Architectural Institute of Japan

【論　文】
UDC：624.072.7.012：624.04

日本建築学会構造系論文報告集
第 380 号・昭和 62 年10月

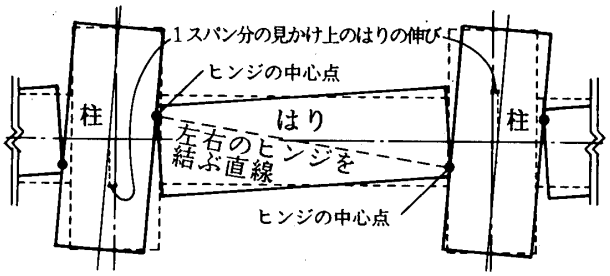
軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの弾塑性性状に関する実験研究

正会員　坂　田　弘　安*
正会員　林　　静　雄**
正会員　和　田　　章**
正会員　黒　正　清　治***

§1. 序　論

鉄筋コンクリート部材の曲げ耐力は，コンクリートの引張強度が低く圧縮強度が高いため，低軸力下では断面にある程度の軸力が作用している場合の方が高くなる傾向にあることはよく知られている。柱の設計では，この軸力の効果を考慮して部材の許容曲げモーメント，耐力を計算するが，はりの場合には一般に軸力をゼロとして計算している。

建物を設計する時に，崩壊形をあらかじめ想定して設計する方法がある。この場合，構造物の終局崩壊形を柱降伏形よりも，じん性の大きなはり降伏形にする事が推奨されている。はりの主筋量をつり合い鉄筋比以下とし断面の耐力が鉄筋の降伏によって決まる方が，主筋が多くコンクリートの圧壊で決まる場合に比べ，じん性の高い曲げ降伏部材が作られる。鉄筋の降伏後の塑性変形により，はり端の塑性回転を吸収する場合に，断面内の中立軸の位置は，かなり圧縮側へ寄った位置になることが分かる。図—1 に示すように，逆対称曲げモーメントを受けるはりの両端が，曲げ降伏している状態を考える。この場合，左端では断面の上側に右端では断面の下側にヒンジの中心（中立軸）ができるため，この２点を結んだ直線が反時計回りに回転し，はりは軸方向に拡がる。



図—1　逆対称曲げモーメントを受けるはりの端部における塑性ヒンジとはりの見かけ上の伸び

* 東京工業大学　大学院生
** 東京工業大学　助教授・工博
*** 東京工業大学　教授・工博
（昭和 62 年 4 月 10 日原稿受理）

降伏後の繰り返しにより鉄筋の塑性伸びが累加されるとはりは，さらに軸方向に拡がることになる[1]。

この状態が全スパンで生じると建物の水平長さが全体として拡がることになる。また鉛直荷重の影響，配筋量の違いなどにより，内部のスパンのはりがその他のはりに先行して降伏しようとした場合，その層の床全体を押し拡げなくてはならないことになる。実際の建物では，床や柱があり建物全体が容易に拡がるとは考えられず，水平方向の伸びを拘束する可能性のある，考えているはりに平行な耐震壁，小ばり，非構造壁等の構造要素が存在すれば，さらに横への拡がりが押えられることになる。このような状態を考慮すると降伏しようとするはりは，その周囲の構造要素から圧縮力を受けることが考えられる。はりに軸力が作用しないと考えていた場合に比べ，この圧縮力がはりの曲げ耐力を上昇させ，構造物は，はり降伏を起こさずに柱崩壊形になる可能性があると考えられる。筆者らは，柱に関する実験ではあるが，軸方向変形を拘束することによる軸力変動が，柱の力学的挙動に与える影響について報告した[2]。

構造計算において，骨組の応力計算時の剛比の計算や部材の断面算定時に T 形ばりの有効幅を用いることによりスラブの効果が考慮されている[3)~7)]。この T 形ばりの有効剛性の適用性は，床板の弾性理論的解析でも確かめられている[8]。また，塑性範囲における終局強度時の有効幅を全幅と考えると，はりの曲げ耐力を説明できるという報告がされている[6),9)]。このように，はりの曲げ耐力上昇に対するスラブの有効幅の研究は，数多く行われている。また，構造物がはり崩壊と成り得るためには，運動学的に適合する床板の崩壊が不可欠であり，骨組と床板が一体となり挙動する崩壊機構を正しく認識することの必要性があると述べられている[10]。筆者らは，スラブの効果の他にも上述したように，降伏しようとするはりが周囲の構造要素から圧縮力を受ける可能性があると考え，軸力の効果を考慮した断面解析と片持ちばりの部材解析を行い，軸方向変形を拘束した場合は，拘束しない場合に比べ耐力が上昇し，荷重-変位の関係も大きく

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

変る事を示した[11]。本研究は，長方形ばりおよびT形ばりの曲げせん断実験を行い，簡単な解析により軸方向変形が拘束されている場合の影響について考察したものである。

§2. 実験方法

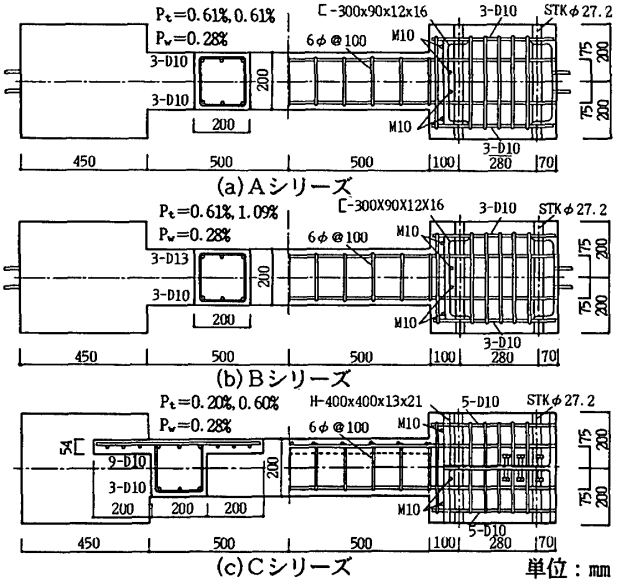
2.1 試験体および使用材料

実験に用いた試験体の寸法と配筋を図—2に示す。試験体は，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説[7]の例題1を参考に80 cm×35 cmのはりを考え，これを1/4に縮小し，はり幅を約2.3本分として20 cm×20 cmの断面とした。長さ（2a）は1 m，a/Dは2.5である。主筋には横ふしのD 10，D 13を使用した。Aシリーズは，上端3-D 10，下端3-D 10の対称配筋の長方形ばり，Bシリーズは，上端3-D 13，下端3-D 10の非対称配筋の長方形ばり，Cシリーズは，上端9-D 10，下端3-D 10のT形ばりである。断面は，以上の3種類で，このそれぞれのシリーズに対して軸方向変形拘束の有無を考え，全部で6体の試験体について実験を行った。T形ばりのスラブは鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 p. 11（1）式により求めた有効幅を参考に，その断面積が等価となる幅と厚さ（60 cm×5.4 cm）にし，配筋も同様に決定した。

