

V—32 R O 不静定構造物の断面力に関する研究

北海道大学 正員 角田 与史雄
 北海学園大学 正員 高橋 義裕

1. まえがき

鉄筋コンクリート (R O) 不静定構造物の設計においては、現在一般に、構造解析には全断面を有効とする剛性を用いる弾性理論により、また断面解析にはコンクリートの引張抵抗を無視する応力理論または終極強度理論により基づかれている。しかし実際には、コンクリートにひびわれが発生した後は非線形性が強く現れ、鉄筋降伏後には大きな塑性変形が生ずる。従って構造解析においてもこれら非線形性を考慮する理論を用いる方が理論的には合理的と言えるが、現実には必ずしも実用的であるとは言い難い。そこでより現実的な方法として、弾性解析を基調としながら非線形性の影響を近似的に反映させる簡易法が望まれることになる。しかしこの種の近似法を実用化していくには、今後多くのケーススタディを積み重ねていく必要があると考えられる。本研究はその一つとして、終局状態に対する設計に対してモーメント再分配を行った R O 連続桁の断面力特性について実験的に検討するとともに、R O ラーメンのモデル実験により拘束断面力についても検討を行ったものである。

2. 実験方法

実験は、B シリーズと R シリーズとからなる。B シリーズは、図-1 に示すように二径間連続桁に集中荷重を載荷したもので、供試体は B-1 A, 1 B, 1 C

および B-2 A, 2 B, 2 C の 6 本の連続桁からなる。

それらの中、B-1 A は、正の終局抵抗曲げモーメントと負の終局抵抗曲げモーメントの比が、図-1 に示

す荷重状態に対する弾性解析による最大正曲げモーメント (荷重点) と最大負曲げモーメント (中間支点)

の比をほぼ等しくなるように、正鉄筋量と負鉄筋量とを定めたもので、幅 20 cm, 高さ 20 cm, 正鉄筋 3 D

13, 負鉄筋 3 D 16, スパン 150 cm である。一方 B-

1 B は、塑性理論による崩壊荷重は B-1 A とほぼ等しく保ちながら、正鉄筋量/負鉄筋量を B-1 A より

小さく選んだもので、正鉄筋は 4 D 10, 負鉄筋は 4 D 16 である。B-1 C はこれと逆で、正鉄筋は 4 D 13,

負鉄筋は 3 D 13 である。すなわち、これら 3 本の連続桁は、終局時に対する設計荷重は同じであるが、B-

1 A は弾性解析により、また、B-1 B と 1 C はモーメント再分配を行って設計したもので、再分配率は中

間支点モーメントに換算して B-1 B は +25%, B-1 C は -34% である。一方、B-2 A, 2 B, 2 C

は、スパンが 200 cm であることを除けば、それぞれ B-1 A, 1 B, 1 C と同様である。

次に、R シリーズは拘束断面力について検討したもので、供試体は R-2 B および R-2 C の 2 個からな

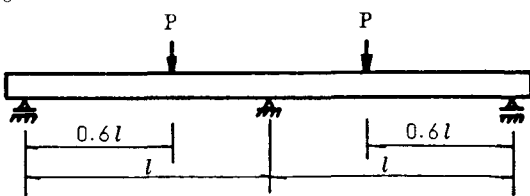


図-1 はり供試体

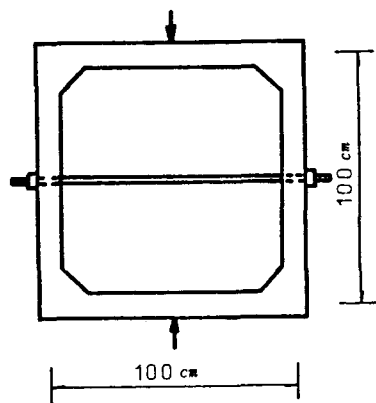


図-2 箱形ラーメン供試体

る。いずれも図-2に示すように中心線100cm×100cmの箱形ラーメンで、断面は幅20cm、高さ10cm、鉄筋量は各4D10の対称複鉄筋である。荷重は図-2に示すように集中荷重載荷としたが、その際、2本の柱の中央位置は鋼棒により結ばれており、水平方向の相対変位を拘束した。その際、R-2Bではこの相対変位が常に0になるように鋼棒のナットを締めながら載荷したのに対し、R-2Cでは $P=2t$ のときにナットを締めることにより2mmの相対変位を強制的に与え、その後はこの相対変位が変化しないよう一定に保ちながら載荷した。すなわち、R-2Bは荷重のみによって不静定力が生ずるのに対し、R-2Cでは一定の強制変位による拘束断面力と荷重による断面力とが同時に生ずるようにしたものである。

