

RC 구조물의 비탄성 유한요소해석

민 창 식*

Inelastic Finite Element Analysis of RC Structures

*Min, Chang-Shik**

ABSTRACT

Nonlinear behavior of reinforced concrete structures is studied using supercomputers by finite element computer program developed in the present study. Shells, because of their curved surface, resist applied forces primarily through in-plane membrane action as opposed to transverse-to-the-plane bending action. In current design practices for such shells, a linear elastic analysis is performed to calculate stresses due to design loads and the design of steel reinforcement is based on the point-wise limit state behavior. Unlike other structures, there is little experimental evidence with reinforced concrete shells that would verify the general applicability of the current design philosophy. In recent years, therefore, an effort has been made to study the behavior of shells numerically with the help of the computer, but the effort to study more problems in greater detail is limited due to the lack of computer resources. With the advent of supercomputers we can study numerically more shell problems in greater detail.

An algorithm is developed on a Cray Y-MP supercomputer, which is suitable to implement an inelastic finite element program. A bending inelastic finite element model which incorporates the rotating "smeared" cracking model by layering the subdivided elements is developed that can realistically simulate the coupling behavior between the in-plane and the bending actions. To verify the analysis method of the developed finite element computer program we compared the numerical results from the present analysis

*해양과학기술대학 해양토목공학과 (Dept. of Ocean and Civil Engrg., College of Ocean Sciences)

with the results from the experimental data for two structures: shear panel and slab. By the comparison, the numerical results obtained from the present analyses show that the load-deflection curves and behaviors are very close to the curves obtained from the experimental data.

I. 서 론

현재 철근콘크리트 셸 구조물에 있어서 설계시 설계하중에 대한 응력은 탄성해석에 의해서 구하고, 보강 철근의 설계는 설계하는 부분의 극한 상태에 의거하고 있다^(1,26). 다른 구조물과는 달리 이러한 설계 방법의 일반적인 적용은 실험 결과의 미비와 어려움 때문에 아직은 셸 구조물에 대해서는 증명되지 못하고 있는 형편이다. 근래에 와서 컴퓨터를 이용하여 수치해석으로 셸 구조물의 극한거동 해석을 시도하였으나, 컴퓨터 용량의 제한 때문에 많은 연구를 하지 못하고 있었다⁽³⁾. 슈퍼컴퓨터의 출현으로 이 제한을 극복하고 더 많은 해석을 시도할 수 있게 되었으나, 슈퍼컴퓨터의 장점을 최대한 살리기 위해서는 슈퍼컴퓨터의 하드웨어를 고려하여 새로운 알고리즘을 개발해야 된다는 문제가 제기되는 것이다. 4절점 등매개변수 셸 요소에 적용이 가능한 벡터알고리즘을 이용하여 철근콘크리트 셸 구조물들의 극한거동을 해석할 수 있는 비탄성 유한요소 컴퓨터 프로그램을 슈퍼컴퓨터에(Cray Y-MP) 개발하였다⁽¹¹⁾.

철근과 콘크리트의 복합재료로 구성되어 있는 철근콘크리트 구조물은 그 거동에 있어서 매우 다양한 비탄성 거동을 보여주고 있으며, 그 이유로는 콘크리트의 균열, 분쇄, 건조수축, creep, aggregate interlock, 그리고 철근의 항복, bond slip, dowel action, tension-stiffening 등이다. 이들 중에

서 철근콘크리트 구조물의 극한거동과 강도에 가장 큰 영향을 미치는 것은 콘크리트의 인장균열과 철근의 항복이라고 볼 수 있다. 균열 방향이 재하하중의 상태에 따라 회전할 수 있는 분산균열 모델을^(3,7) 총상화하여^(8,10) 모델이 막(membrane)과 휨(bending)의 복합 거동을 사실적으로 표현할 수 있도록 하였다⁽¹¹⁾. 본 연구에서 기하학적 비선형성, 철근의 dowel과 tension-stiffening은 고려치 않았으며, 총상 모델의 각 층간의 접착은 완벽하다고 보았다. 균열 전 콘크리트의 2축 거동과 균열 후 콘크리트의 1축 거동은 인장과 압축에 대하여 선형 탄성재료로 가정하였으며, 보강 철근은 탄성-완전 소성 재료로 가정하였다.

