

曲げ降伏するはりの軸方向伸びを考慮した 鉄筋コンクリート骨組の弾塑性挙動に関する解析研究

正 会 員 坂 田 弘 安*
正 会 員 和 田 章**
正 会 員 林 静 雄**
正 会 員 黒 正 清 治***

§1. 序 論

筆者らは、降伏しようとする鉄筋コンクリートはり軸方向に伸びようとするためその周辺構造要素から圧縮軸力を受ける可能性があることに着目し、軸方向変形拘束剛性を鉄筋コンクリートはりが支持しているスラブの軸方向剛性の値から決め、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断面解析・部材解析¹⁾および、逆対称載荷実験を行った²⁾。その結果、はりの軸方向変形を拘束した場合、はりには圧縮力が生じ拘束しない場合に比べ耐力が上昇することを確認した。これらは、はりの軸方向変形が拘束されるという仮定の下に行ったものであるが、続いて構造要素である柱がはりの軸方向変形を拘束すると考えられる単純な不静定骨組に対して繰り返し載荷実験を行った。その結果、はりに圧縮軸力が生じることおよびはりに軸力が生じないと考えた場合に比べ耐力上昇することを確認した³⁾。この構造物の場合、柱部材角=0.42%程度の小さな変形レベルから上述の現象が現れることを確認した。本論では、接合部パネルのせん断変形、鉄筋の付着すべりを考慮した分割要素法による鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析法⁴⁾を用いて、文献3)の試験体2体を解析し、本解析法が軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリート骨組の解析に対して有効であることを示す。さらに3層1スパンの鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析を行い、1・2階柱のせん断力分担率の変化、2階はりに生じる軸力、骨組としての耐力等について考察する。

§2. 解析方法

接合部パネルのせん断変形、鉄筋の付着すべりを考慮した分割要素法による鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析法⁴⁾を用いる。解析法の詳細な説明は文献4)を参照して頂きたい。

* 東京工業大学 助手
** 東京工業大学 助教授・工博
*** 東京工業大学 名誉教授・工博
(昭和63年7月10日原稿受理)

§3. 柱により軸方向変形拘束を受けるはりを有する鉄筋コンクリート不静定骨組の数値解析

3.1 解析対象および解析モデル

解析対象はせん断スパン比の違いおよびスラブの有無に対して本解析法の有効性を示すために文献3)の試験体内、はりのせん断スパン比が1.75でスラブ無しの場合のF07とはりのせん断スパン比が2.5でスラブ付きの場合のS10の2体とした。実験に用いた試験体の寸法と配筋を図-1に示し、図-2に加力装置を示す。解析モデル

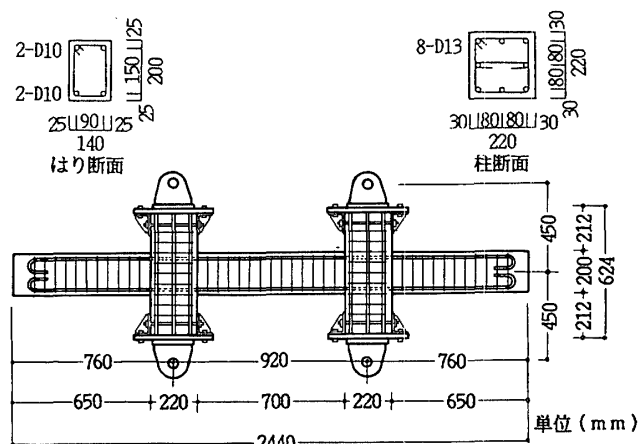


図-1 試験体図 (F07)

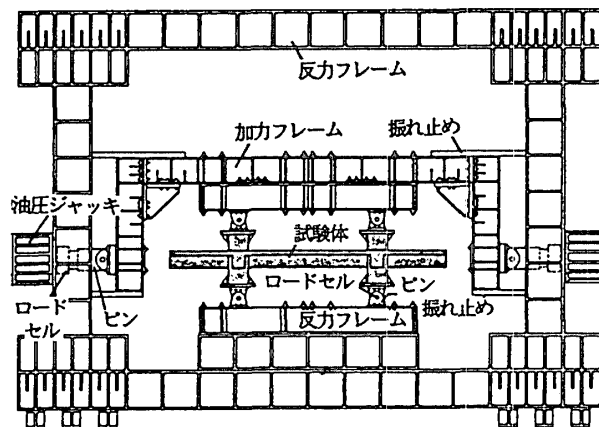


図-2 加力装置³⁾

および要素分割図を図-3に示す。接合部パネルは柱主筋およびはり主筋によって囲まれた大きさとし、厚さに関してはF07は柱幅とはり幅の平均とし、S10は直交ばかりがついていることを考えて柱全幅とした。図-4に実験により得られたS10のはり主筋が初めて降伏したとき(柱部材角=0.42%)のスラブ筋のひずみ分布を示すが、ここに示すようにスラブの幅方向に対してスラブ筋にはほぼ等しい大きさのひずみが生じている。そのため解析に当たって、S10のはりはスラブ全幅を有するT形断面として扱った。境界条件は、二本の柱の下をピンとし、図-3の解析モデルの①点と②点の鉛直変位を等置し、①点と②点に等しい大きさの水平強制変位を与えた。変位履歴は、実験を単純化して3.8mmループで一回、13.5mmループで一回ずつ繰り返した後に正方向に変形させた。