使用材料の力学的性質を表—1，2に示す。

2.2 軸方向変形拘束の方法

軸方向変形拘束治具を図—3に示す。A，Bシリーズには，スタブをコの字形に囲むH形鋼と上下2枚ずつ両側で計4枚のプレートを連結した軸方向変形拘束治具（図—3（a））を用い，Cシリーズには，スタブ内に埋め込んだH形鋼のウェブと4枚のプレートを連結した軸方向変形拘束治具（図—3（b））を用いた。試験体の名称，断面形状および軸方向変形拘束治具全体の剛性



図—2 試験体

表—1 A，Bシリーズに使用した材料の力学的性質

鉄筋

	降伏応力度(kg/cm²)	引張強度(kg/cm²)	伸び率(%)
D10	3670	5400	22.8
D13	3520	5210	25.0
6φ	3900	4920	20.5

コンクリート

材令（日）	40	44	51
圧縮強度(kg/cm²)	310	333	337
圧縮強度時歪(10⁻⁶)	2300	2310	2380
ヤング係数(t/cm²)	232	226	226
引張強度(kg/cm²)	26.1	30.0	23.8

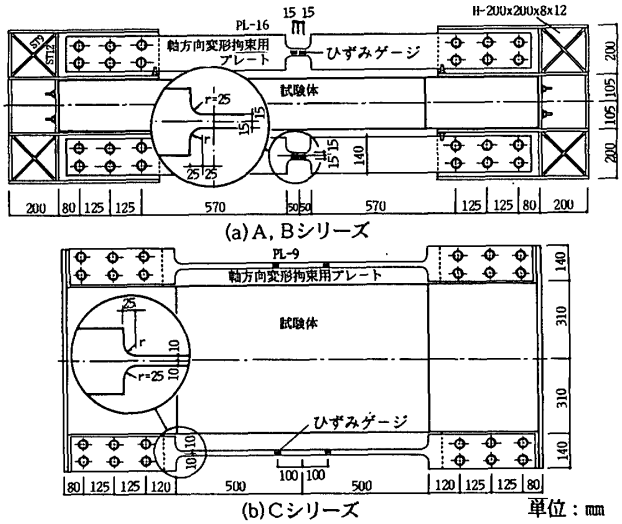
表—2 Cシリーズに使用した材料の力学的性質

鉄筋

	降伏応力度(kg/cm²)	引張強度(kg/cm²)	伸び率(%)
D10	4000	5990	20.3
6φ	3110	4290	28.4

コンクリート

材令（日）	27	36
圧縮強度(kg/cm²)	312	309
圧縮強度時歪(10⁻⁶)	2460	2560
ヤング係数(t/cm²)	242	225
引張強度(kg/cm²)	25.0	22.2



図—3 軸方向変形拘束治具

K（以後，軸方向変形拘束剛性と呼ぶ）を表—3に示す。Kは，実験により拘束プレートに発生した軸力と試験部分の伸びの関係から求めた剛性である。

実際の構造物中において降伏しようとする鉄筋コンクリートはりが，その周囲の構造要素から受ける拘束力の大きさは，そのはりの取り付いている位置および構造物の形態等により異なる。例えば，(a) 内部のスパンにあるはりの方が，外側のスパンに位置するはりより，軸方向変形に対して大きな拘束力を受ける，(b) 1スパンの建物のはりは，多スパンの建物にあるはりよりも軸方向変形に対して受ける拘束力は小さい，(c) はり間隔がある程度大きい方が伸びを押えるスラブの有効幅が大きい，等が考えられる。このような意味で，軸方向変形拘束剛性を一義的に定めることは困難である。そこで本実験では，はりの伸びを自由としたものと，軸方向変形を表—3に示す剛性で弾性的に抑制したものについて行った。この剛性は，Aシリーズ断面のコンクリートおよび鉄筋による圧縮剛性の0.16倍である。

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

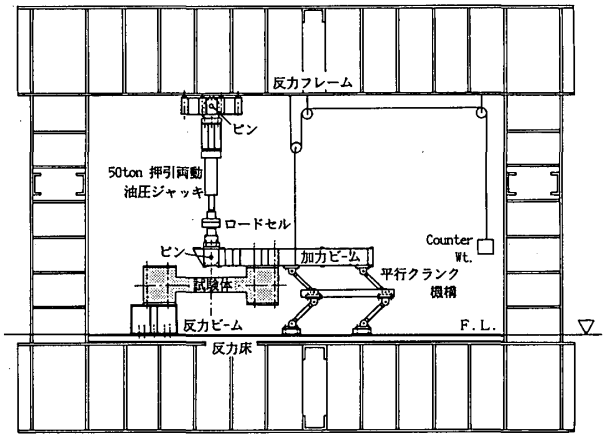
表—3　試験体一覧

	軸方向変形拘束なし	軸方向変形拘束あり
Aシリーズ	A－1 3-D10 / 3-D10, 200×200 K = 0 ton/cm	A－2 PL-16, 3-D10 / 3-D10, 200×200 K=150 ton/cm
Bシリーズ	B－1 3-D13 / 3-D10, 200×200 K = 0 ton/cm	B－2 PL-16, 3-D13 / 3-D10, 200×200 K=150 ton/cm
Cシリーズ	C－1 9-D10, 3-D10, 200×200 K = 0 ton/cm	C－2 9-D10, PL-9, 3-D10, 200×200 K=148 ton/cm

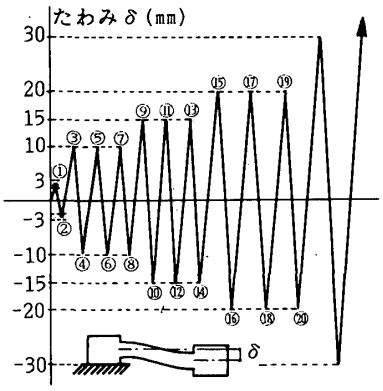
単位：mm

2.3　加力および測定方法

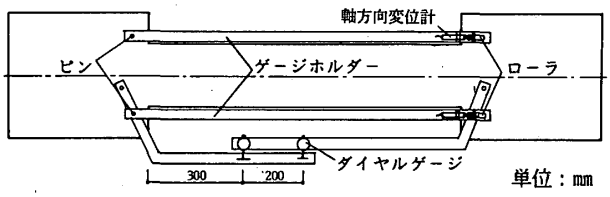
図—4 に示すように平行クランク機構を用い，加力ビームを介して 50 ton 押引両動油圧ジャッキにより逆対称載荷した。漸増繰り返し載荷の経路は図—5 に示すように，最初のループは引張側の主筋が降伏する（たわみで約 3 mm）前後において繰り返し，試験体によって多少異なるが，それ以後の繰り返しはたわみにより制御した。



