

1.はじめに 鉄筋コンクリート梁のうち  $a/d < 3$  程度のいわゆる deep beamあるいは short beamと呼ばれているものは、斜めひびわれが発生後も耐荷力を保持し、更に荷重の増加に抵抗することが知られている。この領域においては、載荷点や支点ごとの鉛直方向の応力が大きな影響を及ぼすことが明らかにされており、したがって、その鉛直方向の応力分布状態に密接な関係を持つ支圧板の形状が、せん断破壊機構を支配する重要なパラメータのひとつであると考えられる。そこで本研究では、支圧板の形状を変数のひとつに選んで破壊実験及びFEM解析による力学的挙動の推定を行い、せん断破壊機構についての検討とモデル化を行った。

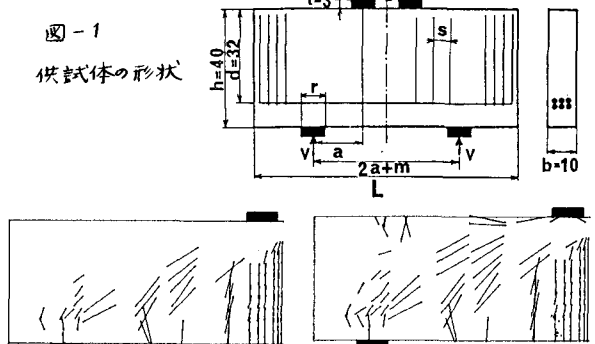
表-1. 供試体の諸元および耐荷力

| No. | a/d | r  | m  | L   | $f_y$ | $p$  | $f_{wy}$ | $p_w$ | s    | $f_c'$ | $V_u$ | $V_{FEM}$ | $V_u/V_{FEM}$ |
|-----|-----|----|----|-----|-------|------|----------|-------|------|--------|-------|-----------|---------------|
| 1   | 0.5 | 2  | 17 | 90  | 4171  | 3.72 | -        | -     | -    | 529    | 29.0  | 25.6      | 1.13          |
| 2   | 0.5 | 5  | 17 | 90  | 4171  | 3.72 | -        | -     | -    | 529    | 40.9  | 39.1      | 1.05          |
| 3   | 0.5 | 10 | 17 | 90  | 4171  | 3.72 | -        | -     | -    | 529    | 54.3  | 52.4      | 1.04          |
| 4   | 0.5 | 15 | 17 | 90  | 4171  | 3.72 | -        | -     | -    | 529    | 69.7  | 60.1      | 1.16          |
| 5   | 0.5 | 10 | 14 | 90  | 3827  | 3.72 | -        | -     | -    | 555    | 47.3  | 54.2      | 0.87          |
| 6   | 1.0 | 10 | 14 | 120 | 3827  | 3.72 | -        | -     | -    | 555    | 34.5  | 36.5      | 0.95          |
| 7   | 1.5 | 10 | 14 | 150 | 3827  | 3.72 | -        | -     | -    | 555    | 22.5  | 22.2      | 1.01          |
| 8   | 2.0 | 10 | 14 | 180 | 3827  | 3.72 | -        | -     | -    | 555    | 8.9   | 11.6      | 0.77          |
| 9   | 0.5 | 10 | 14 | 90  | 3827  | 3.72 | 4087     | 3.57  | 3.2  | 548    | 48.7  | 55.1      | 0.88          |
| 10  | 1.0 | 10 | 14 | 120 | 3827  | 3.72 | 4087     | 0.89  | 10.7 | 548    | 39.4  | 33.8      | 1.17          |
| 11  | 1.5 | 10 | 14 | 150 | 3827  | 3.72 | 4087     | 0.30  | 24.0 | 548    | 23.7  | 20.4      | 1.16          |
| 12  | 2.0 | 10 | 14 | 180 | 3827  | 3.72 | 4087     | 0.22  | 32.0 | 548    | 19.6  | 19.6      | 1.00          |
| 13  | 1.0 | 10 | 14 | 120 | 3783  | 5.37 | 3647     | 2.38  | 3.0  | 474    | 39.8  | 38.3      | 1.04          |
| 14  | 2.0 | 10 | 14 | 180 | 3783  | 5.37 | 3647     | 1.19  | 6.0  | 494    | 25.1  | 24.9      | 1.01          |
| 15  | 2.0 | 10 | 14 | 180 | 3783  | 5.37 | 3480     | 1.06  | 6.0  | 474    | 22.5  | 24.1      | 0.93          |
| 16  | 1.0 | 10 | 14 | 120 | 3783  | 5.37 | 3647     | 2.38  | 3.0  | 350    | 29.6  | 30.2      | 0.98          |
| 17  | 1.0 | 2  | 14 | 120 | 3783  | 5.37 | 3647     | 2.38  | 3.0  | 350    | 20.4  | 18.5      | 1.10          |