3.2 解析に用いた諸定数

解析に用いた諸定数を文献4)の図-3~図-6に対応させて表-1および表-2に示す。

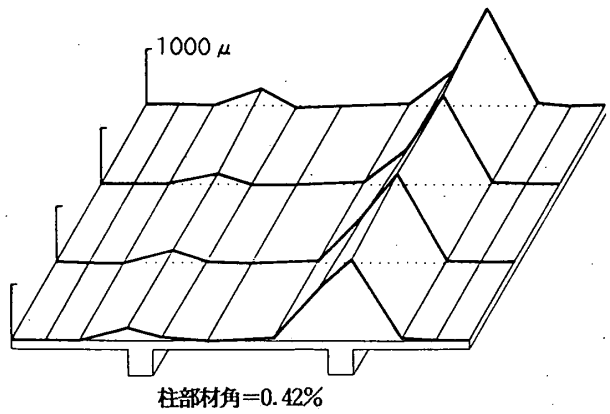


図-4 スラブ筋のひずみ分布 (S10, 実験結果)

表-1 F07の解析に用いた諸定数

$\sigma E = 227.0$	t/cm ²	$\sigma E = 2100.$	t/cm ²
$\sigma \sigma_B = 264.0$	kg/cm ²	$E_p = 21.$	t/cm ²
$\sigma \epsilon_B = 0.0023$		$\alpha = 10.5$	t/cm ²
$K_1 = 4.0$	t/cm ³	$\sigma \sigma_y = 3900.(D6)$	kg/cm ²
$K_2 = 0.2$	t/cm ³	$= 3670.(D10)$	kg/cm ²
$K_3 = 0.05$	t/cm ³	$= 3520.(D13)$	kg/cm ²
$\tau_{y1} = 40.0$	kg/cm ²	$G_1 = 60.$	t/cm ²
$\tau_{y2} = 5.0$	kg/cm ²	$G_2 = 45.$	t/cm ²
$\gamma_{y1} = 0.00043$		$G_3 = 15.$	t/cm ²
$\gamma_{y2} = 0.00227$			

表-2 S10の解析に用いた諸定数

$\sigma E = 212.0$	t/cm ²	$\sigma E = 2100.$	t/cm ²
$\sigma \sigma_B = 260.0$	kg/cm ²	$E_p = 21.$	t/cm ²
$\sigma \epsilon_B = 0.0025$		$\alpha = 10.5$	t/cm ²
$K_1 = 4.0$	t/cm ³	$\sigma \sigma_y = 3900.(D6)$	kg/cm ²
$K_2 = 0.2$	t/cm ³	$= 3670.(D10)$	kg/cm ²
$K_3 = 0.05$	t/cm ³	$= 3520.(D13)$	kg/cm ²
$\tau_{y1} = 40.0$	kg/cm ²	$G_1 = 60.$	t/cm ²
$\tau_{y2} = 5.0$	kg/cm ²	$G_2 = 45.$	t/cm ²
$\gamma_{y1} = 0.00043$		$G_3 = 15.$	t/cm ²
$\gamma_{y2} = 0.00247$			

