많이들 그대로 쓰고는 있습니다. 어떤 도면에 보면 슬래브 배근도에 아예 슬래브 두께가 기록되어 있지 않으며 전적하는 사람도 시공하는 사람도 12cm려니 하고 넘어가 버립니다. 이런 이유로 해서 필자도 별 지장이 없으면 슬래브 두께를 12cm로 맞추려고 애쓰고 있습니다. 그러나 변두리 주택현장에서 슬래브콘크리트, 부어넣는 것을 보면 놀랄 것입니다. 거푸집 끝에 3치. (9cm×9cm) 각재를 붙여놓고 거기에 맞추어 콘크리트를 비벼 넣습니다. 그나마 이 각재도 톱밥으로 날아가는 두께까지를 염두에 둔 제재소의 제재목인데다 각재보다도 더 아래로 두께를 맞추는 습성들이 있어서 결국 8cm정도의 슬래브로 둔갑하는 것을 보게 됩니다. 아파트 거실에서 철없는 아이가 뛰어다니기라도 하면 아래층 천장에 매달린 전등이 소리를 내는 것도 무리가 아닙니다.

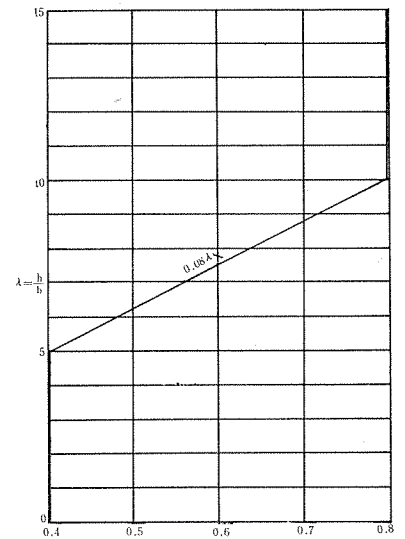
건설부제정 철근 콘크리트 구조계산규준(이하 콘크리트 규준이라 칭함)에는 슬래브의 구조제한이란 난에 지지 조건에 따르는 두께의 제한을 해 놓았습니다. 여기서 이들의 공식을 다시 되풀이 하지는 않겠습니다. 그러나 이대로만 해야 한다고 쓰여 있지는 않습니다. 분명히 “이제한에 따르지 않을 경우는 적당한 계산 또는 실험에 의 해 슬래브에 유해한 처짐 및 진동장애가 생기지 않는 것을 확인해야 한다.”라고 되어있습니다. 캔틸레버 슬래브는 두께가 8cm이상 또한 $\frac{h}{10}$ 이상이라야 한다고 규정하고 있습니다. 내민 길이 1.2m를 넘는 캔틸레버 슬래브의 두께가 12cm라면 적당한 계산 또는 실험으로 확인을 해야 된다는 것입니다. 스패น 3.84m를 넘는 1방향슬래브도 마찬가지로 처짐 및 진동장애에 관한 조사를 해야 합니다. 다만 이들 제한의 끝에는 “경미한 슬래브 또는 특수한 슬래브에서는 위 제한에 따르지 아니할 수가 있다.”라고 얼버무려 놓았습니다. 참으로 융통성 있는 規準입니다.

벽체의 구조제한에는 땅에 접한 지하실벽의 최소 두께를 20cm로 제한하고 있습니다.

보의 춤도 무작정 줄이는 것을 많이 보게 됩니다. 단순 지지보는 $\frac{l}{20}$ 양단 연속이면 $\frac{l}{26}$ 1단속연속일 때 $\frac{l}{23}$ 을 넘으면 처짐을 확인해야 콘크리트 규준에 위배되지 않습니다.

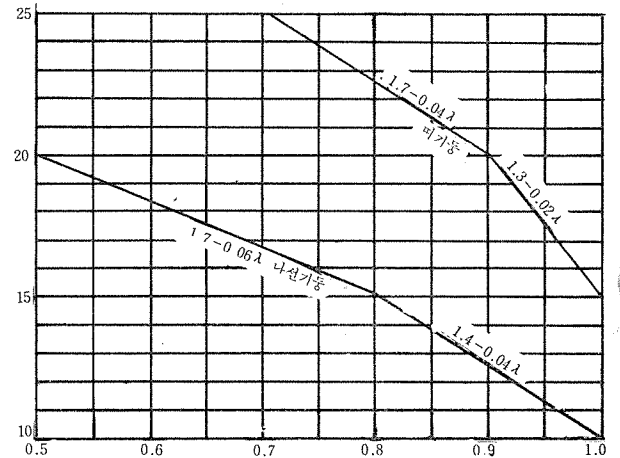
기둥철근량에는 의외로 후한 것 같습니다. 외관상 또는 다른 이유로 기둥단면을 필요이상 크게 설계했을 때의 철근배근에 관한 規準은 통상 0.8%가 최소값이려니 해서 많은 낭비를 하는 것을 보게 됩니다. 철근 콘크리트 規準에는 기둥높이를 기둥의 작은 폭으로 나눈값 (h/D)이 10을 넘으면 0.8% 5이하일 때에는 0.4%까지 허용하도록