개발한 유한요소 프로그램의 성능을 증명하기 위해서, 실제의 셸 구조물의 해석을 하기 전에 구조적으로 간단하여 실험데이터를 구할 수 있는 두 구조물의 극한거동을 수치해석 결과와 비교하였으며, 본 논문에서 그 비교 결과를 제시하고자 한다. 첫 번째 구조물로는 Cervenka와 Gerstle이 실험한 전단 패널이고⁽⁴⁾, 두 번째 구조물로는 Duddeck 등이 실험한 집중하중을 받는 슬래브⁽⁵⁾이다.

I. 전단 패널 - Cervenka와 Gerstle의 실험⁽⁴⁾

Cervenka-Gerstle의 실험에 의하여 구한 실험결과는 Akbar와 Gupta⁽³⁾ 등과 같이 많

은 연구자들에 의해서 자신들이 개발한 수치해석 모델을 검증하기 위해서 사용되었다. 실험은 4 모델 -W1, W2, W3과 W4로 이루어 졌는데, 그 중에서 수치해석에 가장 적당한 W2 모델을 취하였다⁽³⁾. 그림 1은 Cervenka와 Gerstle에 의해서 실험된 전형적인 모델을 보여주고있다. W2 모델은 3 inch 두께이며, 연직방향 철근은 D10 철근으로 4 inch 간격으로 배치하였으며 철근비는 $P_y=0.00917$ 이다. 수평방향 철근은 바닥 6 inch 와 그 이외의 패널에 대해서 각각 2 inch와 4 inch 간격으로, 철근비는 $P_x=0.01833$ 와 $P_x=0.00917$ 로 되어있다. 유한요소 모델은 절반으로 잘라서 만들었으며, 지지하중의 반을 집중하중으로 재하 시켰다. 재료의 성질과 유한요소 모델은 (10x10 망) 표 1과 그림 2에 각각 보여 주고 있다.

표 1. Cervenka와 Gerstle이 실험한 전단 패널의 재료와 성질

콘크리트	철 근
$\sigma_{ck}=3,649\text{ks}$	$\sigma_y=51.2\text{ksi}$
$\sigma_{ru}=0.529\text{ksi}$	$E_s=27,300\text{ksi}$
$E_c=2,900\text{ksi}$	$\nu=0.1$