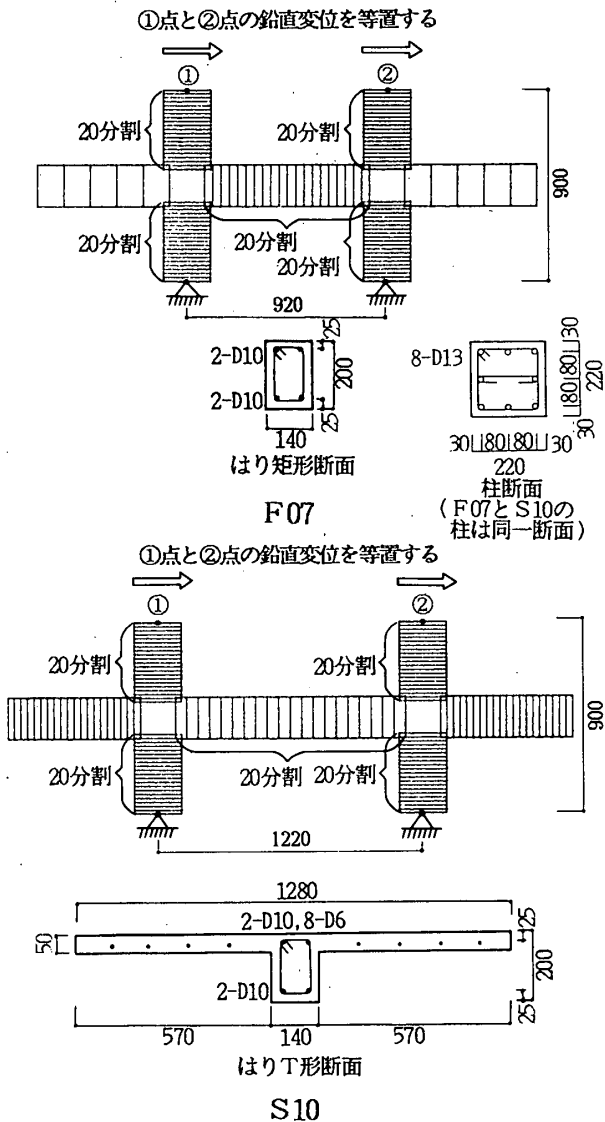


図-3 解析モデル

3.3 解析結果および考察

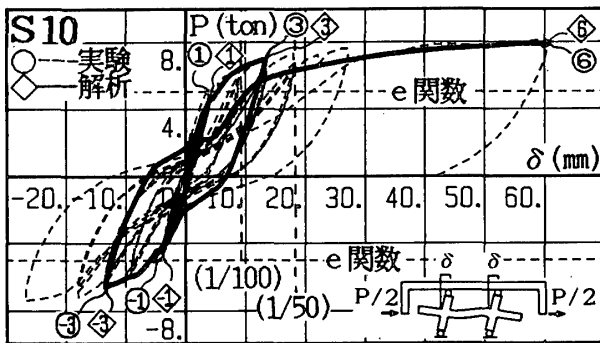
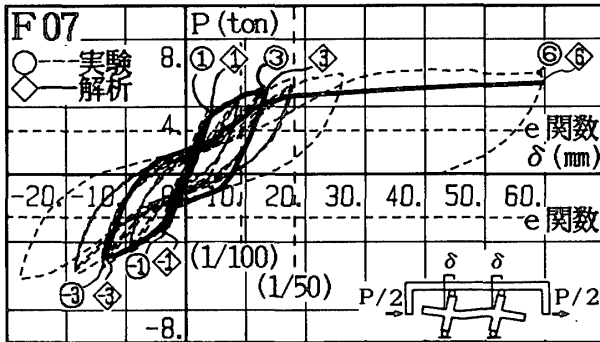
1) 層せん断力-柱の層間変位関係

図-5に層せん断力と柱の層間変位の関係を実験値と比較して示す。図中の①, ①, ③, ③, ⑥は実験結果を示し, ④, ④, ⑤, ⑤, ⑥は解析結果を示しており, 1は3.8mmループに, 3は13.5mmループに, 6は最終状態に対応している。図中のe関数と示した破線は, はりの軸力を0tonとしてe関数法により最大曲げモーメントを求め, はりの両端が同時にこの曲げモーメントになるとして求めた層せん断力を示している。F07, S10両者ともループの形まで含めよい対応を示している。最大耐力はF07では解析値の方が実験値よりやや小さいがS10では耐力上昇に関しても実験と同様の数値が得られている。この耐力上昇は, 後に詳細なデータを示すが, 柱からの拘束によりはりに圧縮軸力が生じは

りの曲げ耐力が上昇したため生じたものである。

2) 層せん断力-はりの軸方向変位関係

図-6に層せん断力とはりの軸方向変位の関係を実験値と比較して示す。F07, S10 どちらの場合も解析の方が伸びがやや小さいが、①と①、③と③、③と③、③と③に示すようによい対応を示している。



() 内は1階柱脚から2階はり中心までの高さ4000mmで除した1階の層間変形角

図-5 層せん断力-柱の層間変位関係

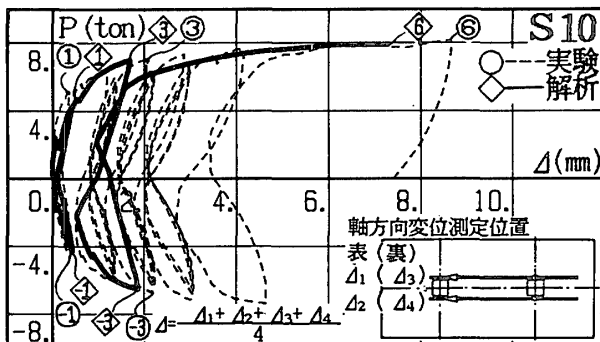
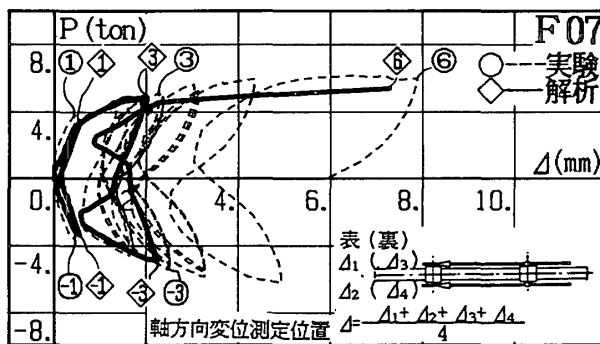