되어 있습니다. 중간값일 때는 물론 직선보간값에 의합니다. 직선보간의 값을 찾아내는 것도 번거로운 일에 속합니다. h/D 의 값이 6이면 최소철근비가 0.48%, 7이면 0.56%, 8이면 0.64%, 9일 때는 0.72%입니다. $h/D = \lambda$ 라고 하면 $\lambda = 5 \sim 10$ 구간의 최소철근비는 0.08λ 입니다. (그림 1참조)



(그림 1) 기둥의 최소철근비

기둥은 또한 장주효과를 감안한 설계를 하도록 규정되어 있습니다. 축압을 받는 떠기둥은 h/D 가 15일 때 감소계수 1.0, 20일 때 0.9, 25이면 0.7입니다. 이것 또한 중간값일 때 직선보간에 의한다고 되어 있습니다. 요사이 유행하는 programmable calculator를 사용하는 실무자들을 위하여 필자가 마련한 공식을 소개하면 다음(그림 2)와 같습니다. 이 공식을 마련하는 과정에서 콘크리트 規準 167페이지의 그림 4·3·3 감소계수는 잘못된 것임이 발견되었습니다. 이 기회에 바로잡아 주시기 바랍니다.



(그림 2) 장주의 내력감소계수

이렇게 사람이 하는 일에는 실수가 있게 마련입니다. 작년 9월호에 게재된 필자 자신의 원고중에도 잘못이 있었습니다. 경북 영주에 있는 내외건축에 근무한다는 독자로부터의 편지로 발견되었는데 9월호 24페이지 상단에 있

는 각봉의 단면 2차 반경 i 의 제산입니다.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ 라고 족보까지 들먹여가면서 설명해 놓고는 침도 마르기 전에 A 값 대신 각봉 한번의 길이를 대입해 버렸습니다. $i = \sqrt{\frac{18.63}{14.95}} = 1.12$

$\lambda = 300 \div 1.12 = 268$ 이므로 압축재로서는 사용할 수 없습니다라고 수정해 주시기 바랍니다.

필자에게 보내주신 독자의 편지 내용에는 세장비 $\lambda > 250$ 일 때는 표에서 f_c 를 찾을 수 없으므로 $\lambda = 268$ 일 경우 장최허용응력도가 $0.1t/cm^2$ 로 예상된다고 했습니다. 이런 것이 구조계산규준 해석상의 문제점입니다. 건설부제정 構造計算規準에 의하면 9-2 압축재의 최대 세장비에 “압축재의 최대 세장비는 250이하로 한다. 다만, 기둥재에서는 200이하, 가새 기타 2차자재에서는 240 이하로 한다.”라고 규정하고 있습니다.

콘크리트 규준 3.4 일반 해석에는 구조물의 근사해법에 관한 설명이 있습니다. 각 부위의 응력을 계수만 곱하면 찾아내는 편리한 방법입니다. 그런데 이 근사법이 적용될 수 있는 범위는 극히 제한되어 있습니다. 적재 하중이 고정 하중의 3배 이하일 때라는 제한조건은 대개 저절로 맞아 들어가지만 2개 이상의 스패이 거의 같을 때(상호 인접된 2개의 스패이의 차가 20% 이내일 때)라는 제한과 등분포 하중을 받을 때라는 제한을 다 만족시키는 경우는 그리 흔하지 않습니다. 이에 앞서 보다 더 중요한 사항은 이 근사법은 “보통 형태의 구조물을 해석할 때” 적용시킬 수 있다고 쓰여있습니다. 보통형태의 구조물과 그렇지 않은 특수형태의 구조물을 분간할 수 있어야 합니다.

