

せん断補強鉄筋の無いプレストレストコンクリート梁のせん断耐力の解析的研究

上田 多門*1・ヘル ダルジュディ エコ プトロ*2

1. はじめに

せん断補強鉄筋のない鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する実験は従来より数多く行われており、多くのことが明らかにされているが^{1),2)}、実験的なアプローチゆえ、実験変数がカバーしていない範囲では、必ずしも精度の良い推定はできていない。例えば、プレストレストコンクリートのように軸力を伴う場合は、実験データが少なく、満足のいく推定方法は確立されていないといえよう。特に圧縮軸力が大きい場合、引張軸力の場合は精度が劣る。そこで本研究では、最近研究の成果が著しい鉄筋コンクリートの構成則を取り入れた非線形有限要素法により、せん断補強鋼材のないプレストレストコンクリート単純梁のせん断耐力を解析し、実験的な推定方法でない、より合理的で一般的な強度推定方法を模索することを目的としている。

2. 有限要素解析の概要

有限要素解析に使用したプログラムは、COMM 2³⁾で、コンクリート要素は弾塑性破壊モデル⁴⁾に基づいた前川モデルである。COMM 2にはボンドリンク要素が

用意されているが、これをコンクリートと鋼材の付着およびひびわれでの骨材のかみ合わせによる力の伝達を表現するために用いた。付着モデルとしては、島らのモデル⁵⁾を、ひびわれでの力の伝達モデルとしては、すべり変位のある状態 ($\delta > 0.001$ mm, δ はすべり変位) で李らのモデル (骨材のかみ合わせモデル)⁶⁾、すべり変位のない状態 ($\delta < 0.001$ mm かつ $\delta/w < 0.01$, w はひびわれ幅) では Reinhardt らのモデル (引張軟化モデル)⁷⁾を適用した。解析の対象とした梁の詳細は図-1、表-1 に示すようであり、既往の実験⁸⁾より引用したものである。実験ではすべての梁がせん断破壊を起しており、図-2 (a) に示すような典型的なせん断ひびわれパターンが観察された。有限要素解析では、せん断ひびわれをディスクリートクラック (discrete crack) としてモデル化し、図-2 (b) に示すように、その位置と形状は実験で観察されたものを用いた。図-3 に解析で用いた要素分割の例を示す。有限要素解析では、梁の半分だけを取り出し解析した。ディスクリートクラックに搬入されたボンドリンク要素は、ひびわれ発生前は剛な要素で変形せず、ひびわれ発生後は、引張軟化モデル、もしくは、骨材のかみ合わせモデルに従って変形する。ディスクリートクラックであるせん断ひびわれに隣接するコンクリート要素は、せん断ひびわれで確実にひびわ

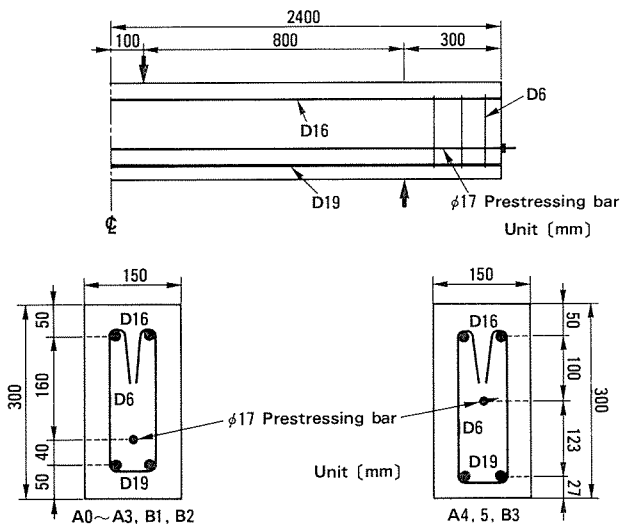


図-1 供試体

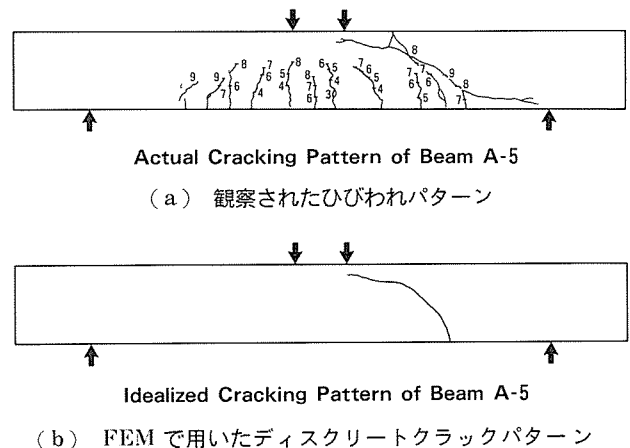


図-2 ひびわれ図 (供試体 A-5)