図-6 層せん断力-はりの軸方向変位関係

3) はり端曲げモーメント-はりの軸力関係

図-7, 8にはり右端の曲げモーメントとはりに生じた軸力の関係およびはり左端の曲げモーメントとはりに生じた軸力の関係を実験値と比較して示す。軸力ははりに圧縮力が生じる時を正で示してある。ここで示している曲げモーメントは上下の柱のせん断力から計算した柱芯でのはりの曲げモーメントである。曲げモーメントが正の時に右端では上端引張りになり、左端では下端引張

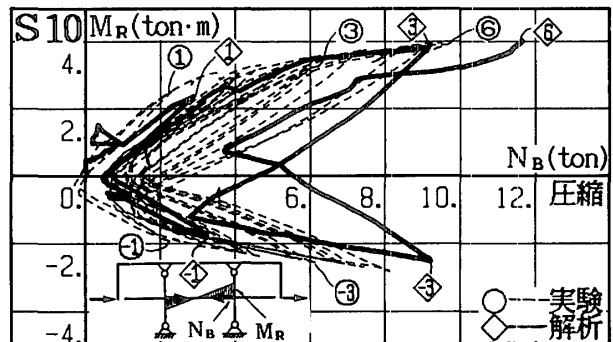
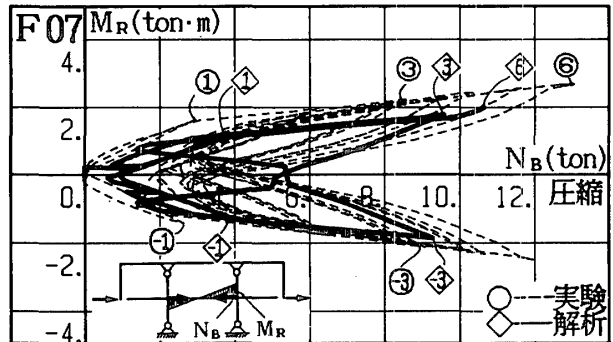


図-7 はり右端曲げモーメント-はりの軸力関係

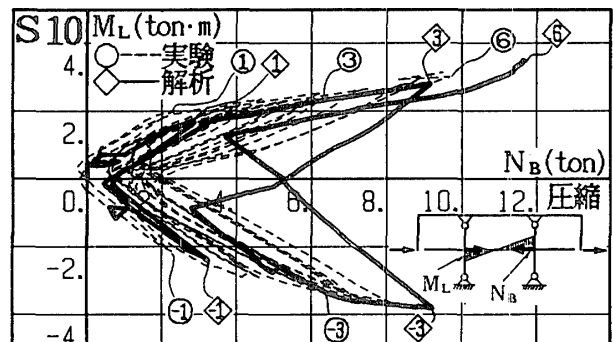
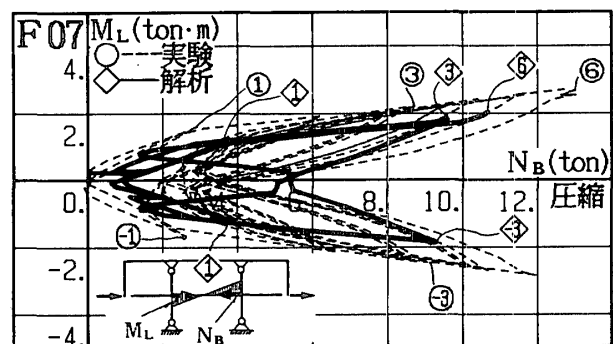