図—4　加力装置



図—5　載荷経路



図—6　変位の測定方法

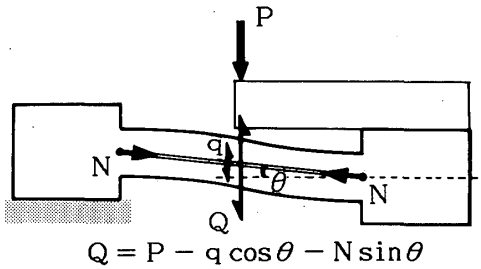
荷重は，オイルジャッキ先端のロードセルから検出した。図—6 に示すように，二つのダイヤルゲージにより試験体のたわみおよび回転角を測定し，両端ピンローラのゲージホルダーに取り付けた軸方向変位計により軸方向変形を測定した。図—3 に示すように，軸方向変形拘束用プレートにひずみゲージをちょう(貼)付しプレートに生じる軸力を測定した。

§3. 実験結果

各試験体のせん断力とたわみの関係，せん断力と軸方向変形の関係，せん断力と発生した軸力の関係および最終破壊状況を以下に示す。軸方向変形拘束用プレートを取り付けた試験体のせん断力（Q）は，図—7 に示す方法によりプレートに発生したせん断力（q）と軸力（N）の影響を取除いてある。

3.1　せん断力-たわみ関係

各試験体のせん断力とたわみの関係を図—8 に示す。図中の破線で示した直線は e 関数法により軸力ゼロのときの最大曲げモーメントを求め，はりの両端部が同時に最大曲げモーメントに達するとして求めたせん断力を示している。軸方向変形を拘束しない場合を実線で示し，拘束した場合を破線で示す。軸方向変形を拘束しない場合，A-1，B-1 とも部材角 1/20（δ＝50 mm を部材長さ 1000 mm で割った値）以上まで耐力低下を起こさなかったが，C-1 は部材角 1/50（δ＝20 mm）付近からコンクリートの圧壊，せん断ひび割れにより荷重の減少がみられ，部材角 1/25（δ＝40 mm）で荷重が大きく低下した。荷重について軸方向変形を拘束した場合と拘束しない場合とを比較すると，部材角 1/50 において A, B, C シリーズでは，それぞれ約 2 倍，約 1.5 倍，約 1.5 倍に上昇し

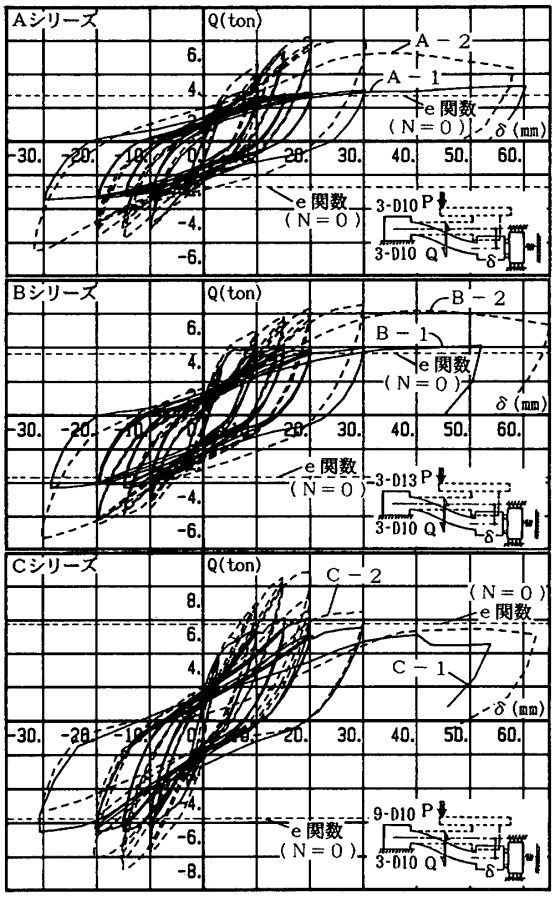


$$Q = P - q\cos\theta - N\sin\theta$$

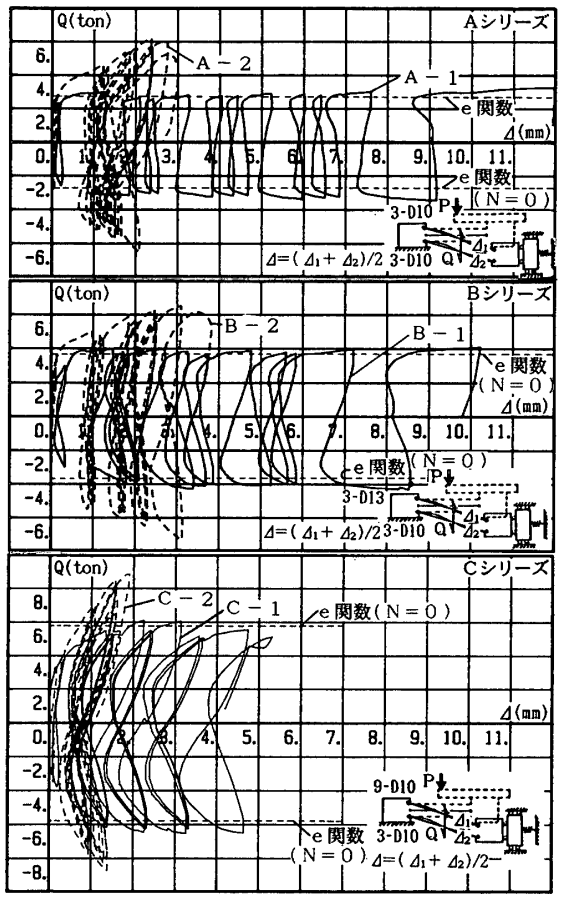
P：外力
N：プレートに働いている軸力
q：プレートに働いているせん断力
Q：はりのせん断力

図—7　はりのせん断力（Q）

NII-Electronic Library Service



図—8　せん断力-たわみ関係



図—9　せん断力-軸方向変形関係

た。軸方向変形を拘束した場合，A-2，B-2 は最大耐力以後，緩やかに耐力低下を起こしたが，C-2 は部材角 1/50 以後の耐力低下が大きかった。各繰り返しループにおいて，第 1，第 2，第 3 サイクルの順に荷重が減少したが，軸方向変形を拘束した場合は，拘束しない場合に比べ減少の割合が大きかった。これは，コンクリートの圧壊，せん断ひび割れで耐力低下を起こし，軸力が低下したためと思われる。

3.2　せん断力-軸方向変形関係

各試験体のせん断力と軸方向変形の関係を図—9 に示す。はり上部の軸方向変形 Δ_1 とはり下部の軸方向変形 Δ_2 との平均をもって軸方向変形とした。全シリーズとも軸方向変形を拘束した場合は，しない場合に比較し伸びが約 1/3 になっており軸方向変形拘束治具が有効に働いたものと考えられる。繰り返すごとに軸方向変形が増加し，塑性ひずみの累積がわかる。繰り返しの各サイクルのピークから除荷すると軸方向変形量が減少し，その減少の仕方は，A，B シリーズより C シリーズの方が激しかった。A シリーズと B シリーズでは，B シリーズの方が軸方向変形が小さかった。C シリーズは，A，B シリーズに比較して軸方向変形は約半分であった。