*1 Tamon UEDA : 北海道大学工学部土木工学科

*2 Heru Darjudi Eko Putro : 元・アジア工科大学院大学

表-1 供試体とせん断耐力

Specimen (1)	f'_c (MPa) (2)	P_{eff} (kN) (3)	X_1 (mm) (4)	X_2 (mm) (5)	X_3 (mm) (6)	δ_{FEM} (mm) (7)	$V_{su,exp}$ (kN) (8)	$V_{su,FEM}$ (kN) (9)	$V_{su,cal}$ (kN) (10)	(8) (9)	(8) (10)	$V_{f_u,cal}$ (kN) (11)	$V_{su,cal2}$ (kN) (12)	$V_{su,cal3}$ (kN) (13)
A-0	26.6	0	28	55	119	0.39	44.1	40.5	40.4	1.08	1.09	75.8	42.7	28.1
A-1	24.6	48	43	85	136	0.40	51.5	53.9	54.7	0.96	0.94	76.5	59.1	42.5
A-2	26.6	112	57	90	145	0.25	59.3	54.1	61.9	1.10	0.96	84.8	62.8	52.3
A-3	24.6	152	66	115	162	0.27	72.6	62.6	69.6	1.14	1.04	83.7	76.8	65.1
A-4	36.5	99	62	65	102	0.45	63.3	63.2	64.4	1.00	0.98	83.3	75.6	57.8
A-5	36.5	0	34	55	86	0.49	46.6	63.6	55.5	0.73	0.84	77.7	64.3	38.5
B-1	57.5	148	38	55	84	0.43	89.2	101.4	87.5	0.88	1.02	118.6	110.1	77.9
B-2	57.5	41	-	40	83	0.34	67.7	70.9	65.4	0.96	1.03	117.7	73.9	42.2
B-3	57.5	152	37	60	83	0.31	78.5	79.3	94.6	0.99	0.83	102.5	96.3	70.1

- Note (2) Cylinder strength at test
 (3) Effective prestressing force
 (4) Observed depth to shear crack at loading point
 (5) Depth to neutral axis obtained by FEM at maximum moment region when shear failure
 (6) Depth to neutral axis, calculated by conventional bending theory, at maximum moment region when flexural failure
 (7) Deflection of beam at loading point obtained by FEM
 (8) Measured ultimate shear strength
 (9) Ultimate shear strength obtained by FEM
 (10) Calculated ultimate shear strength using X_2
 (11) Calculated ultimate flexural strength
 (12) Shear strength calculated by the method in the previous study⁹⁾
 (13) Shear strength calculated by the method in the previous study¹⁰⁾

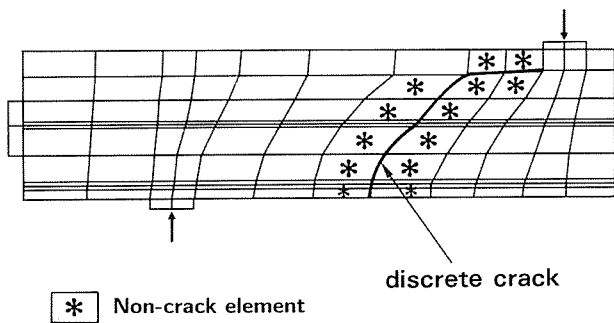


図-3 要素分割 (供試体 A-5)

れが発生するように、ひびわれが発生しない要素とした。これらの要素内では、コンクリートの引張強度に達した以降は、引張強度に等しい応力を伝える。これ以外の要素では、ひびわれをスミアードクラック (smeared crack) としてモデル化した。すなわち、ひびわれ直交方向の引張剛性はなく、せん断剛性は要素内のひずみに応じて減少させたものを用いた⁹⁾。プレストレス力は、実際の梁における定着具である端板に相当する鋼の要素を通して外力として作用させた。プレストレス力の大きさは、実験⁸⁾で測定された有効プレストレス力である。