以上のいずれのシリーズにおいても、コンクリートには早強ポルトランドセメントおよび天然骨材を使用し、単位セメント量は 320kg/m^3 、水セメント比は50%、試験日材令は7日、そのときの目標強度は、 300kg/cm^2 である。

3. 連続桁の実験結果

実験を行った6本の連続桁はいずれも中間支点および載荷点の鉄筋が降伏し、塑性ヒンジが形成された後に最大荷重に達した。そのときの荷重の実測値、および塑性解析による計算値は、表-1に示すとおりであり、実測値は計算値の1.12~1.28倍とやや大きな値となっている。

図-3は、不静定力に選んだ中間支点曲げモーメントを示したものであり、実測値は支点反力の測定値をもとに求めた値である。また図には、全断面を有効とする剛性を用いた弾性解析による計算値と、Bransonの提案する曲げ剛性を用いた非線形解析による計算値とを比較のため示してある。この例にも見られるように、2つの計算値の間に若しい差があるのではないため、実測値との関係も明確とは言いがたいが、一般的な傾向としては、実測値は非線形解析に近い結果が得られ、とくに荷重の大きい範囲で顕著であった。

図-4は、B-2A、2Bおよび2Cの不静定力の実測値を比較したものである。この図に見られるように、終局時に対して不静定力が大きくなる方向にモーメント再分配を行って設計した桁(2B)は、再分配を行わずに設計した桁(2A)に比べて、使用状態に

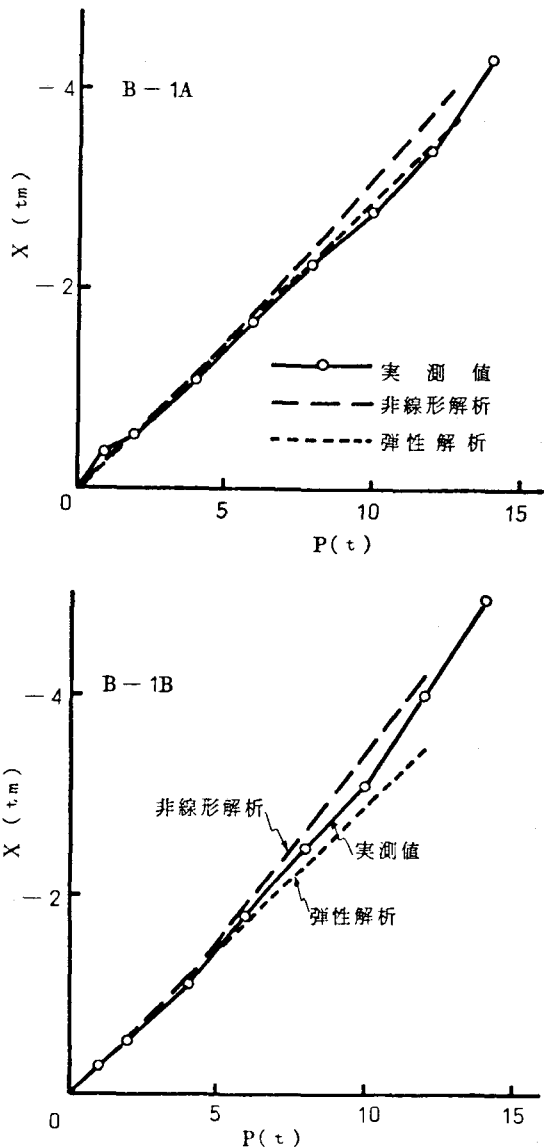


図-3 中間支点曲げモーメントX

表-1 連続桁の崩壊荷重

供試体	実測値(t)	計算値(t)	実/計
B-1A	15,70	12,23	1,28
1B	15,15	12,25	1,24
1C	15,15	12,08	1,25
2A	11,50	9,09	1,27
2B	11,15	9,36	1,19
2C	10,20	9,07	1,12

においても不静定力が大きくなる性質があり、逆に、終局時に不静定力が低くなる方向に再分配した桁（20）は、使用状態の不静定力も低くなる性質があることが示されている。このような性質は、一般的に言えば部材の使用状態の性状にとって有利な影響をもたらすものであるが、もともと終局時に再分配を行って設計すれば使用状態の性状を悪化させる作用があるため、これを完全に補えるほどの有利な働きはないと言える。