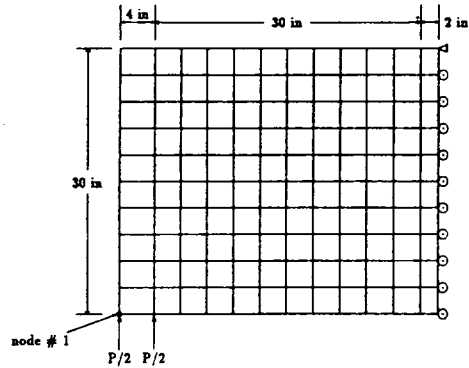


그림 2 유한요소 모델

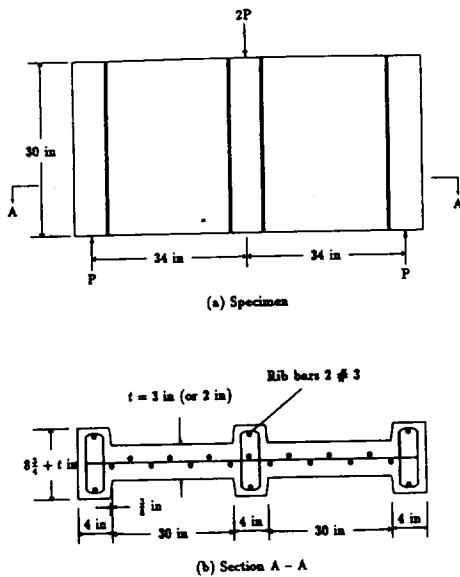


그림 1 Cervenka 와 Gerstle⁽⁴⁾가 실험한 전단 패널

Cervenka와 Gerstle⁽⁴⁾은 실험결과 뿐만 아니라 수치해석 결과도 같이 보고하였으며, 이들의 수치해석 결과는 매우 근접하게 자신들의 실험결과를 예측하고 있었다. Akbar와 Gupta⁽³⁾도 역시 그들이 행한 수치해석과 실험결과를 비교 검토하였으며, 매우 만족한 결과를 보여 주었다. 따라서 본 연구에서는 Cervenka와 Gerstle이 구한 실험결과⁽¹⁾와 막요소(membrane element)를 사용한 Akbar와 Gupta 프로그램에 의한 수치해석⁽²⁾, 그리고 본 연구에 의한 수치해석-막요소(membrane element) 사용⁽³⁾와 휨요소(bending element) 사용⁽⁴⁾를 비교 검토하였다. 전단 패널에는 오직 평면하중만 재하 되므로 두 종류의 요소-막 과 휨-의 거동이 동일해야 하며, 이 두 요소를 각각 사용한 수치해석 결과로서 컴퓨터 프로그램

의 결함을 발견할 수도 있을 것이다. 뿔요소 모델에서 콘크리트는 10층으로 나누었고, 철근은 중심에 한 층으로 배치하였다.

그림 3에 실험과 3 수치해석에 의해서 구한 하중-변형 곡선들을 보여 주고 있다. 수치해석에 의해서 구한 3 하중-변형 곡선들의 거동이 Cervenka와 Gerstle이 실험에서 구한 하중-변형 곡선의 거동과 매우 유사함을 보여주고 있다. 3 수치해석의 결과가 모두 변위가 약 0.13 inch인 부분에서의 약간의 틀린 점을 제외하고는 극한하중 $P=25.6$ kips에 모두 접근하고 있음을 볼 수가 있다.

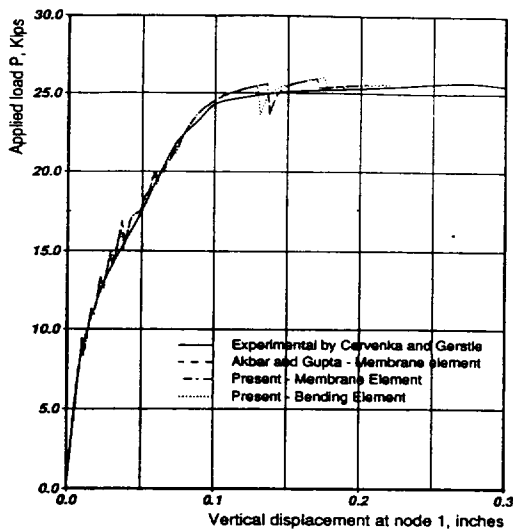


그림 3 실험 치와 수치해석에 의한 하중-변위곡선 비교 - M2 패널

그림 4는 콘크리트 요소에 형성되는 균열의 진행 과정을 보여주고 있다. $P=8.4$ kips에서 최초의 균열이 바닥부분에서 수직방향으로 나타나기 시작했으며, 하중이 증가함에 따라 균열이 확산되면서 삼각형의 균열부분

을 형성하고 있다. 모델의 오른쪽과 바닥부분에서의 균열은 대개 연직방향이며, 그 이외의 부분에서는 대개 45° 각도의 경사를 보이고 있다. 하중이 $P=25.6$ kips에 이르렀을 때 하중-변형 곡선의 기울기가 평평하므로 극한상태임을 알 수가 있다. 그림 5에 철근의 항복과정이 제시되었다. 초기의 항복은 하중이 $P=21.2$ kips 때에 모델의 바닥부분에서 시작되었으며, 하중은 오직 3 kips 증가했을 때 철근의 항복은 상당한 부분에 걸쳐서 나타났다. 극한하중 때 철근의 항복분포는 거의 모델의 상부까지 다다랐다. 하중-변형 곡선에서 볼 수 있는 것과 같이 모델은 철근의 항복에 의하여 시작되는 연성파괴에 의하여 파괴됨을 알 수가 있다.