3. 解析結果

3.1 せん断耐力の推定

有限要素解析による梁の耐力の推定値 $V_{su, FEM}$ と、実験値 $V_{su, exp}$ との比較を表-1 および図-4 に示した。供試体 A-5 を除き、有限要素法によって、プレストレス力を様々に変えた各供試体のせん断耐力を適度な精度で推定しているといえよう。有限要素解析によれば、9体すべての供試体で最大曲げ圧縮部のコンクリー

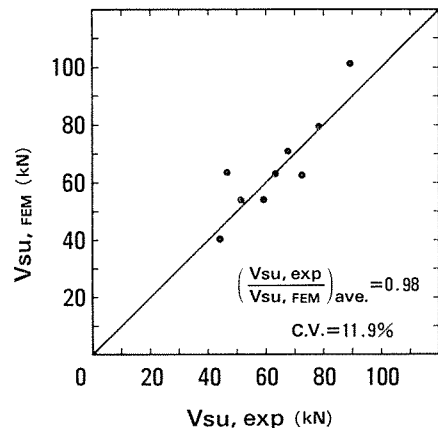


図-4 せん断耐力の FEM の推定値と実験値との比較

トの圧壊によって耐力が決定されている。この点は、実験で観察された破壊様式(せん断圧縮破壊)と一致している。コンクリートの圧壊によって破壊するという点は、梁の曲げ破壊と同様であるが、表-1 に示すように、等価応力ブロックを用いた通常の曲げ理論による曲げ強度の推定値 $V_{f_u, cal}$ より、測定された耐力はかなり小さい。この理由として、有限要素法によって計算される梁の最大曲げモーメント区間でのコンクリートの中立軸深さ X_2 が、曲げ理論により推定される中立軸深さ X_3 より小さいことが考えられる (表-1 および図-5 参照)。せん断ひびわれは一般的には、中立軸より下の引張領域で進展すると考えられているが、有限要素解析によれば、せん断ひびわれまでの深さ X_1 は、同一断面での中立軸深さ X_2 より小さく (表-1 および図-5 参照)、せん断ひびわれ先端は曲げ圧縮領域内を進展していることを示している。

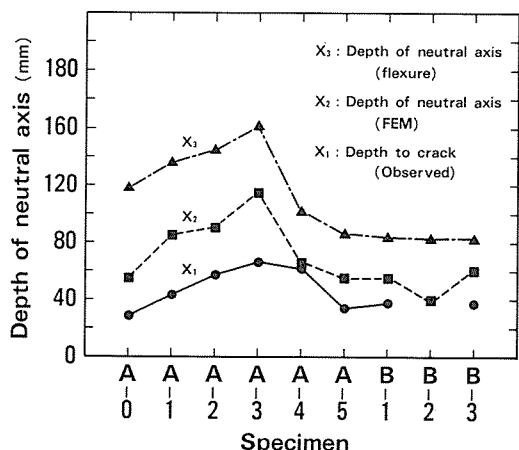


図-5 圧縮領域の深さ

有限要素解析によれば、曲げ圧縮部の深さは最大曲げモーメント区間で最小になり、荷重点のすぐ外側ではそれと比較するとかなり大きくなっている。したがって、荷重点の外側では、曲げモーメントだけでなくせん断力も作用しているのであるが、コンクリートの最大主圧縮応力は、最大曲げモーメント区間でそれと比較すると小さくなっている。最大曲げモーメント区間での曲げ圧縮部がひずみ軟化領域にはいることによって、耐力が決まっているのである。この事実は、実験で観察されているように、コンクリートの圧縮破壊が最大曲げモーメント区間で起こり、荷重点の外側では生じていない事実と一致している。

中立軸の深さを、有限要素解析で求めた最大曲げモーメント区間での曲げ圧縮部の深さ X_2 と仮定し、等価応力ブロックを用いた通常の曲げ耐力の算定方法により耐力を算定したものが、表-1の $V_{su, cal}$ である。過去にも、実験結果に基づいて、中立軸までの深さを推定し、曲げ耐力としてせん断耐力を推定する方法がみられる^{9), 10)}。表-1, 図-6より、本研究の有限要素解析に基づいて中立軸を推定し、算定されたせん断耐力が最も実験値と一致しているのが明らかである。したがって、曲