d=32cm, h=40cm, b=10cm, t=3cm, unit: r, m, L, s (cm), p,  $p_w$  (%),  $f_y, f_{wy}, f_c'$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $V_u, V_{FEM}$  (t),  $p_w = EA/bd$

図-1

供試体の形状



No.12  $V=0.85 \cdot V_{cal.max}$  No.12  $V=1 \cdot V_{cal.max}$   
 図-2. ひびわれの伸展状況

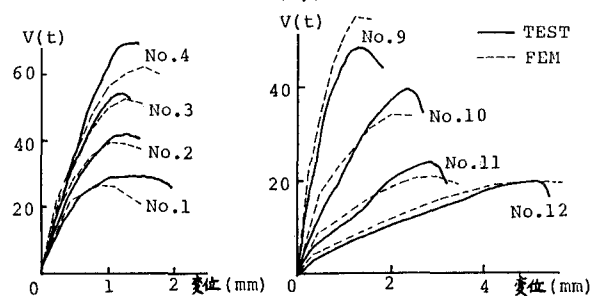


図-3. 作用せん断カー変位関係

2.実験の概要 支圧板の形状、 $a/d$ 等を変化させた17体の梁の諸元、耐荷力を表-1、図-1に示す。破壊モードは、 $a/d=0.5$ では、支点上部あるいは載荷点下部でコンクリートが圧壊し、面外にふくれ出し、その後、支点と載荷点を結んで斜めひびわれが連続して破壊に至った。なお、支圧板の長さが2cmのもは、載荷点で局部的に支圧破壊した。しかし $a/d$ の増加と共に次第にコンクリートの圧壊を伴うことなく、単に斜めひびわれが梁の上縁に達して破壊するモードに移行した。No.1~4は、支圧板の長さのみを変化させたものであるが、耐荷力は支圧板の長さに依存して変化することが認められた。No.5~12は $a/d$ を変化させたものであり、そのうちNo.9~12はせん断補強を行なっている。No.13~17はスタラップのスペーシングを小さくして、密に配置したものである。耐荷力は $a/d$ の増加とともに減少するが、せん断補強した場合は $a/d=1.0$ 程度よりスタラップの効果により、せん断補強していないものよりも耐荷力は上昇した。

3.FEM解析による推定 各梁に2次元非線形FEM解析を適用し、ひびわれの進展、内部の応力状態、せん断カー変位関係、耐荷力等を推定した。各梁とも斜めひびわれが梁の上縁に達して破壊に至ったが(図-2)、 $a/d=0.5$ の場合は、支点上部や載荷点下部でコンクリートが軟化しており、実際に観測される破壊モードに一致した。また耐荷力の推定(表-1)、せん断カー変位関係(図-3)も、概ね推定できると認められた。

4.せん断耐荷モデル 図-4、図-5に、FEM解析により得られた鉛直方向の応力分布を示す。これは支点上部鉄筋レベルでの応力分布である。また荷重レベルは解析上の最大荷重の約90%である。この部分では応力が比較的に均一に変化している。この推定された応力分布に基づいて仮定の均一な応力分布を考え、せん断耐荷モデルとすることを試みた。つまり均一な応力分布幅は支圧板の長さに、また応力レベルは $\sigma_d$ に依存すると仮定し、FEM解析により得られたデータを用いて、分布幅は $r+0.3d$ とし、応力レベルは、 $\frac{1}{1+(\sigma_d)}$ で低減させることとした。この際、コンクリート強度や鉄筋比の影響を考慮する必要があると思われるが、これらについては既往のデータを用いて検討することとした。使用したデータは $\sigma_d < 3$ で、2点載荷によりせん断破壊した梁で支圧板の長さを明示してあるものに限定した。なお、スターラップを有する場合はFEM解析により、応力分布幅が更に拡大することが認められたが、その効果について定量化するには至らなかった。せん断補強のない梁に対し、以上の仮定に基づいて(1)式を得た。

$$V_u = 0.53 \cdot b \cdot d \cdot f_c^{0.75} (1 + \sqrt{p}) (1 + 0.03 \sigma_d) / [1 + (\sigma_d)] \dots (1)$$