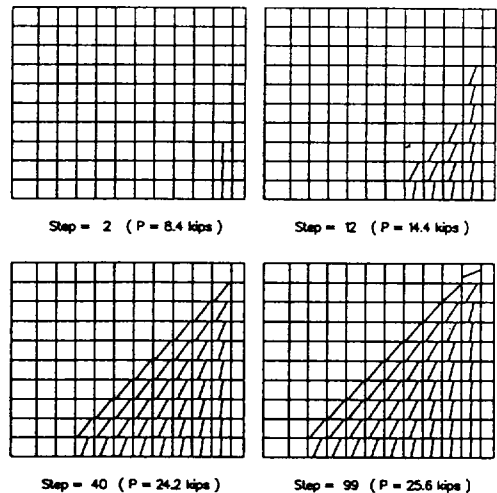


그림 4 콘크리트 층의 균열 발달 과정

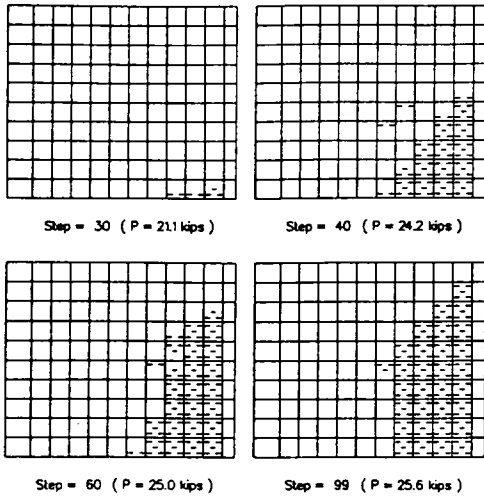


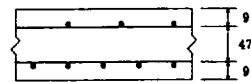
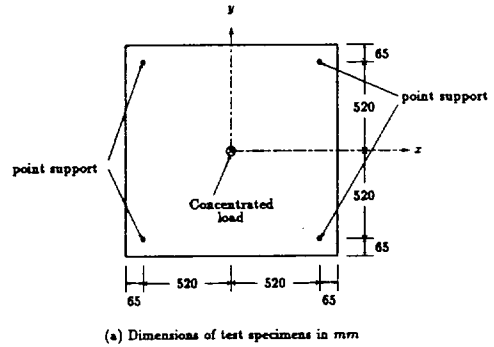
그림 5 철근 층의 항복 발달 과정

III. 집중하중을 받는 슬래브- Duddeck 등이 실험⁽⁵⁾

Hu와 Schnobrich⁽⁹⁾는 Duddeck 등이 실험한 모서리가 지지된 슬래브, SL-11과 SL-31의 결과를 사용하여 자신들이 개발한 수치 해석 모델의 성능을 검토하였다. 그러므로, Duddeck 등의 실험 치와⁽¹⁾ Hu와 Schnobrich의 수치해석 결과⁽²⁾, 그리고 본 연구에 의한 수치해석 결과⁽³⁾를 서로 비교 검토할 수 있다. 슬래브 SL-11은 균등하게 x와 y방향 철근을 배치하였으며, 슬래브 SL-31은 불균등하게 x와 y방향 철근을 배치하였다 (2.75:1). 전체의 철근량은 두 모델에서 동일하며, 표 2에서 보여 준다.

그림 6와 표 3에 모델의 크기와 단면적에 대한 값과 재료의 성질이 각각 주어졌다. 그림 7에 유한요소 모델(8X8 망)을 보여 주고 있다. 그림에 보여 주는 것과 같이 콘크리트는 10층으로 나누었고, 철근은 2층으로 배치하였다. Hu와 Schnobrich는 tension-stiffening 영향을 고려한 9 절점

Lagrangian요소를 사용하였으나, 기하학적 비선형성은 고려치 않았다. 그들은 1/4의 모델을 9 요소(3X3 망)로 요소화 하였다.