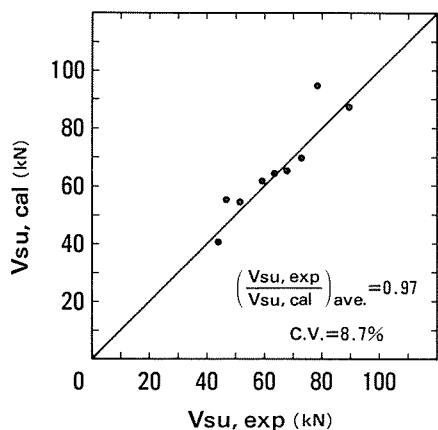


図-6 中立軸を仮定した場合のせん断耐力の推定値と実験値との比較

げ圧縮部の深さを何らかの方法で精度良く推定できれば、せん断圧縮耐力の推定が可能であるといえよう。

3.2 プレストレスカがせん断耐力に与える影響

有限要素解析によっても、プレストレスカの増加によって耐力が増加することが推定されているのが表-1に示されている。図-7に供試体 A-3 でプレストレスカのみを変えて有限要素解析した結果を示した。プレストレスカの増加により、耐力が増加し、変形が減少しているのが明らかである。また、プレストレスカの増加により、せん断ひびわれの発生が遅くなり、その分せん断ひびわれでの変位（幅、すべり変位）、および、骨材のかみ合わせにより伝達される力は、同一の作用せん断力に対しては、小さくなることも有限要素解析によって明

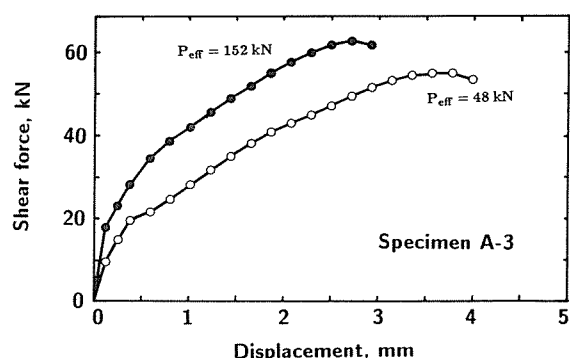
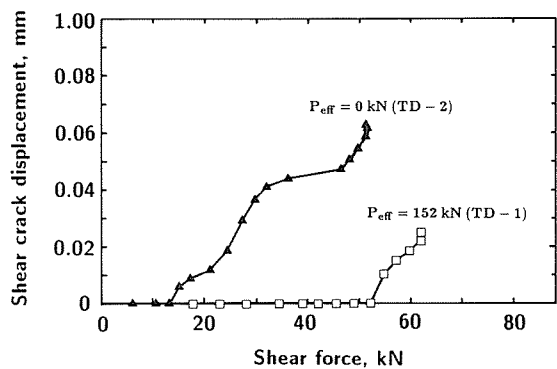
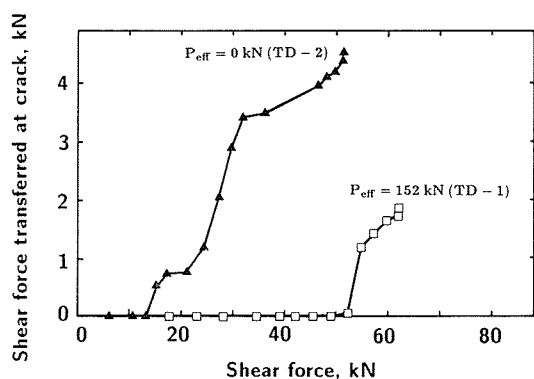


図-7 プレストレスカのせん断耐力に与える影響



(a) せん断ひびわれでの変形



(b) せん断ひびわれでの伝達力

図-8 プレストレスカのせん断ひびわれでの変形および伝達力に与える影響

表-2 プレストレス力およびせん断ひびわれまでの深さがせん断耐力に与える影響

Case (1)	f_c' (MPa) (2)	P_{eff} (kN) (3)	X_1 (mm) (4)	δ_{FEM} (mm) (5)	$V_{su,FEM}$ (kN) (6)
TD-1	24.6	152	70	0.27	62.1
TD-2	24.6	0	70	0.44	51.5
TD-3	24.6	152	20	0.29	62.5
TD-4	24.6	0	20	0.42	49.4

Note (2) Cylinder strength
 (3) Effective prestressing force
 (4) Depth to shear crack at loading point
 (5) Deflection of beam at loading point obtained by FEM
 (6) Ultimate shear strength obtained by FEM

