

長岡技術科学大学 学生員 吉田 武
長岡技術科学大学 正 員 丸山久一
長岡技術科学大学 正 員 中村裕剛
国鉄構造物設計事務所 正 員 石橋忠良

1. はじめに

せん断補強筋の無いRC梁で、せん断スパン比(a/d)が2.5より小さくなるとせん断耐力が上昇し、しかも載荷板幅、支承板幅が影響することが報告されている。¹⁾ 本研究では、載荷板幅および a/d がそれぞれ変化した場合のひびわれ性状、破壊性状およびせん断耐力を実験的に調べ、既往の算定式等^{1), 2)} の適用を検討するものである。

2. 実験概要

実験に使用した供試体の形状、寸法は図-1に示すようで、断面はいずれの供試体とも幅 20 cm、高さ 30 cmで、軸方向鉄筋としてD22を4本配した。(p=2.87%) 主たるパラメータは載荷板幅(r1)および載荷板端と支承板端との距離(a1)で、その組合せを表-1に示す。ただし、支承板幅(r2)は10cmと一定である。スパン(1)は70cmを標準とし、N-7のみ80cmとした。載荷は2点集中荷重で、変位制御により負荷した。支承部は一端はヒンジ支承で、他端はローラー支承とした。尚、コンクリートの圧縮強度は332 kg/cm²であった。

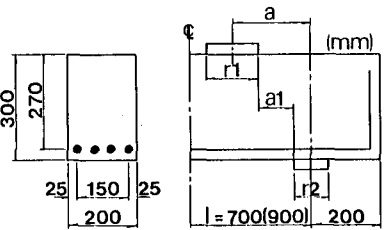


図-1 供試体形状・寸法

3. 実験結果

力の伝達方向を調べ、更に、ひびわれの発生、発達状況を把握する為に、コンタクトストレインゲージで3方向の変形量を測定した。図-2は主圧縮ひずみをベクトル的に示したもので、主圧縮ひずみの方向と測点上を通ったせん断ひびわれの方向はよく一致しているのが認められる。載荷板幅が支承板幅より大きい供試体は、各測点の主ひずみがほぼ同一方向を示し、ひびわれは載荷点から支点を結ぶ連続したものとなる。一方、載荷板幅が支承板幅と同じかそれ以下のものは、各測点上の主ひずみ方向はいくらかばらつき、ひびわれは不連続のものが数本生じるようになる。

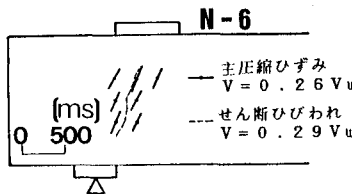


図-2 主圧縮ひずみの流れ

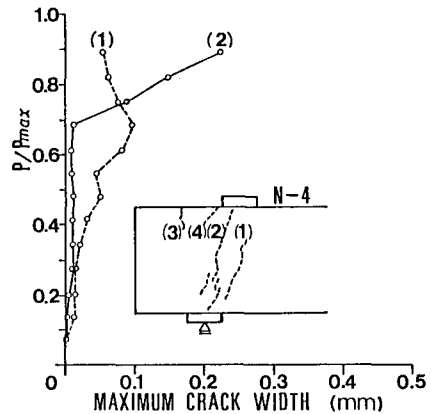


図-3 ひびわれの発生順序と挙動

表-1 実験条件

供試体	r1	a1	a	l	a/d
N-1	5	0	7.5	70	0.28
N-2	5	10	17.5	70	0.65
N-3	5	20	27.5	70	1.02
N-4	10	0	10.0	70	0.37
N-5	10	10	20.0	70	0.74
N-6	15	0	12.5	70	0.46
N-7	15	20	32.5	80	1.20

注) 単位: cm

図-3は、N-4におけるひびわれが生じる順序を示したもので、グラフの曲線はひびわれ(1)、(2)の幅が荷重の増加とともに発達する様子を示している。縦軸は作用荷重と終局荷重との比で表している。ひびわれ(2)は、P/P_{max}=0.7で生じるが、(2)が発達するにつれて(1)は閉じていくことが認められた。このことは、荷重の増加

に伴い、載荷板の外縁より大きな力の流れが生じるようになるという。

図-4は、各測点におけるひびわれの開く方向と、その変形量をベクトルの示している。終局間近において、変形量と同じ a_l と比較すると載荷板幅の大きい程、変形量は大きくなる傾向にあり、載荷板幅が大きい程、大きな変形を許容することができるという。