구조계산규준을 적용하기 위하여서는 그 규준의 제정된 배경설명을 잘 알아야 한다고 했습니다. 그래서 구조설계 업무에 종사하는 사람들은 어떤 구조물을 설계할 때 먼저 어느 規準을 적용할 것인가를 결정합니다. 어느 한 종류의 規準(예를 들면 건설부 제정 철근콘크리트 구조계산규준이나 A. C. I. Code, 또는 B. S. CP110등)을 적용하기로 마음먹었으면 그 건물의 처음부터 끝까지를 그 規準에 맞도록 계산하여야 합니다. 가끔 건설부 제정 규준으로 계산된 건물의 어느 한 부분, 예를 들어 보나 기둥의 한 두 부재가 부족하다고 하면 다른 규준 특히 극한 강도설계법을 적용하면 안전하다고 하는 분들이 있습니다만 거기엔 현혹되지 말아야 합니다. 한식과 양식에는 각각의 음식에 어울리는 그릇과 양념이 있습니다. 이것 저것 섞어서 요리를 하면 안되는 것처럼 구조설계도 고집스럽게 어느 한 규준에 매달려야 합니다.

규준에 맞도록 설계한다는 것은 최종적으로 법의 보호를 받기 위해서입니다. 規準에 맞도록 설계되었는데도 무슨 말썽이 났다고 하면 그 설계자에게는 벌이 내려지지 않습니다. 그러나 이 규준, 저 규준을 섞어서 적용한 구조설계의 결과에 대해서는 어느 규준으로도 인정을 받지 못합니다.

어떤 규준도 100점짜리는 없다고 했습니다. 우리나라규준도 고칠점이 많습니다. 그러나 이 규준이 살아있는 한 다른 특수한 방법으로 모순점을 지적하여 증명하지 않고서는 함부로 변경적용하는 일이 없어야 합니다.

구조설계하는 사람은 또 한가지의 고집이 있어야 합니다. 구조설계를 하는 과정에서는 여러가지의 가정을 하여야 합니다. 하중 가정에서부터 지내력 지하수위는 물론 각종 단면도 가정으로부터 시작됩니다. 그런데 이들 각각의 가정에는 일관성이 있어야 합니다. 한번 가정했던 사실이 불합리하다고 판단되었을 때에는 거기에 관련된 다른 모든 사항들도 다시 가정하여야 합니다. 구조물 안전사고의 대부분은 이들 가정의 잘못 또는 변경에서 비롯되는 듯 합니다.

실제 당시 가정했던 용도나 용량의 변경, 구조 재료의 강도, 시공정도, 가정했던 지내력에 못미치거나 지하수위의 상승, 마감재로나 간벽의 변경등은 사고를 유발합니다

구조계산서에는 계산할 때 가정한 사항들을 기록해 놓아야 합니다. 가능하면 이것들을 도면이나 시방서에도 적어 두기를 바랍니다. 시공자가 설계당시의 가정사항에 위배되지 않도록 하기 위해서입니다.

구조계산 과정에서 어떤 한 부재를 설계할 때 다른 부재에 영향을 줄 가정을 하였으면 영향받는 다른 부재를 결정할 때 반드시 확인하여야 합니다.

철근콘크리트 벽체에 연결된 보를 설계할 때 벽체의 강성을 과대평가 하는 것을 흔히 보게 됩니다. 보와 벽체와의 연결부위가 잘 고정되었다는 가정을 세워서 단면이 결정되었다면 벽체 설계에는 그 고정단 모멘트와 반력을 설계응력에 추가해야 합니다. 지하실 벽체의 상하 좌우면, 지하실 바닥의 단부가 되는 벽체, 지중보의 단부가 되는 지하실벽이나 외부기둥등은 초심자들이 소홀히 다루기 쉬운 부분들입니다.

누울 자리를 보고 다리를 뻗어라 라든가 요사이 고위층에서 시달한 사항을 후에 확인하는 확인행정 같은 것과는 같습니다. 은행에 잔고가 없는데도 수표를 남발하면 부도가 나는 법입니다.

1방향 슬래브의 고정단 모멘트가 얼마라는 것은 너무나 잘들 알고 있습니다. 그러나 이 슬래브를 붙들어 주고 있는 보의 상태는 어떤가를 확인하여야 합니다.

2. 構造計算規準의 矛盾點

시계의 初針이 1초마다 한번씩 재깍 재깍 소리내며 규칙적으로 움직이는 것이 있습니다. 그렇다고 初針이 멎어있는 순간에는 時間이 흐르지 않는것은 아닙니다. 택시를 타고 가다 보면 요금표가 일정 간격마다 달라집니다. 우편요금도 마찬가지입니다.