3.3　せん断力-軸力関係

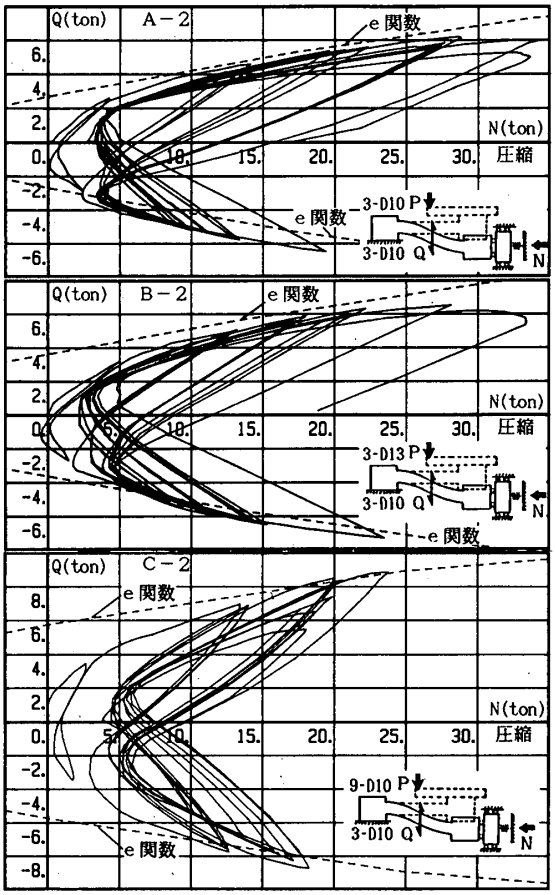
各試験体のせん断力と発生した軸力の関係を図—10 に示す。図中の破線は e 関数法により軸力と最大曲げモーメントの関係を求め，はりの両端部が同時に最大曲げモーメントに達するとして求めた軸力とせん断力の包絡線を示している。軸力は，プレートに引張力が生じ，はりに圧縮力が加わる時を（＋）として示してある。実験結果はこの包絡線にぶつかるとこれに沿って動いている事がわかる。A シリーズ，B シリーズとも最大約 35 ton の軸力が発生し，C シリーズでは約 25 ton の軸力が発生した。それぞれのシリーズにおいて軸方向変形を拘束した場合に耐力上昇が見られたのは，この拘束軸力の発生によるものと考えられる。

3.4　最終破壊状況

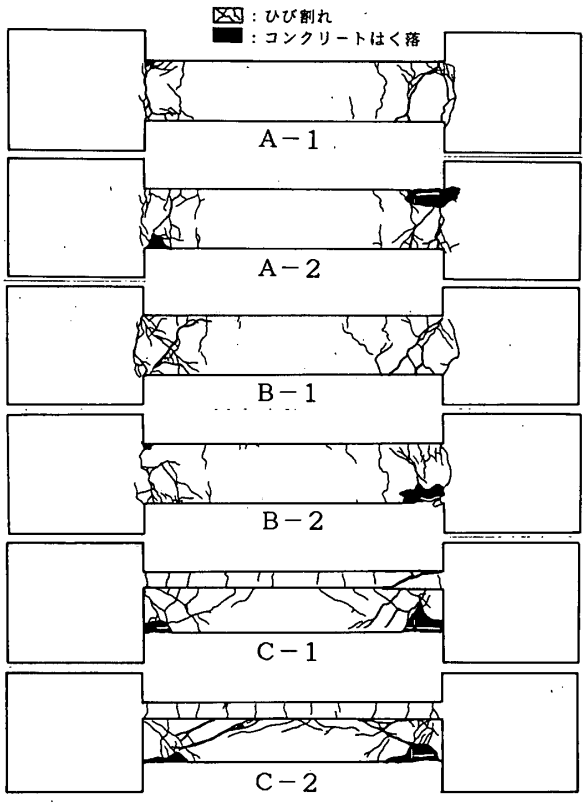
それぞれの試験体の最終破壊状況を図—11 に示す。軸方向変形を拘束しない場合は，A，B シリーズともはり端部に曲げひび割れが多く，C シリーズは，はり端部下端のコンクリートがはく落し，せん断ひび割れがスラブまで突き抜けた。軸方向変形を拘束した場合は，全シリーズともはり端部に置いてコンクリートがはく落した。A シリーズでは，はり端部において上・下端筋ともに座屈したが B シリーズでは，下端筋のみが座屈を起こし，上端筋は座屈に至らなかった。C シリーズは，A，B シリーズに比べ上端筋の受ける圧縮応力がさらに小さいため，下端筋が座屈し上端筋は座屈しなかった。

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan



図—10　せん断力-軸力関係



図—11　最終破壊状況

§4. 解析方法

4.1　弾塑性部材モデル

曲げせん断力を受け，軸方向変形拘束を考慮したはり部材を解析するために，軸力と曲げモーメントの相関関係を考慮することのできる，材端に複数個の弾塑性軸バネを有する弾塑性部材モデル用いる。図—12 の a-b 部分，e-f 部分は剛域であり，c-d 部分は曲げせん断変形を考慮した弾性部材である。この弾性部材の軸芯は，断面の重心位置に置く。b-c 間，d-e 間には，複数個の弾塑性軸バネを設ける。

4.2　断面の性質と弾塑性軸バネの性質

鉄筋コンクリート断面が受けている軸力 N と曲げモーメント M を材料の応力-ひずみ関係をもとに表すと（1）式となる。

$$N=\int \sigma_s dA+\int \sigma_c dA$$

$$M=\int \sigma_s Z_s dA+\int \sigma_c Z_c dA \quad \cdots\cdots(1)$$

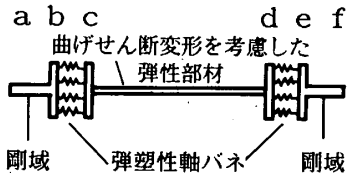
ただし，σ_s，Z_s は鉄筋の微小要素の応力および断面重心からその要素までの距離，σ_c，Z_c はコンクリートの微小要素の応力および断面重心からその要素までの距離である。

（1）式と同様の結果を得る方法として図—13 に示すようにコンクリート断面を層状に分割し，その各層のひずみ ε，応力 σ は一定であるとして，軸力 N と曲げモーメント M を（2）式によって求める方法がよく用いられる。

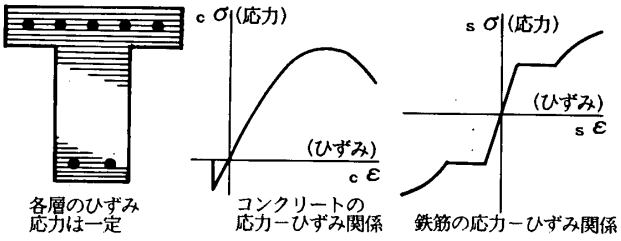
$$N=\Sigma\sigma_{si}a_{si}+\Sigma\sigma_{cj}a_{cj}$$

$$M=\Sigma\sigma_{si}a_{si}Z_{si}+\Sigma\sigma_{cj}a_{cj}Z_{cj} \quad \cdots\cdots(2)$$