(b) Cross-section

그림 6 Duddeck등이⁽⁵⁾ 실험한 슬래브

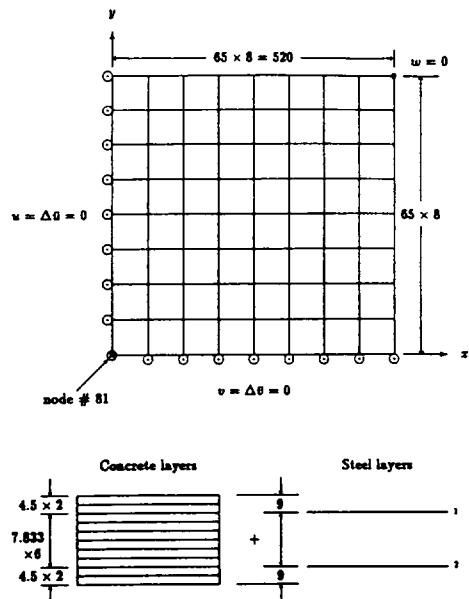


그림 7 유한요소 모델

1.1 슬래브 SL-11

그림 8에 실험과 수치해석에 의해서 구한 슬래브 SL-11의 하중-변형 곡선들을 보여 주고 있다. 본 연구에서 구한 하중-변형 곡선의 기울기가 하중이 증가함에 따라 Hu-Schnobrich의 결과에 비해서 얼마간 가파른 것을 볼 수 있다. 수치해석 결과를 검토한 결과 모델의 중앙부분에서 최소 주응력이 콘크리트의 균열강도보다 큰 것을 발견할 수 있었다. 그러므로 균열이 본 연구의 분산균열 모델과⁽¹¹⁾ 같이 한 방향에 국한되는 것이 아니라 양 방향으로 나타나는 것을 암시하는 것이다. 이 이유 때문에 본 연구의 하중-변형 곡선의 기울기가 Hu-Schnobrich에 비해서 가파르다고 볼 수 있다. Hu-Schnobrich의 균열모델은 양 방향 균열을 형성할 수 있는 능력을 갖고 있다. 하중-변형 곡선은 재하하중 71.5 kN과 26 mm의 변위에서 최고점을 기록한 뒤에 극한하중 62.6 kN로 수렴하며, 이 극한하중은 실험 치

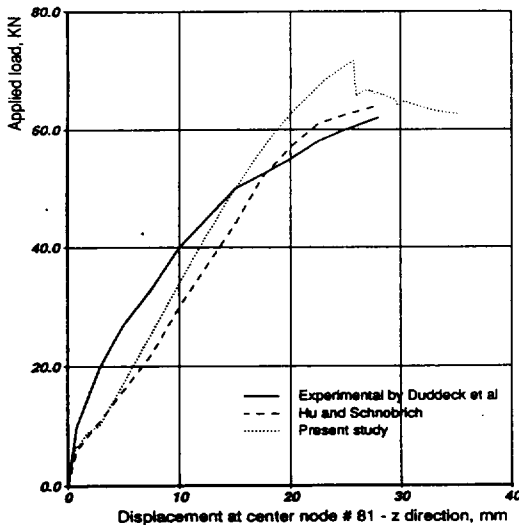


그림 8 실험 치와 수치해석에 의한 하중-변위곡선 비교 - SL-11 슬래브

의 61.7 kN에 아주 가깝게 근접하고 있다.

표 2. Duddeck 등이 실험한 슬래브, SL-11 와 SL-31의 철근비

슬래브	상부철근 (%)		하부철근 (%)	
	px	py	px	py
SL-11	0.297	0.297	0.611	0.611
SL-3	0.435 (73%)	0.158 (27%)	0.895 (73%)	0.326 (27%)

표 3. Duddeck 등이 실험한 슬래브의 재료와 성질

콘크리트	철근
$\sigma_{ck} = 43\text{MPa}$	$\sigma_y = 670\text{MPa}$
$\sigma_{tu} = 2\text{MPa}$	$E_s = 201,000\text{MPa}$
$E_c = 16,400\text{MPa}$	
$\nu = 0.19$	