図-8 はり左端曲げモーメント-はりの軸力関係

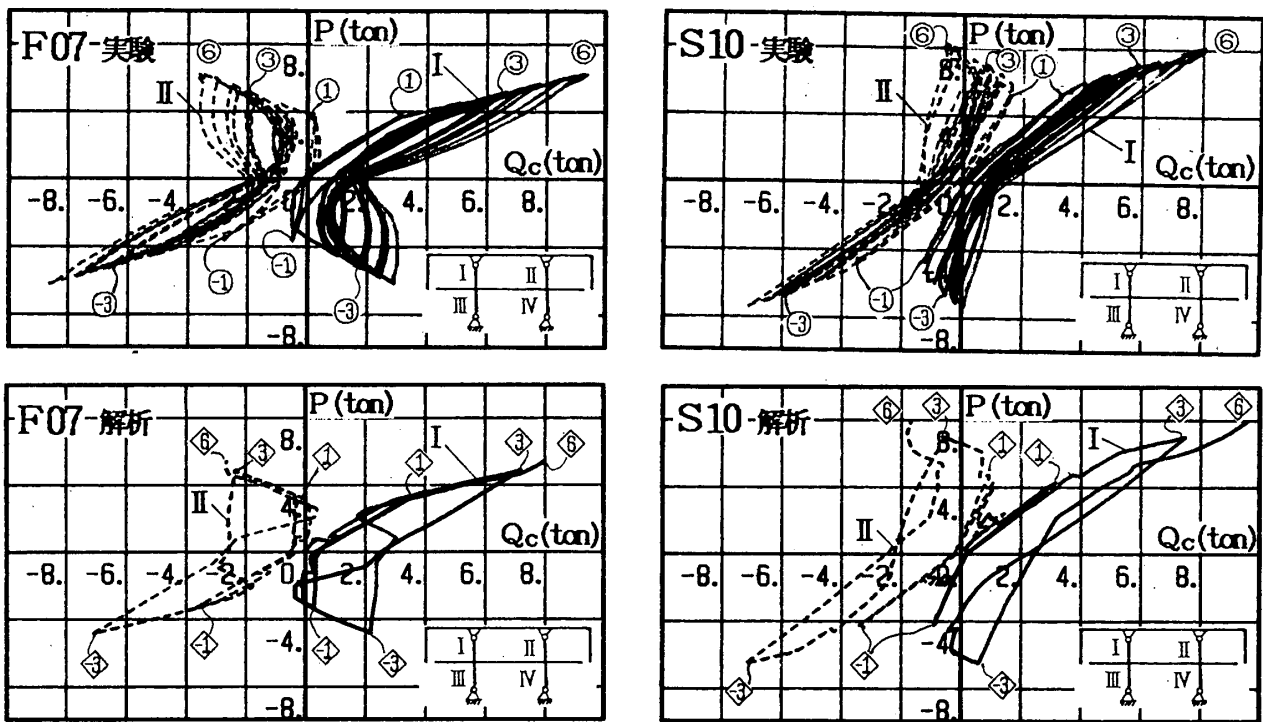


図-9 層せん断力-柱のせん断力関係

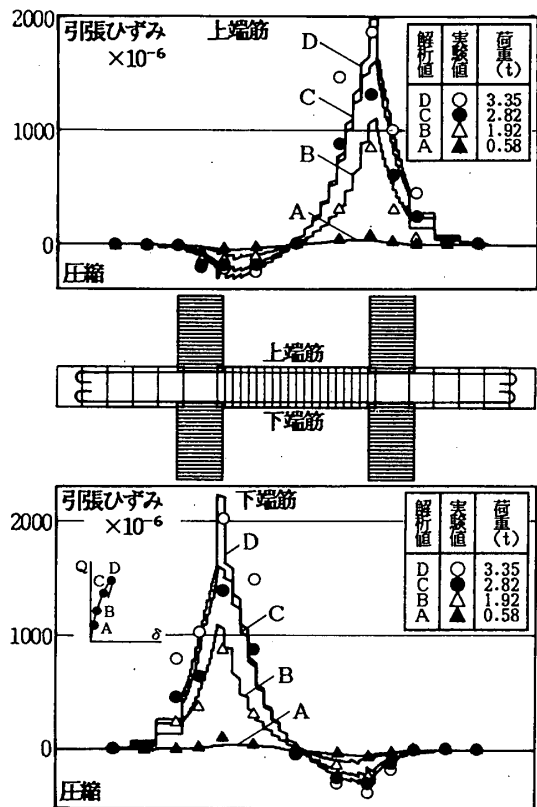
りになる。このためはりがT形断面のS10は右端では正の曲げモーメントが大きく、左端では負の曲げモーメントが大きくなっている。長方形ばりのF07では左右端の曲げモーメントは同じ値となっている。解析値の方が大きな軸力が発生し履歴までは一致していないが、上述の現象は解析にも現れており包絡線も一致している。

4) 層せん断力-柱のせん断力関係

図-9に層せん断力と柱のせん断力の関係を示す。上段が実験値で下段が解析値である。正荷重時の初期においてはI, IIどちらの柱にも同じ向きのせん断力が生じたが、はりにひび割れがはいった後は、Iの柱のせん断力が大きくなり、IIの柱のせん断力は小さくなってやがてはIIの柱には逆向きのせん断力が生じた。解析値においてもI, II柱のせん断力分担の割合の変化・向きの変化などが現れており、実験値とよい対応を示している。

5) はり筋のひずみ分布

はり筋のひずみ分布を図-10, 11に示す。図-10がF07, 図-11がS10を示している。上がはり上端筋, 下がはり下端筋を示している。それぞれ、解析における最初の正側ループの4段階を選び、解析の荷重と等しい荷重階を実験から選んで比較してある。実線で示したA, B, C, Dが解析値, ○, ●, △, ▲が実験値である。F07, S10ともに実験値とよい対応を示している。図-11中の上端筋ひずみの解析結果によるとはり左端でわずかながら引張りひずみが発生しているが、これはスラブ付きのS10ではスラブ全幅有効とみなしているため、中立軸がスラブ内まで上がり、上端筋も引張応力を受けていることを示している。



F07

図-10 はり筋のひずみ分布 (F07)

以上より、本解析法は軸方向変形の拘束効果を考慮した曲げ降伏型の鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析に有効であると考えられる。