ただし，$i=1\sim m_s$（m_s は鉄筋の段数），$j=1\sim m_c$（m_c はコンクリートの層状分割数），σ_{si}，a_{si}，Z_{si} は i 段目の鉄筋要素の応力・断面積・断面重心からの距離，σ_{cj}，a_{cj}，Z_{cj} は j 番目のコンクリート要素の応力・断面積・



図—12　弾塑性部材モデル



図—13　分割モデルと応力-ひずみ関係

NII-Electronic Library Service

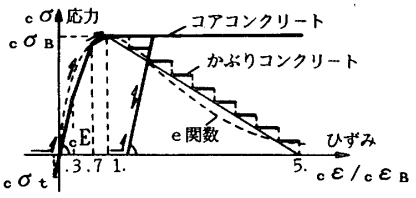
Architectural Institute of Japan

断面重心からの距離である。

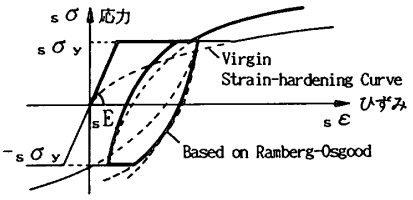
本解析法は，部材の両端に有限の長さ l' を持つ複数個の弾塑性軸バネを設けることによって，この考え方を部材解析に組み込んだものである（図—12)。本方法によると，一つ一つの軸バネにコンクリート，鉄筋等の材料の性質を持たせることにより，断面の軸力と曲げモーメントの相関関係を考慮した解析が行える[12)]。

4.3　弾塑性軸バネの荷重-変位関係のモデル化

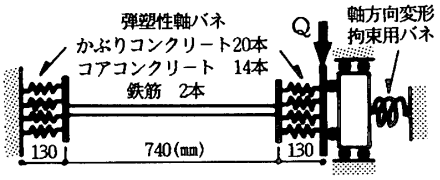
コンクリートの応力-ひずみ関係および鉄筋の応力-ひずみ関係は，図—14，15 に示すものを用いる。あばら筋に囲まれたコアコンクリートは，ひずみ軟化を起こさないものとする。鉄筋の応力-ひずみ関係は，文献 13) に用いられたものとし，バウシンガー効果，ひずみ硬化等を考慮する。これらの応力-ひずみ関係を，部材端部に取り付くそれぞれの軸バネの軸力-変位関係に置き換える。



図—14　コンクリートの応力-ひずみ関係



図—15　鉄筋の応力-ひずみ関係[13)]



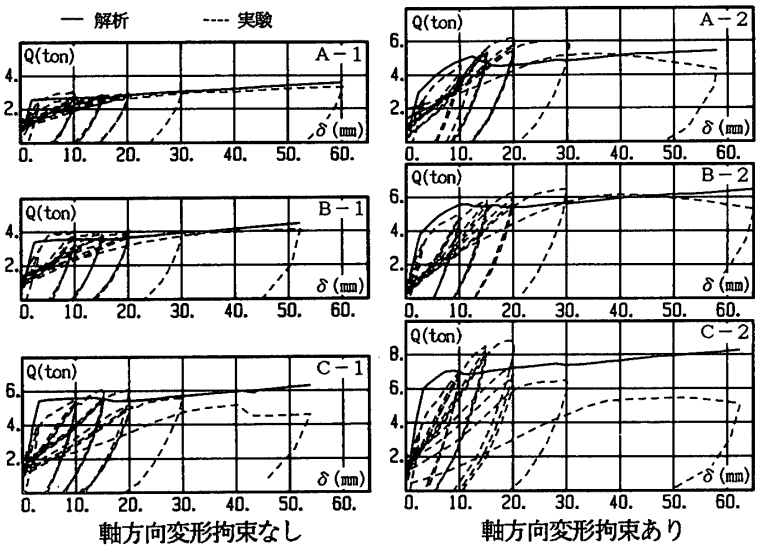
図—16　解析モデル

§5. 解析による考察

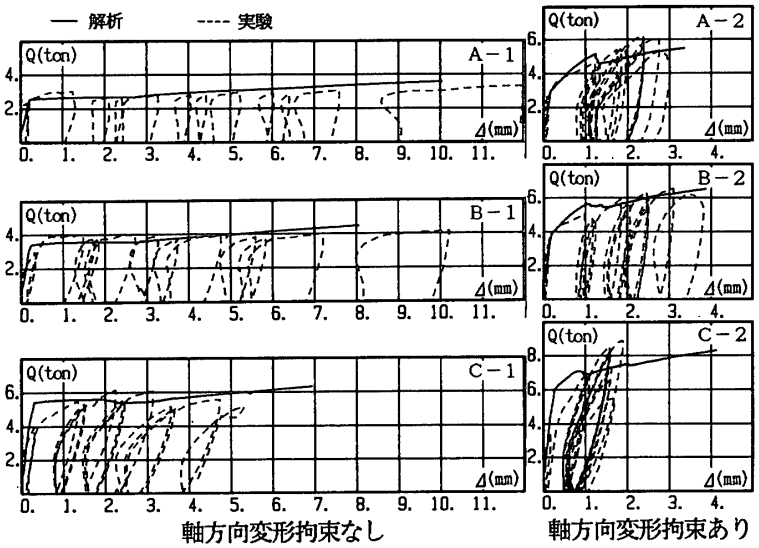
本実験における軸方向変形を拘束した場合の耐力上昇および軸方向変形の減少を考察するために，簡単な解析を行った。

5.1　一方向載荷による解析

6 体の試験体について，一方向載荷の解析を行った。図—16 に解析モデルを示す。弾塑性軸バネの長さは，最終破壊状況からはりの長さの 2/15 とした。鉄筋を 2 本の軸バネで，かぶりコンクリートを 20 本の軸バネで，コアコンクリートを 14 本の軸バネで表した。部材の左端を固定し，右端に軸方向変形拘束バネを設けた。各試験体のせん断力とたわみの関係を図—17 に，せん断力と軸方向変形の関係を図—18 に示す。破線で示したものが実験結果，実線で示したものが解析結果である。A-1，B-1，C-1 は，C-1 の耐力低下以後を除いては，解析結果と実験結果とがよい対応を示している。A-2，B-2，C-2 では，解析においても耐力上昇を起こす傾向