図-5は、図-4における同様の比較を、非線形解析による計算値に対して行ったものである。この図に見られる傾向は、図-4において実験値が示した傾向とほぼ同様である。この図にはまた、鉄筋が最初に降伏するときの荷重を+印で示してある。これによれば、B-2Cの降伏荷重がとくに低くなっており、不静定力を再分配させることによる不利な影響は、不静定力を下げる方向に再分配する場合にとくに著しいことがわかる。

次に、図-6は中間支点上の断面における引張鉄筋のひずみの例を示したものである。図には比較のため、非線形解析により計算された断面力を用い、全断面を有効とする応力理論により計算したひずみ（ N_I ）と、同じ断面力を用いてコンクリート引張抵抗を無視する応力理論により計算したひずみ（ N_{II} ）も合わせて示してある。この図に見られるように、実測値は初め計算値 N_I に一致するが、曲げひびわれ発生成長に伴って計算値 N_{II} に近づく性状が示されている。このように実際の変形性状が、全断面有効とする理論からコンクリート引張抵抗を無視する理論への過渡曲線を描くことは、静定構造の場合に広く認められているところであるが、不静定構造の場合にも断面力を適切に算定することさえできるならば、同じような過渡性状が示されることがわかる。

図-7は、B-2Cの載荷点における鉄筋のひずみを示したものである。この桁は、前述のように終局時の不静定力が低くなる方向にモーメント再分配を行って設計しているため、上述のように鉄筋降伏荷重が低くなっている例である。すなわち、計算上の崩壊荷重が約9tであるのに対し、非線形解析の結果では約6tの荷重で支点上の鉄筋が降伏するため、その後の荷重増加の大部分は支間モーメントの増加に依存するため、図に見られるように計算値 N_{II} の勾配が急になっている。これに対して実測値は計算値ほどの急な変化

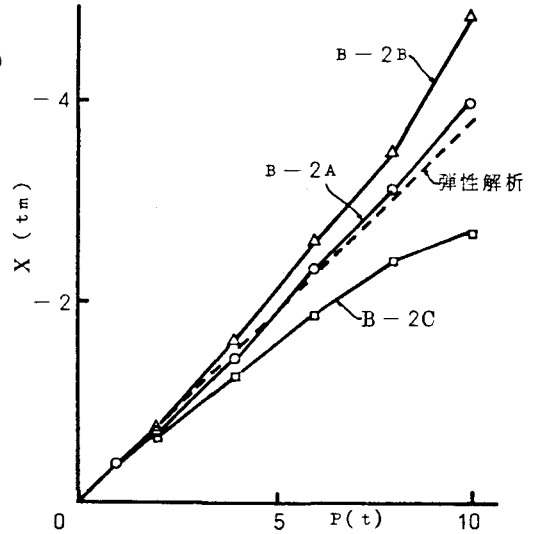


図-4 中間支点曲げモーメントX(実験値)

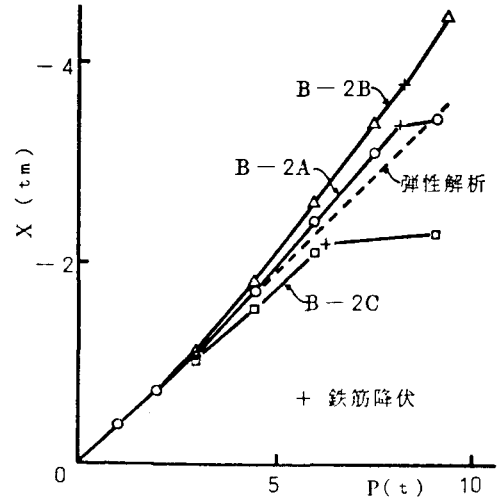


図-5 中間支点曲げモーメントX(計算値)