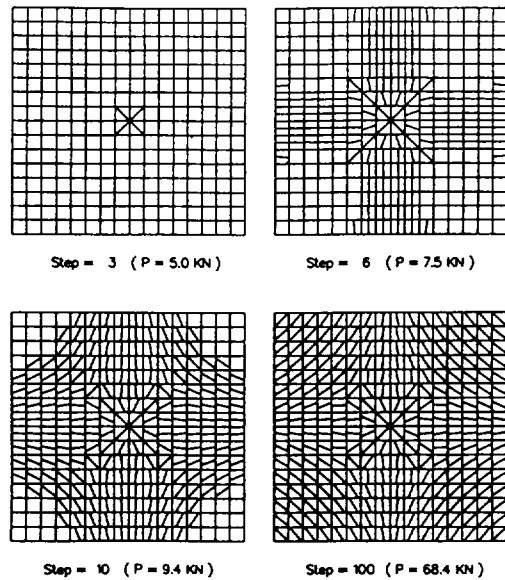


그림 9 맨 밑바닥 콘크리트 층의 균열 발달 과정 - SL-11 슬래브

그림 9는 맨 밑바닥 콘크리트 층에 형성

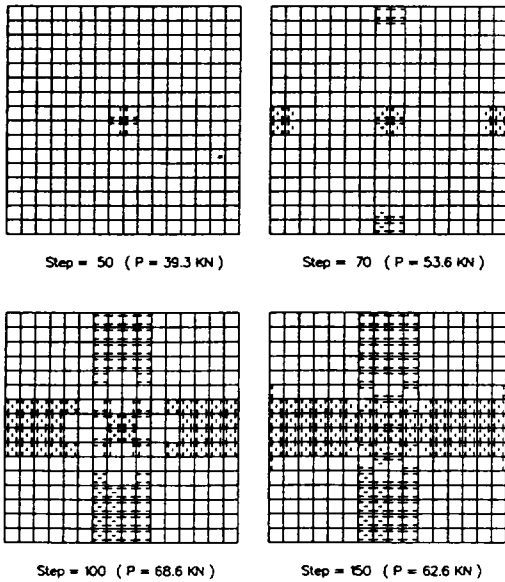


그림 10 바닥 철근 층의 항복 발달 과정
- SL-11 슬래브

되는 균열의 진행 과정을 보여주고 있다. 유한요소 모델이 전체 슬래브의 1/4 만을 포함하고 있으나, 그림에서는 전체의 슬래브에 대하여 도시하였다. 최초의 균열은 재하하중이 5 kN일 때 바닥의 층에서 시작되었으며, 하중이 7.5 kN에서 9.4 kN로 증가함에 따라 균열이 대부분의 슬래브에 걸쳐 일어났으며, 이 균열들은 극한상태까지 별 변동없이 그대로 유지되었다.

그림 10에서 바닥 철근 층에서 나타나는 철근의 항복 과정을 볼 수 가있다. 초기의 항복은 하중이 39.3 kN일 때에 모델의 중심부분에서 시작되었다. 하중이 53.6 kN이고 변위가 16.3 mm일 때 철근의 항복이 슬래브의 네 가장자리의 중심부분에서도 나타나기 시작했다. 극한상태에서 하중은 62.6 kN이고 변위가 35 mm일 때 항복이 일어난 부분은 마치 십자형태를 이루고 있다. 상부 철근 층에는 전혀 항복이 나타나

지 않았다. 그림 8의 하중-변형 곡선에서 볼 수 있었던 것과 같이 슬래브 SL-11은 최대의 재하하중에서 하락의 거동을 보였으나, 그 이후에 모델은 철근의 항복에 의하여 시작되는 연성파괴에 의하여 파괴가 시작됨을 보여 주고 있다.

2.2 슬래브 SL-31

그림 11에 실험과 수치해석에 의해서 구한 슬래브 SL-31의 하중-변형 곡선들의 비교를 보여 주고 있다. 본 연구에서 구한 하중-변형 곡선이 Hu와 Schnobrich의 결과에 매우 가깝게 접근되어 있음을 볼 수가 있다. 슬래브 SL-31에서는 양 방향 균열이 일어나지 않는 것이 이에 대한 답변이 될 것이다. 하중-변형 곡선이 극한하중 34.1 kN로 Duddeck등의 실험에 의해서 구한 34.3 kN에 매우 가깝게 수렴하고 있었다. 예상한