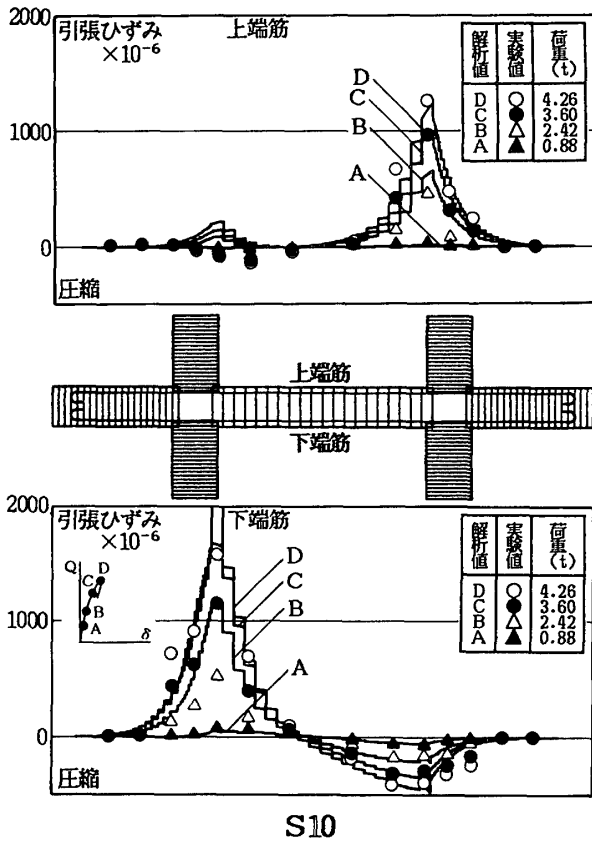


図-11 はり筋のひずみ分布 (S10)

§4. 3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の数値解析

4.1 解析対象および解析モデル

某高層鉄筋コンクリート建物を参考に低層部分から3層1スパンの骨組を取り出し解析対象とした。ここでは主に1, 2階柱および2階はりの力学的挙動に注目するが、2階はりに生じる圧縮軸力の影響が4層より上では小さくなるので3層分を取り出した。解析対象を図-12に示す。4階左右の柱の階高の中間点に等しい大きさの水平力と軸力を作用させる。2階のはりは600 mm × 1000 mm, 3, 4階では600 mm × 800 mmである。柱は1階から4階まで900 mm × 900 mmである。解析モデル

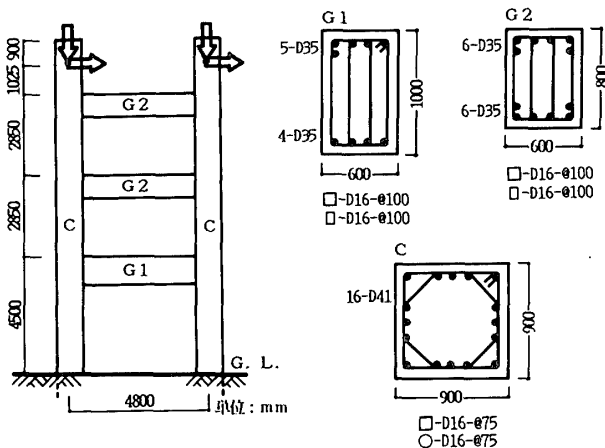


図-12 解析対象

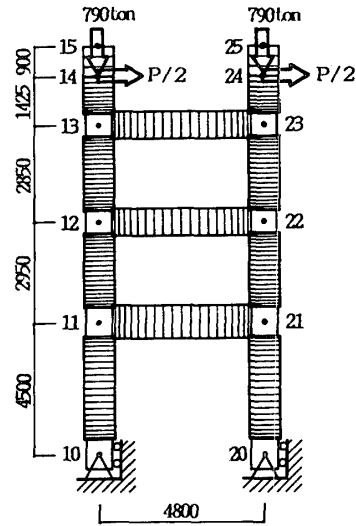


図-13 解析モデル

ルおよび要素分割図を図-13に示す。接合部パネル11, 12, 13, 21, 22, 23は柱主筋およびはり主筋によって囲まれた大きさとし、厚さは、はり幅と柱幅の平均とした。1階柱脚の10, 20の接合部パネルの厚さは、剛域長さ(柱幅 $\times \frac{1}{4}$)に相当する長さを有する柱部材の曲げ剛性と接合部パネルのせん断剛性が一致するように決定し、コンクリートパネルのせん断剛性は常に弾性とした。柱脚の鉄筋はこのパネル内で付着すべりを生じるが、付着剛性は常に弾性とした。柱脚の固定条件に関しては1階柱脚の10, 20の接合部パネルの水平・鉛直変位およびはり面の回転を固定し、柱面の回転を許した。14, 24に大きさと向きに等しい荷重を与え、左右の柱には、柱断面にコンクリート圧縮強度の $\frac{1}{4}$ の応力が生じる軸力としてそれぞれ790 tonを作用させた。図-14にe関数法により求めた柱C, 2階はりG1および3, 4階はりG2のN-M相関曲線を示す。柱Cの図中における破線は、1階柱の軸力と1階柱脚の曲げモーメントの解析結果の履歴を示している。N-M相関曲線は鉄筋の応力-ひずみ関係を完全弾塑性と仮定して求めているのに対し、解析では鉄筋の応力-ひずみ関係に二次こう配をもたせているために破線はこの降伏曲面をとびだしている。