らかにされた。図-8はそのことを示したもので、図中のTD-1とTD-2の2ケースは、プレストレス力のみを変えたもので、ディスクリートクラックのパターンも同じものである(表-2参照)。図-5に示した供試体A-0からA-3までの比較により、プレストレス力の増加とともに、最大曲げモーメント区間でのコンクリートの中立軸の深さ X_2 も増加していることが明らかであるが、これが耐力が大きくなる理由と考えられる。

図-5によれば、プレストレス力の増加とともに、せん断ひびわれまでの深さ X_1 も増加している。そこで、せん断ひびわれまでの深さが梁のせん断耐力に影響を与えるかどうかを検討するために、せん断ひびわれまでの深さのみを20 mm, 70 mmと変化させた2つのケースに対し(表-2のTD-1とTD-3, および, TD-2とTD-4), 有限要素法によりせん断耐力を推定した。その結果, 表-2に示すように, 耐力の変化は無視できる程度で, せん断ひびわれまでの深さはせん断耐力に影響を与えないものと考えられた。

3.3 せん断ひびわれに沿って伝達される力がせん断耐力に与える影響

ひびわれでの骨材のかみ合わせによる力の伝達モデルが、梁のせん断耐力に与える影響を明らかにするために、モデルを様々に変えて計算を行った。標準の力の伝

達モデルは李・前川モデル⁶⁾と Reinhardt らのモデル⁷⁾とを組み合わせたものであるが(2.参照), その剛性を10%, 1%, 0%に減少させた場合のせん断耐力は, 各々標準のモデル(表-3のTD-11)を用いた場合の91%, 89%, 95%となった(表-3のTD-12, TD-13, TD-14)。また, 耐力を示した時の梁の変位も概ね同じ値であった。つまり, せん断ひびわれでの力の伝達モデルの剛性は, 梁の全体挙動にほとんど影響を与えていない。

以上の解析では, せん断ひびわれ発生後はひびわれ先端付近を含め, ほとんどの箇所ですべり変位 ($\delta > 0.001$ mm)が生じ, 計算上は, 骨材のかみ合わせモデルである李・前川モデルが適用されている(2.参照)。李・前川モデルでは, ひびわれ直交方向に圧縮力が伝達されるが, 引張力が伝達されるように, ひびわれでの引張軟化モデルである Reinhardt らのモデルをすべり変位のいかにかわらず適用して解析を行った(表-3中のTD-15)。その結果, 図-9に示すようにせん断耐力は, 97%とほとんど変わらず, また, そのときの梁の変位もほぼ同じであった。すなわち, せん断ひびわれを介して, ひびわれ面に直交する方向に圧縮力が伝達されようと, 引張力が伝達されようと, 梁の全体挙動にはほとんど影響がないということになる。

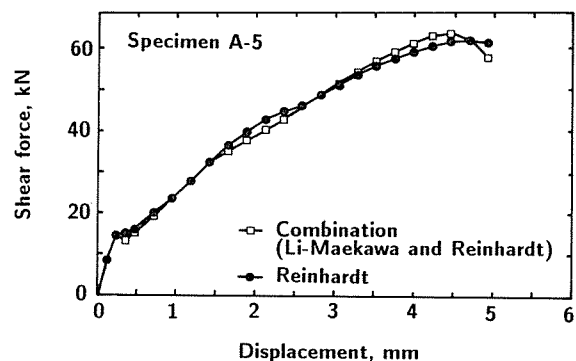


図-9 せん断ひびわれでの力の伝達モデルのタイプがせん断耐力に与える影響

表-3 せん断ひびわれでの力の伝達モデルおよびせん断ひびわれモデルのタイプがせん断耐力に与える影響

Case (1)	f_c' (MPa) (2)	P_{eff} (kN) (3)	Force transfer model (4)	Crack model (5)	δ_{FEM} (mm) (6)	$V_{su,FEM}$ (kN) (7)
TD-11	36.5	0	Li-Maekawa & Reinhardt	discrete	0.45	63.6 (100%)
TD-12	36.5	0	10% stiffness of TD-11	discrete	0.45	58.2 (91%)
TD-13	36.5	0	1% stiffness of TD-11	discrete	0.42	56.9 (89%)
TD-14	36.5	0	0% stiffness of TD-11	discrete	0.47	60.1 (95%)
TD-15	36.5	0	Reinhardt	discrete	0.47	61.7 (97%)
TD-16	36.5	0	None	smearred	0.40	49.8 (78%)