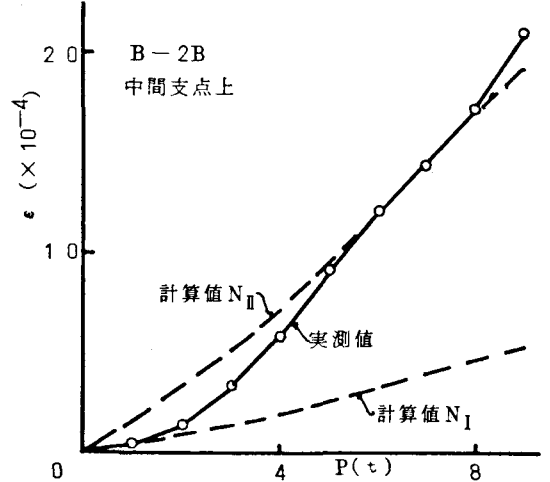


図-6 鉄筋ひずみ

は示していないが、傾向としては似た性状が示されている。なお、この図に見られるように実測値の性状が計算値の性状に比べて多少遅れて生ずるのは、前述の崩壊荷重の実測値が計算値を上回ったこととも関連し、恐らく集中荷重作用点や支点の曲げモーメント図が設計上は尖るのに対し、実際の応力性状は滑らかな分布になるためと思われる。この点については今後さらに検討を行う必要がある。

ところで上記の2つの例は、曲げモーメントが計算上極大値をとる位置のひずみである。それに対して図-8は、中間支点と載荷点の中間部、すなわちせん断スパン内における鉄筋ひずみの実測値の例を示したものである。図中にはさらに3つの計算値が示されている。それらの中、 N_I および N_{II} の定義は前述と同様であるが、ここでの特長は、実測値が計算値 N_I から N_{II} へ近づくのではなく、 N_{II} を越えてしまっていることである。これは、本研究に用いた桁のせん断スパン比が比較的小さいことから、斜ひびわれが生じたためにモーメントシフトと呼ばれる現象が起ったためである。図中の計算値 S_{II} は桁の有効高さに等しいシフトが起ったと仮定するときの計算値を示したもので、これより、実測値は計算値 N_I から計算値 S_{II} への過渡性状を示していることがわかる。このような性状は本研究で行った6本の桁すべてに見られた。それに対して実際の構造物ではこれ程顕著なシフトが起るのは比較的小さいと思われるが、シフトの影響により慣用の計算値を上回る変形が生ずる部材も少なくないと考えられる。しかしその場合でも、シフトの発生が予想される限り、上記の計算値 S_{II} をもとに、その変形性状の予測が可能であることがわかる。

図-9は、圧縮縁のコンクリートのひずみの実測値の例を示したものである。図中には前述の同様な計算値 N_I と N_{II} とを合わせて示してある。この例に見られるように、実測値は計算値 N_I から N_{II} への過渡性状を示しており、この点については鉄筋ひずみの性状とほぼ同様であると言える。

4. ラーメンの実験結果

実験を行った2個の箱形ラーメンの崩壊荷重の実測値は、表-2に示すとおりである。なおR-20は、拘束用の鋼棒の容量の都合により載荷を打切ったので、そのときの荷重をもって崩壊荷重の代りとした。