4.2 解析に用いた諸定数

解析に用いた諸定数を文献4)の図-3~図-6に対応させ、表-3に示す。

4.3 解析結果および考察

1) 層せん断力-1階左柱の層間変位関係

図-15に層せん断力と1階左柱の層間変位の関係を示す。 $\delta_{11} = 20$ mmで層間変形角 $= 1/200$, $\delta_{11} = 40$ mmで層間変形角 $= 1/100$ である。ただし、ここでいう層間変形角は柱脚から2階はり中心までの高さ4000 mmで除した値である。最終的には $\delta_{11} = 55$ mm(層間変形角

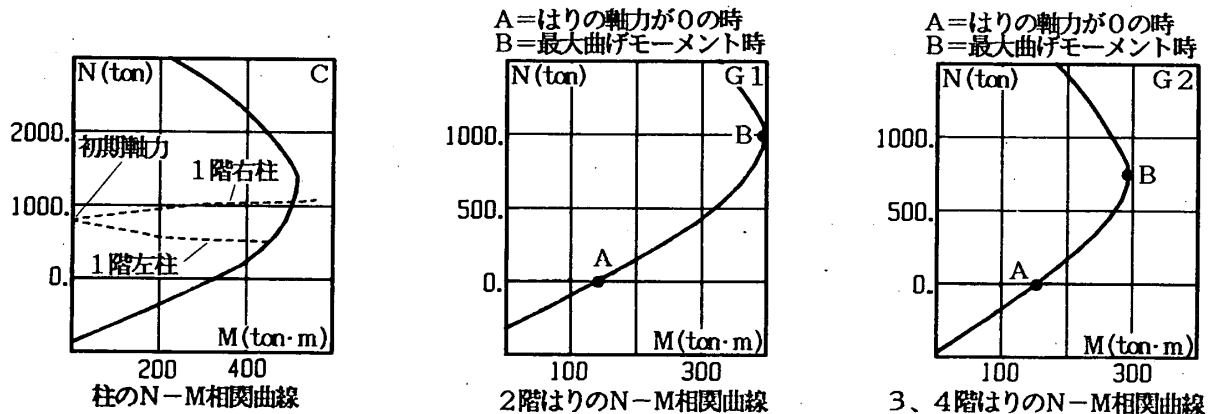


図-14 N-M 相関曲線

表-3 解析に用いた諸定数

$\sigma_E = 282.0$	t/cm ²	$\sigma_E = 2100.$	t/cm ²
$\sigma_B = 360.0$	kg/cm ²	$E_p = 21.$	t/cm ²
$\epsilon_B = 0.002$		$\alpha = 10.5$	t/cm ²
$K_1 = 4.0$	t/cm ³	$\sigma_y = 4000.$	kg/cm ²
$K_2 = 0.2$	t/cm ³	$G_1 = 60.$	t/cm ²
$K_3 = 0.05$	t/cm ³	$G_2 = 45.$	t/cm ²
$\tau_{y1} = 40.0$	kg/cm ²	$G_3 = 15.$	t/cm ²
$\tau_{y2} = 5.0$	kg/cm ²	$\gamma_{y1} = 0.0015$	
		$\gamma_{y2} = 0.0022$	

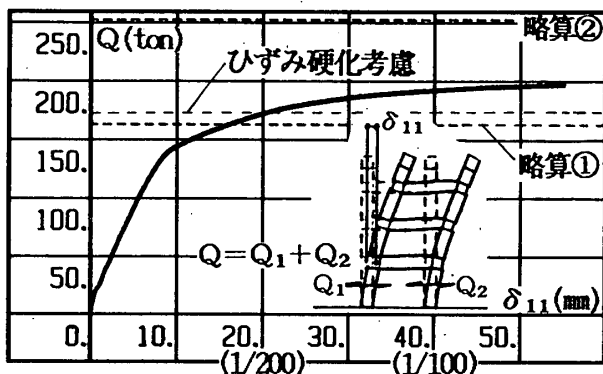


図-15 層せん断力-1階左柱の層間変位関係

＝約 1/73) まで変形させた。図中の略算①、略算②の破線は図-16 に示すような崩壊形を仮定したときの 1 階層せん断力を仮想仕事法により求めた値である。略算①は、はりの軸力を 0 ton として e 関数法により求めた曲げモーメントの最大値 (図-14 中 A) をはりの降伏モーメントとして仮定したもので、略算②は、e 関数法により求めたはりのもちうる最大曲げモーメント (図-14 中 B) をはりの降伏モーメントと仮定したものである。ただし、鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とした。多スパンの建物の低層部中央のスパンにおけるはりの軸方向変形に対する拘束は大きく、略算②のモデルに近い状態が考えられる。最大層せん断力は、略算①より大きく略算②より小さくなっている。これは、柱の剛性によりはりの軸方向変形が拘束され、はりに圧縮軸力が生じ