図—17　せん断力-たわみ関係

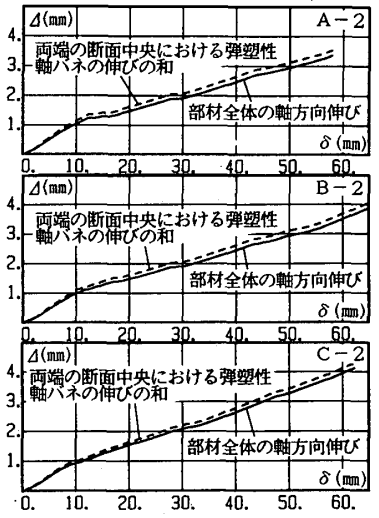


図—18　せん断力-軸方向変形関係

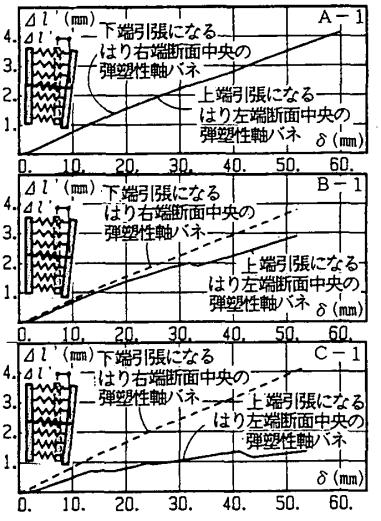
NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

は示されているが，解析の方が実験よりも耐力上昇の割合が小さく，特にC-2では最大耐力以後の解析結果と実験結果との対応がよくない。解析結果のうちA-2，B-2，C-2について軸方向変形とたわみの関係を図—19に示す。図中の破線で示したものは，部材両端の断面中央における弾塑性軸バネ（図—12 b-c，d-e間）の伸びの和とはりのたわみの関係である。図中の実線で示したものは，部材全体の伸びとはりのたわみの関係である。破線と実線ではさまれた部分が，中間部の弾性部材（図—12 c-d部分）の縮みになっている。解析結果のうちA-1，B-1，C-1についてはり端部断面中央の弾塑性軸バネの伸びとはりのたわみの関係を図—20に示す。図中の破線で示したものは，はりの右端断面中央の弾塑性軸バネの伸びとはりのたわみの関係である。図中の実線で示したものは，はりの左端断面中央の弾塑性軸バネの伸びとはりのたわみの関係である。はり左端は，B-1においては3-D 13，C-1においては9-D10の鉄筋量の多い上端が引張を受ける部分で，右端はその反対に鉄筋量の少ない下端が引張になる部分である。このため，対称配筋のAシリーズでは，左右の軸バネの伸びは同じであるが，B，Cシリーズでは右側の軸バネの伸びが左側の軸バネの伸びよりも大きくなっており，断面の非対称性の強いCシリーズでは，その差が大きい。



図—19　軸方向変形-たわみ関係



図—20　断面中央の弾塑性軸バネの伸び-たわみ関係

5.2　漸増繰り返し載荷による解析

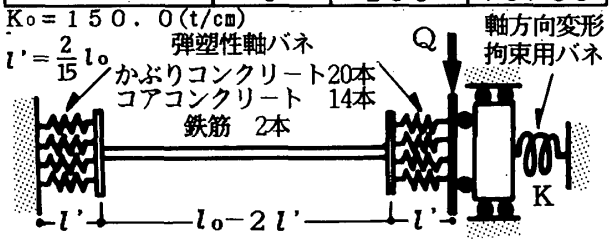
図—16に示す解析モデルを用い，6体の試験体について漸増繰り返し載荷の解析を行った。せん断力とたわみの関係および，せん断力と軸方向変形の関係をそれぞれ図—21，22に示す。図中の破線で示したものが実験結果，実線で示したものが解析結果である。解析では，鉄筋のすべり，斜めひび割れを考慮していないため，実験にみられる逆S字形が表れずループの形までは表せていないが，軸方向変形を拘束すると耐力が上昇し，軸方向伸びが減少する傾向がみられる。軸方向伸びについて一方向載荷と比較すると，繰り返した場合の方が軸方向伸びは大きくなっており，繰り返し載荷により塑性伸びが累積されることが分かる。

5.3　せん断スパン比をパラメータとした解析

軸方向変形を拘束した場合，拘束しない場合に比較し耐力が上昇することが，実験および上述の解析において確認された。ここでは，せん断スパン比a/Dと耐力上昇の関係を調べるために，Aシリーズの断面を用いて，a/D＝2～5の解析を行った。解析モデルの一覧を表—4に示す。弾塑性軸バネの長さl'によってせん断力-たわみ曲線の形は，若干影響を受けるが，a/Dと耐力上昇の相対的な関係には，影響がほとんど無いので，l'は前項の解析同様，部材長さの2/15とした。軸方向変形拘束剛性Kには，耐震壁・柱によるKのように部材長さに係わらず一定のもの，スラブ・小ばりによるKのように部材長さに反比例するものがある。そこで，前項の解析に用いたK＝150 t/cmで一定にしたものと，前項の解析に用いたa/D＝2.5（2a＝100 cm），K_0＝150

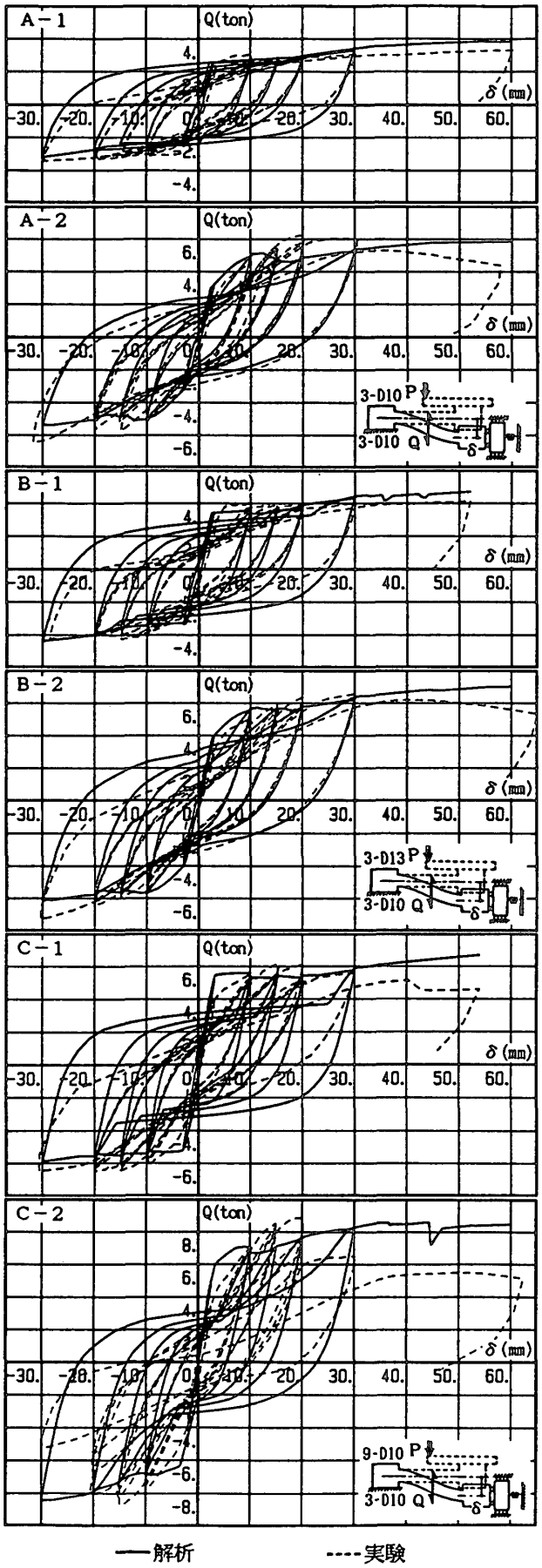
表—4　解析モデル一覧（Aシリーズ断面）

	せん断スパン比 a/D	部材の長さ l_0＝2a (cm)	軸方向変形拘束剛性 K(t/cm)
K＝K₀	2	80	150.0
	3	120	150.0
	4	160	150.0
	5	200	150.0
$K=K_0\cdot\frac{100}{l_0}$	2	80	187.5
	3	120	120.0
	4	160	93.75
	5	200	75.00