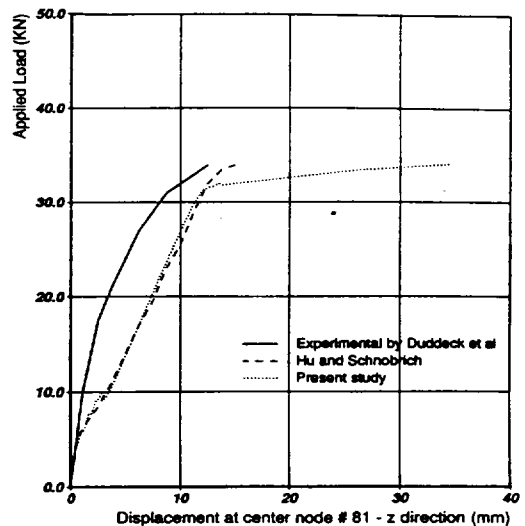


그림 11 실험 치와 수치해석에 의한 하중-변형곡선 비교 - SL-31 슬래브

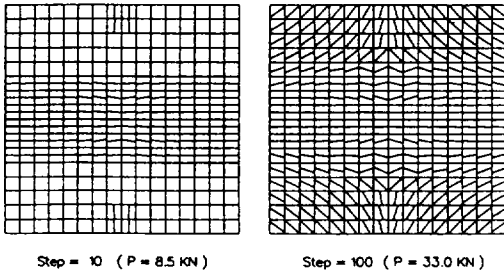
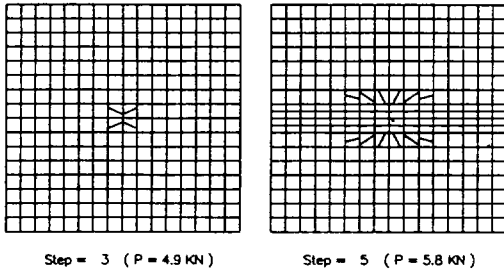


그림 12 맨 밑바닥 콘크리트 층의 균열 발달 과정
- SL-31 슬래브

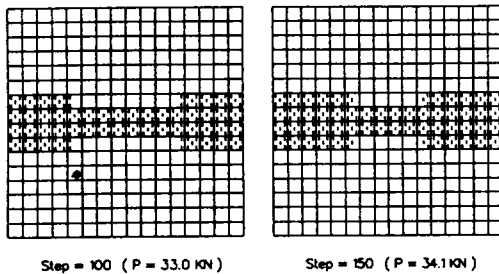
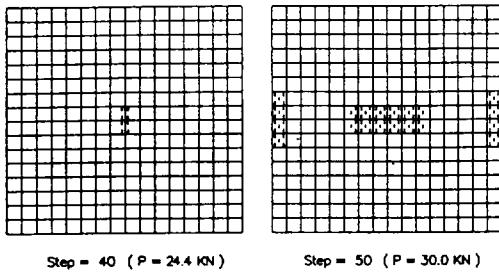


그림 13 바닥 철근 층의 항복 발달 과정 - SL-31 슬래브

것과 같이 불균등하게 철근을 배치한 슬래브 SL-31의 극한하중은 똑같은 철근량을 갖고 있는 균등하게 철근을 배치한 슬래브

SL-11의 극한하중 62.6 KN의 54%에 이르고 있다. 그림 12는 맨 밑바닥 콘크리트 층에 형성되는 균열의 진행 과정을 보여주고 있다. 최초의 균열은 재하하중이 4.9 KN일 때 바닥 층의 슬래브 중심에서 시작되었으며, 하중이 8.5 KN로 증가함에 따라 균열이 x-축방향에 평행하게 일어났으며, 극한상태에서 균열이 전체의 슬래브에 걸쳐서 형성되었다.

그림 13에서 바닥 철근 층에서 나타나는 철근의 항복 과정을 볼 수가 있다. 초기의 항복은 하중이 24.4 KN때에 모델의 중심부분에서 시작되었다. 하중이 30.0 KN이고 변위가 11.4 mm일 때 철근의 항복이 슬래브의 두 가장자리의 중심부분에서도 나타나기 시작했다. 극한상태에서 하중은 34.1 KN이고 변위가 34 mm일 때 x-축방향에 평행한 형태의 항복부분이 형성되었다. SL-11 슬래브 경우와 마찬가지로 상부 철근 층에는 전혀 항복이 나타나지 않았다. 그림 11의 하중-변형 곡선에서 볼 수 있었던 것과 같이 슬래브 SL-31 역시 y-축방향 철근의 항복에 의하여 시작되는 연성파괴에 의하여 파괴가 시작됨을 보여 주고 있다.