Note (2) Cylinder strength
 (3) Effective prestressing force
 (4) Model for force transfer at discrete shear crack
 (5) Model for shear crack
 (6) Deflection of beam at loading point obtained by FEM
 (7) Ultimate shear strength obtained by FEM

◇論文報告◇

以上より、本研究で取り扱った、せん断補強鋼材がなく、せん断スパン比が3.34であるプレストレストコンクリート梁の場合、せん断ひびわれ発生後の骨材のかみ合わせ作用は、せん断耐力には寄与していないといえよう。この理由として、せん断耐力付近のせん断力作用時には、せん断ひびわれを介して伝達される応力の大きさは、せん断ひびわれ近傍でのコンクリート中の圧縮応力と比較すると小さいことがあげられる。すなわち、コンクリート中の主な力の流れはひびわれを介していないのである。

3.4 ひびわれモデルのタイプがせん断耐力に与える影響

有限要素解析を行う場合、ひびわれモデルのタイプとしては、ディスクリットクラックとスメアドクラックとがある。本研究においては、主たるせん断ひびわれ1本をディスクリットクラックとし、それに隣接するコンクリート要素は、ひびわれを生じない(ただし、作用応力度の大きさは、引張強度に制限される)要素とし、他のコンクリート要素にはスメアドクラックを採用した。これに対して、すべての要素をスメアドクラックとして解析し、比較を行った(表-3中のTD-11とTD-16)。その結果、せん断耐力は、ディスクリットクラックを適用した場合の78%、その時の梁の変位は89%となり、有為な差がみられた。このように耐力を小さく推定することとなった原因としては、図-10に示すように、ひびわれを生じているコンクリート要素の領域が広くなり、その結果、最大曲げモーメント部での圧縮部を狭くしていることがあげられる。

3.5 せん断ひびわれ発生がせん断耐力に与える影響

せん断ひびわれがいつ発生するかは、せん断引張破壊

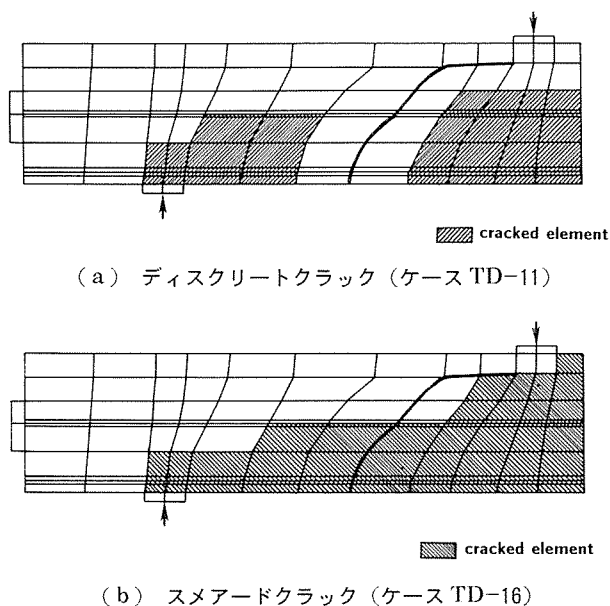


図-10 せん断ひびわれモデルの差によるひびわれ領域の差

の場合、その耐力に大きな影響を与えることが知られている。本研究で取り扱ったプレストレストコンクリート梁の場合、観察された破壊形式は、せん断圧縮破壊であるが、この場合にせん断ひびわれ発生耐力が終局耐力に与える影響があるかどうかを次のように確かめた。すなわち、せん断ひびわれが最初から発生しているものとして解析を行った。この場合、計算上は、ディスクリットクラックのリンク要素でのひびわれ発生の有無をチェックするルーチンを省き、最初からひびわれでの力の伝達モデルを適用した。結果として、耐力、変形ともに全く変わらず(100%)、このことから、せん断ひびわれ発生が終局耐力に与える影響は、本研究の梁の場合はないといえる。

3.6 付着モデルがせん断耐力に与える影響

本研究の有限要素解析においては、コンクリートと鋼材との付着をボンドリンク要素を導入することにより表現している。付着モデルの影響を、モデルの剛性を変えることにより調べた。標準モデルである、島らのモデル⁵⁾の剛性を10%に低減させた結果、耐力はほとんど変化せず(101%)、また変位も変わらなかった。つまり、付着モデルがせん断耐力に与える影響も無視しうるものであった。