그런데 월급받는 사람이 약간의 기타소득이 있었다고

해서 종합소득세로 기타소득이라 생각했던 돈을 다 빼앗기고 거기에다 더므로 더 납부했다는 사람이 있었습니다.

우리는 이런 稅制를 잘못된 것이라고 비방합니다. 그러나 이 稅制를 잘 알고있는 사람들은 그런 덧에 안걸리도록 방법을 궁리합니다. 미국 물건값에 몇달라 99센트라는 것이 많은 것은 이런 방법중의 하나입니다.

구조계산규준에는 이런것이 없을까요? 건설부 제정 강구조계산규준 제 4 장 허용응력도에 보면 일반구조용 강재의 허용응력도가 두께38mm이하일때와 38mm를 초과할때의 값에 차이가 있음을 알게 됩니다. (일본규준에는 38mm 대신 40mm로 규정되어 있습니다.)

예를 들어 KSSB41(JIS SS41) 강재의 두께가 38mm라면 F_y 의 값이 $2.4t/cm^2$ 인데 40mm라면 $F_y=2.2t/cm^2$ 로 줄어들게 됩니다. 만약 $38mm \times 100mm$ 의 강재를 인장재로 사용한다면 단기허용인장력은 $2.4 \times 3.8 \times 10 = 91.2 ton$ 이 되는데 더 튼튼하게 한다고 $40mm \times 100mm$ 로 두께를 2mm키워 놓으면 $2.2 \times 4 \times 10 = 88ton$ 으로 허용내력이 줄어든다는 괴상한 계산결과가 나오게 되는것입니다. 정말 그럴까요? 건설부제정 철근콘크리트구조계산규준에도 이런 것이 있습니다. 2.2 콘크리트의 허용응력도 난에는,

허용압축응력도(중심축방향응력을 받을때) $f_c=0.3F_c$
 허용 휨압축응력도(휨재 또는 편심축방향 압축응력을 받는 부재의 압축응력도) $f_b=0.4F_c$ 로 규정되어 있습니다.

여기서 휨재는 논외로 하더라도 중심축방향응력을 받는 부재와 편심축 방향 압축 능력이부재의 구분은 어떻게 할것인가에 관한 명확한 기준을 찾아볼 수 없습니다. 엄밀한 의미에서 중심축방향 응력만을 받는 이상적인 기둥이란 실제 구조물에도 있을까요? 점점 더 어려워집니다.

4.3.1 축압을 받는 단주(短柱)에서 띠기둥의 계산식은

$N_o=0.3F_cA_g+0.4F_yA_{st}$ 로 되어 있으며 4.3.3휨과 축방향력을 동시에 받는 띠기둥은 $\delta b = \frac{N}{A_e} \pm \frac{M}{Z_e}$ 라고만 표시되어 있습니다. 그러나 휨과 축방향력을 동시에 받는 띠기둥을 위의 계산식으로 설계하기 위하여는 여러 단계의 복잡한 절차를 거쳐야 하는데 이를 간편하게 하기 위하여 한눈에 볼수 있는 도표를 만들어 놓은것이 그림 3 기둥산정도표입니다.

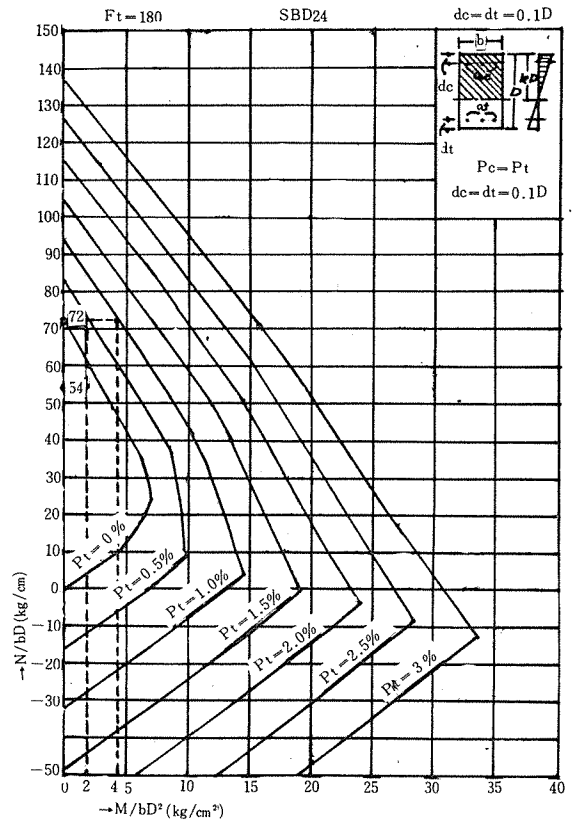
위 도표에서 $M=0$ 이면 $M/bD^2=0$ 이 되며 철근비가 0이라도 $N/bD=0.4F_c$ 즉 $72kg/cm^2$ 로 표시되어 있습니다. 그런데 앞에 소개한 축압을 받는 띠기둥 계산식,