IV. 결 론

개발한 유한요소 프로그램의 성능을 증명하기 위해서, 구조적으로 간단하여 실험 데이터를 구할 수 있는 두 구조물의 극한 거동을 수치해석 결과와 비교하였다. 첫 번째 구조물로는 Cervenka-Gerstle 이 실험한 전단 패널⁽⁴⁾이고, 두 번째 구조물로는 Duddeck 등이 실험한 집중하중을 받는 슬래브⁽⁵⁾이다. 전단 패널에 있어서 Cervenka-

Gerstle이 구한 실험 결과와 각각 다른 요소를 사용한 3 수치해석 결과를 비교 검토한 결과 3 수치해석의 결과가 모두 실험치 극한하중 $P=25.6$ kips에 접근하고 있음을 보여 주었다. 철근을 균등하게 배치한 슬래브 SL-11과 같은 양의 철근을 불균등하게 배치한 슬래브 SL-31에서 실험결과와 2 수치해석 결과를 비교 검토한 결과, 본 연구에서 각각의 슬래브가 실험치에 매우 근접한 극한하중 62.6 KN 과 34.1 KN를 구할 수 있었으며, 파괴는 철근의 항복에 의하여 시작되는 연성파괴로 시작됨을 각각 보여 주었다. 개발된 수치해석 컴퓨터 프로그램은 아직 설계방법이 제대로 정립되어 있지 않은 셸 구조물의 설계단계에서 아주 요긴하게 사용될 수 있을 것이다.

References

1. ACI 318-89. (1989). Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89). American Concrete Institute, Box 19150, Redford Station Detroit, Michigan 48219.
2. ACI-ASCE. (1984). "Reinforced Concrete Cooling Tower Shells-Practice and Commentary." ACI Journal, November-December. ACI-ASCE Committee 334, Title NO. 81-52.
3. Akbar, Habibollah, and Gupta, Ajaya K. (1985). "Membrane Reinforcement in Concrete Shells : Design Versus Nonlinear Behavior." North Carolina State University, Raleigh, North Carolina 27695-7908, January. Reinforced Concrete Shell Research Report.
4. Cervenka, V., and Gerstle, K.H. "Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels: Experimental Verification and Application." International Association of Bridges and Structural Engineers- Publications, 32-II : 25-39, 1972
5. Duddeck, H., Griebenow, G., and Schaper, G. "Material and Time Dependent Nonlinear Behavior of Cracked Reinforced Concrete Slabs - Finite Element Analysis and Laboratory Tests." In G. Mehlhorn, H. Ruhel, and W. Zerna, editors, Nonlinear behavior of Reinforced Concrete Spatial Structures, Vol. 1 Preliminary Report, pp 101-113, Werner-Verlag, Dusseldorf, July 1978, IASS Symposium
6. Gupta, A. K. (1981). "Membrane Reinforcement in Shells." J. Struct. Div., ASCE, 107(1),41-56.
7. Gupta, A. K., and Akbar, H. (1984). "Cracking in Reinforced Concrete Analysis." J. Struct. Engrg., 110(8), 1735-1746.
8. Hand, Frank R., Pecknold, David A., and Schnobrich, William C. (1973). "Nonlinear Layered Analysis of RC Plates and Shells." J. Struct. Div., ASCE, 99(7), 1491-1505.
9. Hu, Hsuan-Teh, and Schnobrich, William C. "Nonlinear Analysis of Plane Stress State Reinforced Concrete Under Short Term Monotonic Loading." Technical report, University of Illinois, Urbana, Illinois 61801, April 1988.

10. Lin, Cheng-Shung, and Scordelis, Alexander C. (1975). "Nonlinear Analysis of RC Shells of General Form." J. Struct. Div., ASCE, 101(3), 523-538.
11. Min, Chang Shik, and Gupta, Ajaya K. (1992). "A Study of Inelastic Behavior of Reinforced Concrete Shells Using Supercomputers." Reinforced Concrete Shell Research Report. Department of Civil Engrg., North Carolina State Univ., Raleigh, North Carolina 27695-7908, March 1992.