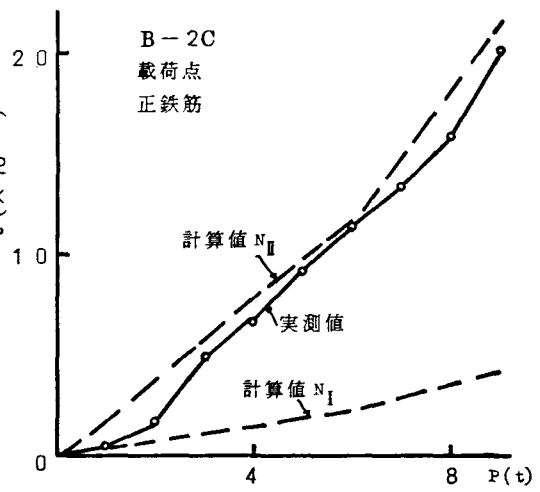


図-7 鉄筋ひずみ

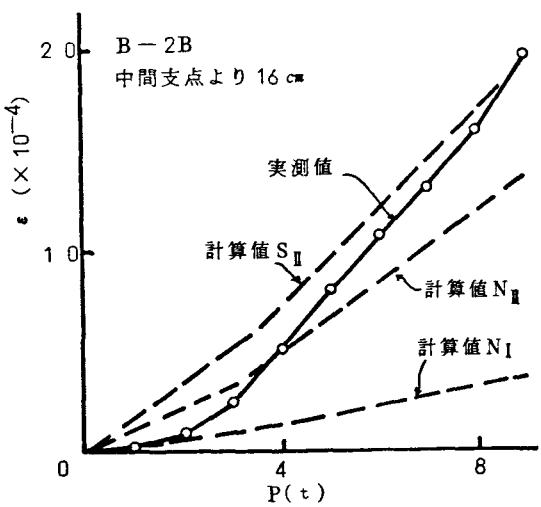


図-8 鉄筋ひずみ

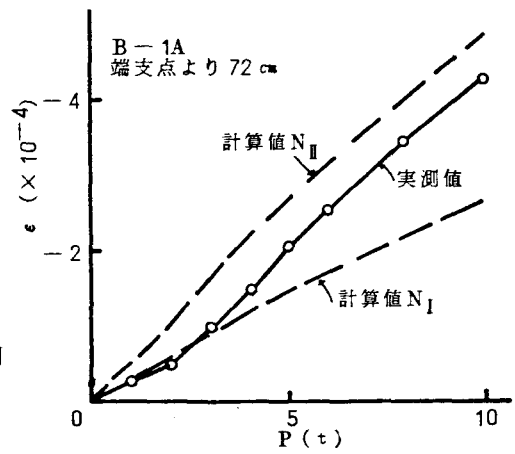


図-9 圧縮縁ひずみ

ところでこのラーメンの崩壊のメカニズムとして考えられる最も簡単な形態は図-10(a)に示すものであるが、実際には隅角部はハンチにより補剛されているためこのメカニズムは生じにくい。従って現実的と考えられるメカニズムは(b)および(c)に示す2種類がある。これらのいずれも、桁の軸力の存在を考慮するとき、同じ崩壊荷重の計算値を与える。その値は表-2に示してあり、崩壊荷重の実測値は2本のラーメンとも計算値を上回っている。とくにR-2Cは柱に強制水平変位を与えているが、そのための不利な影響はほとんど見られず、強制水平変位が終局時の塑性ヒンジの回転能力によって吸収されたことがわかる。

表-2 ラーメン供試体の崩壊荷重

供試体	実測値(t)	計算値(t)	実/計
R-2B	11.9	9.84	1.21
R-2C	10.9	9.67	1.13

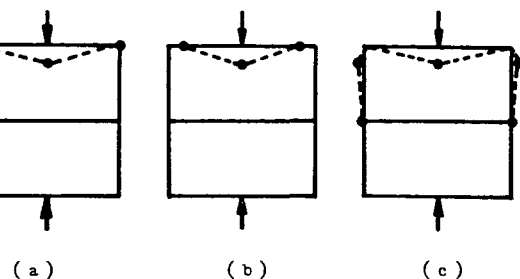


図-10 メカニズム

次に図-11は、荷重のみを載荷したR-2Bの柱の中央断面の鉄筋のひずみを示したものである。非線形解析に基づく計算値 N_I および N_{II} のほかに、全断面を有効とする剛性を用いた弾性解析による断面力を用い、かつコンクリートの引張抵抗を無視する応力理論による計算値 L_{II} も合わせて示してある。なお、ここでの非線形解析では軸力の影響も考慮に入れるため、Bransonの剛性を軸力がある場合へ拡張した堺らの提案¹⁾を用いた。

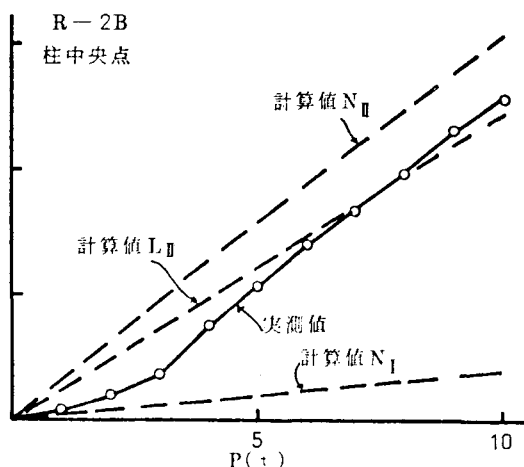


図-11 鉄筋ひずみ

この図によれば、実測値は曲げひびわれの発生成長に伴って計算値 N_I から N_{II} へ移行していく過程が見られ、前述の連続桁の場合と同様な性状が示されている。また、この場合の計算値 N_{II} と L_{II} とは多少の差はあるが、それ程著しいものではない。

図-12は、強制変位を与えたR-2Cにおける結果を示したもので、ひずみ測定位置は図-11の場合と同じである。この図によれば、強制変位を与えた時点ですでにひびわれが発生したため剛性が低下し、拘束断面力によるひずみの計算値 N_{II} は、全断面を有効とするときの断面力を用いたときの計算値 L_{II} に比べ、半分以下となっている。そして実測値は当然ながら N_{II} の計算値に近い値となっている。