$$N_o=0.3F_cA_g+0.4F_yA_{st} \text{로 계산하면 } A_{st}=0 \text{이므로}$$

$N_o=0.3F_cA_g$ 만 남게 되며 $N_o/bD=0.3F_c=54kg/cm^2$ 밖에 허용되지 않습니다.

그러면 축압을 받는 띠기둥 계산식으로 계산하여 $N/bD=72kg/cm^2$ 이 되기 위하여 필요한 철근비는 얼마나 될까

요? 무려 1.875%나 되며 이는 분명히 기둥최소 철근비 0.4~0.8%보다 큰 값입니다. 이들 철근비는 기둥의 전 단면적에 대한 수직철근의 단면적비(p_g)로서 철근의 배열상태와는 관계가 없습니다.



〈그림 3〉 기둥단면 산정도표

다시 위 도표로 돌아가서 $p_g=1.875\%$ 의 철근을 기둥의 4면에 고르게 배근하였다고 하면 $p_t=1.875/4=0.469\%$ 가 되며 이때의 $M/bD^2=0$ 이 아닌 약 $2kg/cm^2$ 임을 알게 됩니다. 또한 만약 위 $p_g=1.875\%$ 의 철근을 기둥의 대응하는 두면에만 배근한다고 하면 $p_g=p_g/2=0.938\%$ 로서 이때의 M/bD^2 은 약 $4kg/cm^2$ 가 됨을 알수 있습니다.

다시 정리하면 띠기둥 계산식으로 축방향응력에 지탱할 목적으로 배근할 철근이라도 배열 방식에 따라 휨응력에도 어느정도 저항할 능력이 있게 할수가 있다는 것입니다.

또한 계산규준에 있는 도표라고 해서 앞뒤 분간 없이 그대로 실무에 적용하다가는 같은 규준의 다른 조항에 위배되기도 한다는 것을 알아둘 필요가 있는 것입니다.

내력벽과 기둥은 4寸間이라고 할수 있습니다. 주로 軸荷重을 받고 휨응력에 지탱하는 구조부재라는것이 공통점입니다.

고층건물의 어떤 부분을 내력벽으로 설계하다 보면 재미있는 현상을 발견하게 됩니다.

중심축방향하중을 받는 내력벽의 허용하중 계산식은,

$$N_o = 0.225 F_c A_g \left\{ 1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right\} \text{ 인데}$$

이 식에는 철근량의 다소와 관련된 항목이 없습니다. 즉 철근을 많이 배근한다고 해서 허용축하중이 늘어나지는 않는다는 뜻입니다.

그러므로 고층건물의 내력벽은 아래로 내려갈수록 벽 체두께를 키우는 방법 이외에는 다른 도리가 없게 되는데 용도상 한없이 두께를 증가시키지는 못할 경우가 많습니다. 한가지 다행한 일은 내력벽을 띠기둥으로 설계할 수 있다는 표준상의 조항이 있다는 것인데 여기에 문제점이 있습니다.

예를 들어 높이 3m인 30cm × 100cm 콘크리트 단면 (F_c = 180kg/cm²) 을 띠기둥이라고 생각하여 F_y = 2,400kg/cm² 인 보통철근을 0.8%만큼 배근하였다면 이 띠기둥의 장기허용축하중은,

$$\begin{aligned} N_o &= 0.3 F_c A_g + 0.4 F_g A_{st} \\ &= 0.3 \times 180 \times 30 \times 100 + 0.4 \times 2,400 \times 0.8 \times 30 \times 100 / 100 = 185,040 \text{ kg} \end{aligned}$$

이 되는데 반하여 내력벽 계산식으로 계산하면,

$$N_o = 0.225 \times 180 \times 30 \times 100 \left\{ 1 - \left(\frac{300}{40 \times 30} \right)^3 \right\} = 119,602 \text{ kg}$$

에 불과하다는 것입니다.