4. 結 論

- 1) 弾塑性破壊モデル⁴⁾に基づいたコンクリートモデル、コンクリートと鋼材とのボンドリンク要素、そして、ひびわれを介しての力の伝達を表現するためのリンク要素を挿入した、ディスクリットなせん断ひびわれを適用した有限要素解析により、せん断圧縮破壊を起こしたせん断補強鋼材のないプレストレストコンクリート梁のせん断耐力を適度な精度で推定できた。
- 2) 有限要素解析によれば、最大曲げモーメント部での曲げ圧縮部のコンクリートの圧壊により、せん断圧縮破壊が生じていることが明らかになった。この点は、観察された実験結果⁸⁾と符合する。
- 3) 最大曲げモーメント部での曲げ圧縮部の深さは、プレストレス力の増大とともに増大し、これがせん断耐力の増大を引き起こしている。しかし、曲げ圧縮部の深さは、曲げモーメントのみが作用した場合より小さく、このことがせん断耐力を曲げ耐力より小さくしている理由となっている。
- 4) せん断圧縮破壊時の、曲げ圧縮部の深さを推定できれば、通常の曲げ耐力を求める手法により、せん断耐力を推定することが可能である。
- 5) せん断圧縮破壊を生じる鉄筋コンクリート梁(プレストレストコンクリート梁を含む)においては、

せん断ひびわれがいつ発生するか、および、せん断ひびわれでの骨材のかみ合わせによる力の伝達は、せん断耐力に実質上影響を与えない。

謝 辞

本研究は著者がアジア工科大学院大学（バンコク）で行った研究であり、国際協力事業団から研究助成を受けた。また、本研究のスタートとなった実験の部分（参考文献8）は、斎藤記念プレストレストコンクリート技術研究奨励基金より助成を受けて行ったものである。ここに謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) The Joint ASCE-ACI Task Committee 426 on Shear and Diagonal Tension of the Committee on Masonry and Reinforced Concrete of the Structural Division : The Shear Strength of Reinforced Concrete Members, Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE, Vol. 99, No. ST 6, June 1973, pp. 1091-1187.
- 2) H. Okamura and T. Higai : Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proceedings of JSCE, No. 330, August 1980, pp. 131-141.
- 3) 前川宏一, 二羽淳一郎, 岡村甫 : 鉄筋コンクリート用解析プログラム「COMM 2」, 第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, 日本コンクリート工学協会, 1983年10月25, 26日, pp. 79-86.
- 4) K. Maekawa and H. Okamura : The Deformational Behavior and Constitutive Equation of Concrete Using the Elasto-Plastic and Fracture Model, Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo (B), Vol. XXXVII, No. 2, September 1983, pp. 253-328.
- 5) H. Shima, L.L. Chou and H. Okamura : Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete, Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo (B), Vol. XXXIX, No. 2, September 1987, pp.133-194.
- 6) B. Li, K. Maekawa and H. Okamura : Contact Density Model for Stress Transfer across Cracks in Concrete, Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo (B), Vol. XL, No. 1, March 1989, pp. 9-52.
- 7) H. Reinhardt, H.A.W. Cornelissen and D.A. Hordijk : Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE Vol. 112, 1986, pp. 2462-2477.
- 8) 堀部慶次, 上田多門 : 鉄筋コンクリートはりのせん断挙動に与える軸圧縮力の影響, 第40回年次学術講演会講演概要集第5部, 土木学会, 1985年9月, pp. 319-320.
- 9) E.M. Zwoyer : Shear Strength of Simply-Supported Prestressed Concrete Beams, Structural Research Series, No. 53, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, Illinois, June 1953.
- 10) R.H. Evans and E.G. Schmacher : Shear Strength of Prestressed Beams Without Web Reinforcement. Journal of ACI, Vol. 60, November 1963, pp. 1621-1643.

【1991年2月12日受付】

◀刊行物案内▶

日本原子力敦賀2号機 PCCV

本書は、プレストレストコンクリート第28巻の特別号として発刊されたもので、我が国で初めて採用されたプレストレストコンクリート製原子炉格納容器（日本原子力発電（株）敦賀発電所2号機）に関して、その各種模型実験、設計・施工に至る各分野にわたり詳述した貴重な資料です。

体 裁 : B 5 判 128 頁
定 価 : 3 000 円 (送料 : 150 円)