(1)式は、表-2、図-6に示すように、計42個のデータに対して、変動係数12.5%でせん断耐荷力を評価することができる。

5.おわりに (1)式は図-6からも認められるように、 $\sigma_d$ の増加とともに、精度が低下する傾向があるので、今後スターラップの効果の定量化と合わせて検討していく予定である。なお、(1)式は $\sigma_d$ の増加とともに急速に $V_u$ が低下していくことを示すものであるが、あくまで斜めひびわれの発生以後も耐荷力を有する破壊機構を対象としており、(1)式の $V_u$ が適用できる限界が存在する。すなわち(1)式の $V_u$ は、 $\sigma_d$ が増加して斜めひびわれの発生が直接破壊に結びつく場合の耐荷力算定式による値を下回る場合には、適用しないものとする。

5謝辞 本研究は昭和56年度若田研究奨励金を受け行なうたものであり、深謝いたします。

【参考文献】

1. 前川・二科：有限要素法を用いたDeep Beamの非線形解析，土木学会第36回年次講演会，1981.10.
2. Okamura, H., Higai, T.: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement, Proc. of JSCE, 1980.8.
3. Zsutty, T.: Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests, Jour. of ACE, 1971.2.
4. Manual, R.F.: Failure of Deep Beams, Shear In Reinforced Concrete, Vol.2, ACI SP42-19.
5. Kong, F.K., et al.: Shear Analysis and Design of Reinforced Concrete Deep Beams, The Structural Engineer, 1972, 10.
6. Leonhardt, F.: Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau, Stuttgarter Schubversuche, 1961.
7. Suway, N., Adepegba, D.: A Criterion of Shear Failure for Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement, Särtryckur Nordisk Betong, 1968.1.
8. Moody, K.G. et al.: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Jour. of ACE, 1954.11.

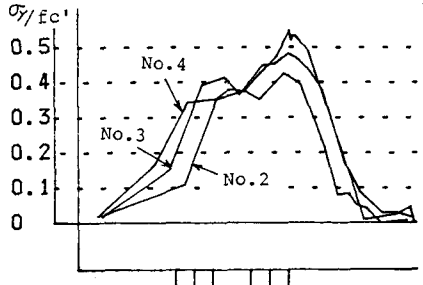


図-4.  $r$ の変化に伴う応力分布の変化

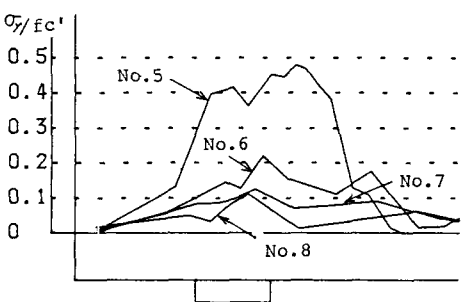


図-5.  $\sigma_d$ の変化に伴う応力分布の変化

表-2. 各耐荷力算定式の評価

|                      | Ave. | C.V. (%) |
|----------------------|------|----------|
| Zsutty <sup>3)</sup> | 1.22 | 31.0     |
| Manuel <sup>4)</sup> | 1.58 | 41.7     |
| Kong <sup>5)</sup>   | 0.93 | 33.9     |
| (1)eq.               | 1.00 | 12.5     |

DATA = 42  
 $f_c'$ : 176 ~ 555 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $a/d$ : 0.25 ~ 3.0  
 $d$ : 19.7 ~ 53.3 (cm)  
 $p$ : 0.97 ~ 4.25 (%)  
 $r$ : 2.0 ~ 20.3 (cm)

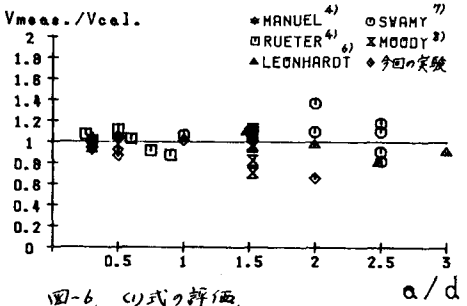


図-6. (1)式の評価