내력벽의 수직철근비는 최소 0.15%만 배근하면 되는데 이때에도 N_o = 119,602kg이며 규정상 0.8%를 배근해도 같은값이라니 하는 수 없이 띠기둥으로 취급하기에 이릅니다. 그러므로 이 띠기둥은 역시 띠기둥의 구조제한인 0.8% (h/D > 10일때)는 최소철근으로 배근하게 되고 띠 철근도 또한 필수적으로 배근하게 됩니다. 말하자면 119 ton에서 185 ton 사이의 모든 하중에 대해서도 0.8%의 철근을 배근하여야 한다면 불공평하기 짝이 없는 일입니다. 도면을 그려놓고 보아도 이 경계에서는 철근이 갑자기 증가하는 것이 눈에 거슬립니다.

이럴때 미국 물건값 99센트같은 치사한 방법이 있기는 합니다. 벽체의 일부분에만 띠기둥식 배근을 하고 나머지 부분은 내력벽으로 취급한 최소배근을 그대로 연장하는 것입니다. 이런 이야기는 실무를 하다가 벽에 부딪쳐 본 경험이 없는 독자에게는 실감이 나지 않을 것입니다. 구조계산에서 가장 기본이 되는 것은 하중과 재료의 허

용응력도일 것입니다. 중간 계산과정이 제아무리 완벽하다 해도 하중이 틀렸거나 허용응력도를 잘못채택하였다면 결과는 전혀 거짓말이 되고 마는 것입니다.

필자가 구조계산한 서울의 某고층빌딩의 구조계산서를 외국에서 박사학위를 받은분이 이른바 체크를 한 일이 있습니다. 필자의 구조계산서보다 부피도 많고 물론 전자 계산기를 이용한 훌륭한 검토보고서였습니다. 건축주로부터 호출명령을 받았습니다. 16층 이하부터인가는 단면이 모두 부족하다는 판정이 나왔다는 것입니다. 너무나 세밀한 검토보고서를 필자가 또 확인하면서 놀랐습니다. 어딘가 한군데라도 틀렸어야 필자의 구조계산이 맞을것이기 때문입니다. 그러나 아무리 들여다 보아도 잘못된 점을 찾아낼수 없었습니다. 점점 당황하기 시작했습니다.

그러나 최후 순간에야 안도의 한숨을 내릴수 있었습니다. 바람하중에 의한 응력을 고정하중, 적재하중에 의하여 계산된 응력에 그대로 합하여 재료의 장기허용 응력도와 비교하여 그 값이 크니까 부족하다는 결론을 내렸으며 또 한가지는 필자가 계산한 부재들은 응력이 큰 것을 고강도강으로 바꿔냈는데 전부 보통강제로 취급했으며 게다가 보통강재 (KS SB41)의 허용응력도를 1.6t/cm² 대신 1.4t/cm²로 적용한 것을 알수 있었기 때문입니다.

우리나라 기준에는 바람에 의한 응력에 대하여 재료가 받는 허용내력은 장기허용내력의 1.5배라고 되어있음을 잘 알것입니다. 사실 이것에 관하여는 의문점이 없지 않습니다. 바람하중은 그래도 단기하중이라고 해서 큰 무리는 없다 하더라도 적설하중에 관하여는 좀 심각한 문제들이 발생할 여지가 있는듯 합니다.

단기하중에 대한 강재의 허용응력도는 항복점강도와 같습니다. 눈이 쌓이면 한두시간도 아닌 며칠간 계속 쌓여 있기도 하는데 어떻게 단기하중으로 볼 수 있겠는가 하는점이며 설사 단기하중으로는 본다손 치더라도 허용응력도가 항복점강도까지라는 것은 지나친 감이 있습니다. 필자가 강원도지방의 건물을 설계할때는 이런 이유로 적설하중을 장기하중으로 취급하였고 용평스키장의 경우는 그중 하나의 예입니다.

미국기준에는 단기하중에 대한 재료의 허용응력도를 장기값의 1.33배밖에 보지 않도록 규정되어 있습니다.

적설하중은 단기하중으로 보는것도 어딘가 좀 어색합니다. 사실 크레인 운전중 가장 불리한 조건일때를 기준으로 한 단면설계에서는 그것을 장기하중으로 보아 설계하는 것이 지나친 감이 들때가 있습니다. ■