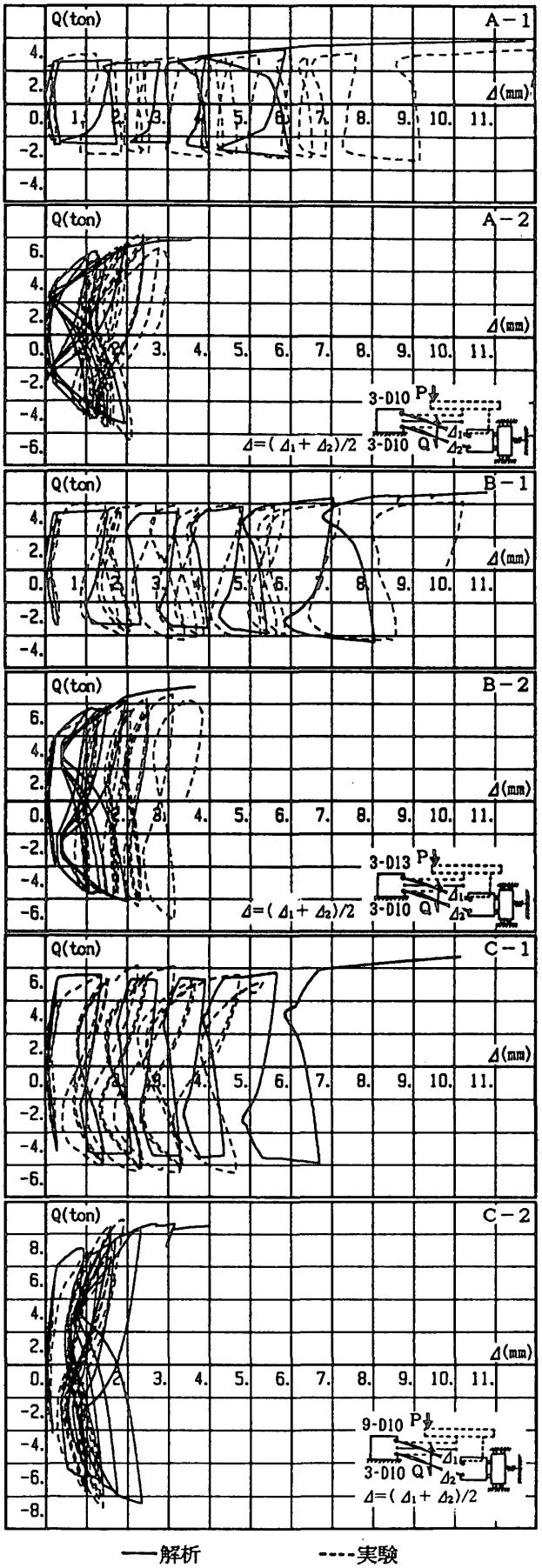


NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan



図—21　せん断力-たわみ関係



図—22　せん断力-軸方向変形関係

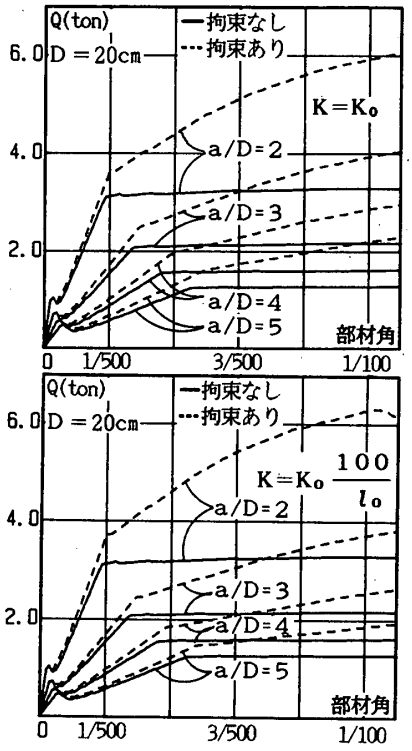
NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

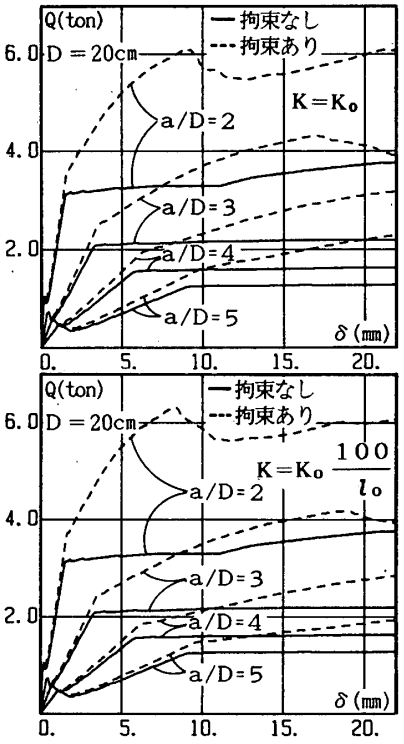
t/cm を基準に，部材長さに反比例するとしたものの 2 ケースを考えた。せん断力とたわみの関係を図—23 に，せん断力と部材角の関係を図—24 に示す。上の図は，K を一定とした場合の解析結果で，下の図は，K が部材長さに反比例するとした場合の解析結果である。同じたわみ量，同じ部材角に対して a/D が小さいほど，耐力上昇の割合が大きいことが分かる。耐力上昇率と部材角の関係を図—25 に示す。ここで示した耐力上昇率は，同じ部材角の時の軸方向変形を拘束した場合のせん断力を，軸方向変形を拘束しない場合のせん断力で除した値である。曲げひび割れ発生以後に耐力上昇率が 1 を越える。その後，軸方向変形を拘束しないはりは，降伏荷重に達したのち荷重がほぼ一定となるのに対し，軸方向変形を拘束したはりは，その後もほぼ直線的に荷重が上昇しているため耐力上昇率もほぼ直線的に増加している。K を一定とした場合と，K が部材長さに反比例するとした場合のどちらも，a/D が小さいほど耐力上昇率が大きくなっている。しかし，K を一定とした場合の方が，K が部材長さに反比例するとした場合よりも，a/D による耐力上昇率の差は小さい。K を一定とした場合の解析結果に見られる，a/D による耐力上昇率の違いは，部材長さが異なることにより生まれる，中間部弾性部材の軸方向変形に対する縮みやすさの違いのみによるものである。一方，K が部材長さに反比例するとした場合の解析結果に見られる，a/D による耐力上昇率の違いは，上述の現象と外からの拘束力の違いが複合されたものである。