図-5は、破壊性状を示したものである。点線は各荷重ステップごとに確認したひびわれであり、実線は破壊時に急激に生じたひびわれを示している。図に示すように、N-1は載荷板が供試体に数mmめり込み、割裂的な破壊状況を呈した。他の供試体は破壊時に急に生じた載荷板外縁から支承板外縁に向うひびわれに沿ってずれて破壊した。

表-2に終局耐力と各算定式の比較を示す。算定式(1)²⁾は、 $a_l = 0$ の供試体については実験値に比べ、耐力を大きめに算定する傾向がある。N-1においては算定式(2)¹⁾も適合性が良くなかった。算定式(1)は載荷板外縁と支承板内縁を結んだ直線が破壊の原因となる斜めひびわれを近似としているが、ひびわれは支承付近の圧縮応力の存在により、載荷板外縁から支承板外縁に向い、鉄筋に沿って延びている。算定式(2)は、載荷板幅と支承板幅の平均値を r としており、 $r = r_1$ あるいは $r = r_2$ として計算するより、良い結果を得た。

図-6は各供試体の最大せん断ひびわれが荷重の増加とともに発達する様子を示す。縦軸に作用荷重と終局荷重との比、横軸に最大せん断ひびわれ幅をせん断スパン長(a)で除して表している。図の曲線は a で無次元化することにより類似した曲線になり、ひびわれ幅は a との相関性がかなり強いことが認められる。また、載荷板幅の大きい程曲線の傾きは緩やかになる傾向にあり、終局間近の変形量(図-4)が同じ a_l で載荷板幅の大きい程大きくなることを併せて考えると、図-6は各供試体のひびわれの挙動を比較する上で有効である

といえる。N-2からN-6は破壊性状が似ているので曲線も類似したものになるが、N-1はひびわれが発生してから急に破壊に至っており、その耐荷機構に残存アーチが存在したとはいえない。ここに算定式(2)と合わない原因があると考えられる。載荷板幅とせん断スパン長の組み合わせ方によっては、タイドアーチ的耐荷機構を形成しえない場合もあると考えられる。

参考文献

- 1) 二羽淳一郎; ディープビーム的鉄筋コンクリート部材のせん断耐荷機構, 東京大学 博士論文, 1983
- 2) 石橋, 松田, 斉藤; 少数本のくいを有いたフーチングのせん断設計について, JSCE, No.337, Sept.1983

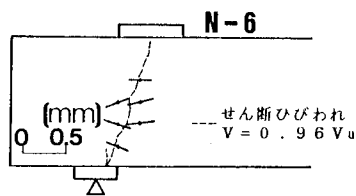


図-4 ひびわれ付近の変形モード

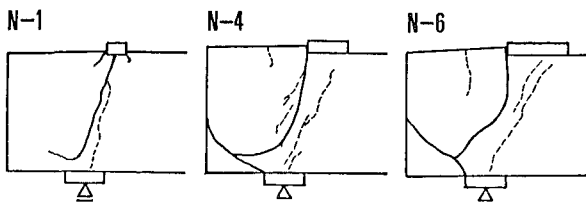


図-5 破壊性状

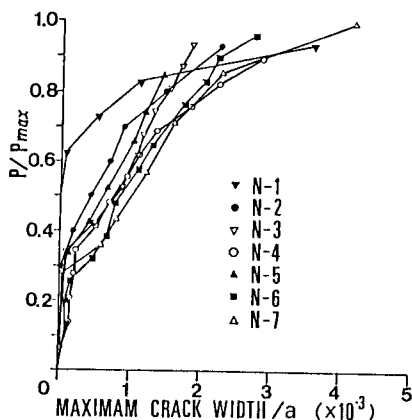


図-6 ひびわれの挙動の比較

表-2 終局耐力と各算定式の比較

供試体 番号	実験値 V_u	算定式 (1)	算定式 (2)	$V_u / (1)$	$V_u / (2)$
N-1	48.00	93.372	66.068	0.514	0.727
N-2	50.00	54.545	50.113	0.917	0.998
N-3	40.05	35.404	34.930	1.131	1.147
N-4	72.50	93.372	72.605	0.776	0.999
N-5	53.15	54.545	53.312	0.974	0.997
N-6	77.75	93.372	77.378	0.833	1.005
N-7	35.05	35.404	38.370	0.990	0.913

注) 単位: t o n