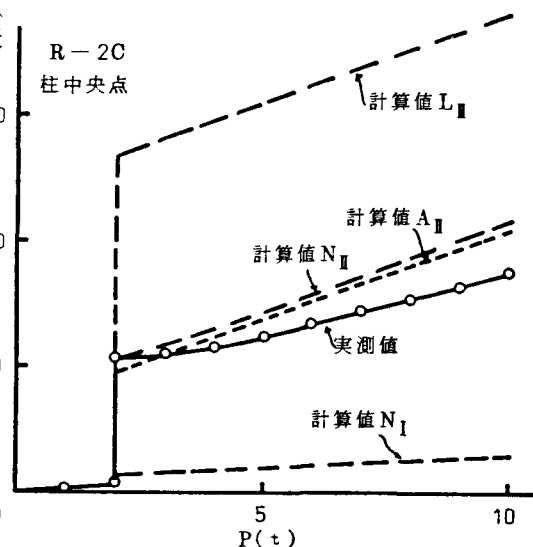


図-12 鉄筋ひずみ

また、強制変位を与えた後の荷重増加に伴うひずみの増加を見れば、実測値あるいは計算値 N_{II} は、計算値 L_{II} と大差ない勾配を示している。このことは、荷重による断面力増加は起るとしても、強制変位による拘束断面力には余り変化がなかったことを意味している。それは、強性変位を与えた時点ですでに主要断面の曲げ剛性がコンクリート引張抵抗を無視する剛性に近かったこと、および曲げ剛性に及ぼす軸力の影響が

それ程大きくはないことによると考えられる。そこで、軸力の影響を無視し、曲げモーメントのみを受ける場合の、コンクリート引張抵抗を無視するときの曲げ剛性を用いて弾性解析を行った断面力をもとに求めたひずみの近似計算値 A_{II} も図に示した。これによれば、計算値は実測値あるいは非線形解析による計算値 N_{II} と良い対応を示しており、このように低減した剛性を用いる弾性解析も、実用性がかなり高いことがわかる。いずれにせよ、強制変位による拘束断面力と荷重による断面力が重なる場合であっても、荷重による断面力については全断面有効とする弾性解析によってもそれ程重大な誤差にはならないようではあるが、拘束断面力については非線形解析によるか、それとも低減した剛性を用いる弾性解析によるかしなければ過大な評価を得る結果となる。

5. まとめ

本研究では、RC不静定構造物の断面力特性についてのケーススタディとして、中間支点曲げモーメントの一35～+25%の再分配を行って設計したRC二径間連続桁、並びに強制変位による拘束断面力を与えたRC箱形ラーメンの載荷実験を行った。得られた主な結果を列記すれば、次のとおりである。

- 1) モーメント再分配や拘束断面力にかかわらず、崩壊荷重は塑性解析による計算値を上回り、十分な塑性変形能力が示された
- 2) 軸力がある場合の曲げ剛性としてBranson式を、また軸力がある場合の変形剛性には堺らの式を用いて行った非線形解析による計算値は実測値と良い対応を示した。
- 3) 終局時に対してモーメント再分配を行って設計すれば、使用状態においても再分配が起るが、その比率は終局時ほど大きくないため、とくに支点曲げモーメントを下げる方向へ再分配するとき不利となり、崩壊荷重は同じであっても鉄筋が最初に降伏する荷重は低下する。
- 4) 斜ひびわれが発達すれば鉄筋ひずみは通常非線形解析による計算値を上回るが、いわゆるモーメントシフトを考慮すれば、計算値は実測値に対応させることができる。
- 5) 拘束断面力がなく、荷重による断面力の場合には、弾性解析による計算値はひびわれ発生後も非線形解析による計算値と著しい差は生じないが、拘束断面力については両者に大きな差があり弾性解析は断面力を過大評価する。
- 6) ひびわれ発生後の拘束断面力を、コンクリート引張抵抗を無視する曲げ剛性を用いて弾性解析によって計算しても有用であることが多いと考えられる。

おわりに、本研究は文部省科学研究費によって行ったものであることを附記するとともに、多大な協力をいただいた北海道大学工学部の木村 勉技官および中村良輝、藤野雅弘の両君に深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 堺 孝司、角田与史雄、能町純雄：曲げと軸力を受けるRC部材における鉄筋の平均ひずみの一算定法、土木学会第36回年次学術講演会講演概要集第5部、昭和55年9月