§6. 結　論

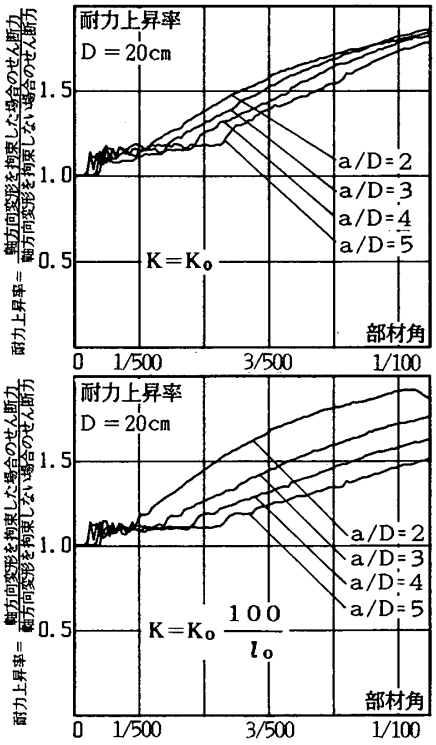
実際の構造物中において曲げ降伏しようとする鉄筋コンクリートはりは，その周囲の構造要素から軸方向変形拘束を受ける可能性があるという考えに基づき，軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリートはりの曲げせん断実験および，部材端部に複数の弾塑性軸バネを有する簡単なモデルにより解析を行った。これらから以下の結論を



図—24　せん断力-部材角関係



図—23　せん断力-たわみ関係



図—25　耐力上昇率-部材角関係

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

得たが，このようにはりの降伏耐力が上昇することは，はり降伏形が柱降伏形になるなど，構造物の崩壊形が設計の段階で想定したものとは異なる可能性があり，このような現象についての検討は，今後の研究課題としたい。

（1） 軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリートはりが，曲げせん断力を受け変形すると，はりには圧縮力が加わり，拘束を受けないはりに比べ耐力上昇を起こす。本実験に用いた試験体では，その上昇の割合は，1.5～2倍であった。

（2） 軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリートはりは，コンクリートの圧壊が，軸方向変形拘束を受けないはりに比べ早目に生じるため，変形能力が低下する。特にT形ばりではその低下が著しい。このため，軸方向変形拘束を受けるはりに，変形能力を期待し過ぎないようにする必要がある。

（3） 端部に複数の弾塑性軸バネを有する部材モデルにより解析を行った結果，実験と解析はほぼよい対応を示した。

（4） 軸方向変形を拘束した場合の耐力上昇の割合は，同じたわみ量および同じ部材角で比較した場合，せん断スパン比が小さいほど大きい。

謝　辞

鉄筋の応力-ひずみ関係は，福井大学助教授・小林克巳博士が作成したプログラムを使用させて頂いた。実験に際し，福井大学工学部技官・福田　萬氏，当時福井大学卒論生・笹島勝也氏，関谷忠良氏の協力を得た。ここに謝意を表します。なお，研究費の一部に文部省科学研究費を使用しました。関係者各位に御礼申し上げます。

参考文献

1） 瀧口克己，市之瀬敏勝：鉄筋コンクリート梁の材長変化について，日本建築学会東海支部研究報告集，昭和52年2月，pp. 251～254

2） 黒正清治，松崎育弘，瀧口克己，和田　章，林　静雄，福原正志，小林克巳，三枝達夫：高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震性能に関する研究（その9），日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和60年10月，pp. 441～442

3） 坪井善勝：T梁に関する理論的研究，日本建築学会論文報告集，第21号，昭和16年4月，pp. 195～204

4） 坪井善勝：T梁に関する理論的研究（Ⅱ），（Ⅲ），日本建築学会論文報告集，第26号，昭和17年9月，pp. 105～115

5） 東　洋一：T形大梁・小梁の協力幅と有効剛度，日本建築学会論文報告集，第57号，昭和32年7月，pp. 353～356

6） 東　洋一，大久保全陸：中央集中荷重時単純支持鉄筋コンクリートT梁の有効幅と破壊性状，日本建築学会論文報告集，第146号，昭和43年4月，pp. 13～20

7） 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，昭和57年6月

8） 内山武司：はり材の偏心を考慮した周辺固定小ばり付床板の解析，日本建築学会構造系論文報告集，第373号，昭和62年3月，pp. 92～99

9） M. Yoshimura and Y. Kurose：Inelastic Behavivor of the Building, Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures, James K. Wight, ed., ACI, 1985, SP-84, pp. 163～201

10） 穂積秀雄，小林義幸，山野祐司，平野道勝：床板と骨組から成る構造物の降伏関節線法による極限解析，日本建築学会構造系論文報告集，第355号，昭和60年9月，pp. 39～52

11） 和田　章，林　静雄，坂田弘安：軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの弾塑性性状，構造工学論文集，Vol. 32B，昭和61年3月，pp. 183～188

12） 近藤　晃，深井　豊，和田　章，坂田弘安：増分解析法による保有耐力算定法について，第8回電子計算機利用シンポジウム論文集，昭和61年3月，pp. 175～180

13） 小林克巳，黒正清治，瀧口克己：鉄筋コンクリート断面の二軸曲げ解析Ⅱ，日本建築学会論文報告集，第308号，昭和56年10月，pp. 70～81

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

SYNOPSIS

UDC : 624. 072. 7. 012 : 624. 04

AN EXPERIMENTAL STUDY ON ELASTIC AND PLASTIC BEHAVIORS OF REINFORCED CONCRETE BEAM IN CONSIDERATION AXIAL RESTRICTION EFFECT OF DEFORMATION

by **HIROYASU SAKATA**, Dr. **SHIZUO HAYASHI**, Dr. **AKIRA WADA** and Dr. **SEIJI KOKUSHO**, Members of A. I. J.

A method exists for designing a building in which the form of collapse mechanism is assumed in advance. In such a case, it is recommended that the strength of columns of the structure be made higher than those of the beams. The rotation of the beam end is absorbed by the plastic deformation due to yielding of the reinforcing steel bars. The position of the neutral axis in the cross-sectional area can be seen to edge considerably near the compression zone crossing the central axis. As a result, the axial elongation can happen.

If this condition occurs throughout the every span, the horizontal length of the building will expand as a whole. In considered to expand because of the slabs, possibly restraining the elongation in horizontal direction. Considering such a condition, the beam tending to yield is considered to be subject to the compressive forces from the surrounding structural members. Comparing the case where axial force was considered not to act on the beam, there is a potential that this compressive force will increase the flexural strength of beam so that the structure will not collapse in the assumed mechanism.

In this study, the bending shear experiment of rectangular beam and T-shaped beam was performed to consider the effect of axial restriction of deformation, through a simple analysis.

As a result, experiment and analysis show that the flexural strength of reinforced concrete beams increase by 50 % because of axial rigidity. This implies a potential that the structure will not collapse in the assumed mechanism.

NII-Electronic Library Service