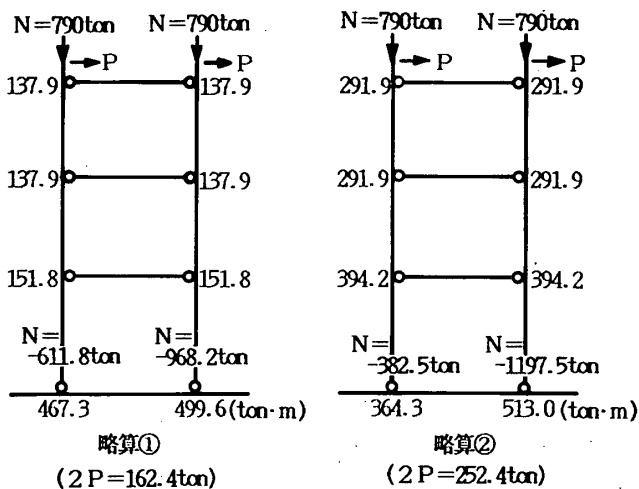


図-16 略算モデル

てはりの曲げ耐力が上昇したためである。ただし、解析においては鉄筋のひずみ硬化を考慮しているのでこの影響も含まれている。

図中「ひずみ硬化考慮」と示した破線は、解析の最終状態における各部材端の鉄筋の応力状態からひずみ硬化による影響を考慮して各部材端の曲げモーメントを求め、仮想仕事の原理を用いて求めた層せん断力を示している。最終状態で「略算①」、「ひずみ硬化考慮」、「解析」による層せん断力は、162.4 t, 173.9 t, 197.3 t となっており、略算①に対する解析結果の上昇分のうち、ひずみ硬化による耐力上昇分は 1/3 程度である。具体的な数値として例えば 2 階はりの曲げモーメントについて示すと、鉄筋のひずみ硬化を考えないで e 関数法 (軸力 = 0 ton) により求めた最大曲げモーメントは $M_y = 151.8$ t·m これに解析の最終状態における鉄筋の応力状態からひずみ硬化による曲げモーメント増分を考慮して求めた曲げモーメント (軸力 = 0 ton) $M'_y = 186.5$ t·m (左端), 192.4 t·m (右端), さらに解析の最終状態における曲げモーメント (軸力 = 87.2 ton) は $M_{ya} = 218.3$ t·m (左端), 251.5 t·m (右端) である。

2) 1階柱のせん断力-1階柱の層間変位関係

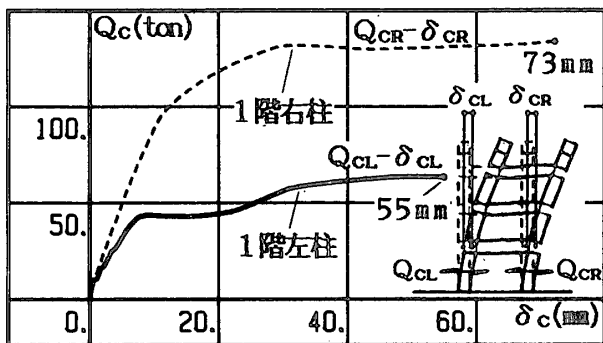


図-17 1階柱のせん断力-1階柱の層間変位関係

図-17に1階柱のせん断力と1階柱の層間変位の関係を示す。実線が1階左柱のせん断力と1階左柱の層間変位の関係で、破線が1階右柱のせん断力と1階右柱の層間変位の関係である。実線と破線の層間変位の差は2階はりの軸方向変形を表すが、最終的（1階左柱の層間変形角=1/73）に2階はりは約18mm伸びていることが分かる。また、2階はりの軸方向伸びの影響および左右の柱の軸力の違いによる影響により、左柱のせん断力（実線）と右柱のせん断力（破線）は大きな違いをみせている。

3) 2階はり端曲げモーメントはりの軸力関係

図-18に2階はり端の曲げモーメントとはりに生じた軸力の関係を示す。実線がはり左端における曲げモーメントで、破線がはり右端における曲げモーメントである。軸力ははりに圧縮力が生じる時を正で示してある。右端の方が左端より大きな曲げモーメントを示しているが、これは右柱の変形が左柱の変形に比べ大きいのはりの右端の節点回転角が左端より大きいことによる。最大90 ton弱（平均圧縮応力度=15 kg/cm²）の軸力が発生した。

4) 応力状態の変化

図-19に1階左柱の層間変形角が1/200, 1/100のときの曲げモーメント図、軸力図、せん断力図を示す。1階の柱頭の曲げモーメントを見ると2階のはりの軸方向伸びを抑える方向に働いていることが分かる。左右の柱で軸力に差がでており、1階の柱で顕著である。せん断

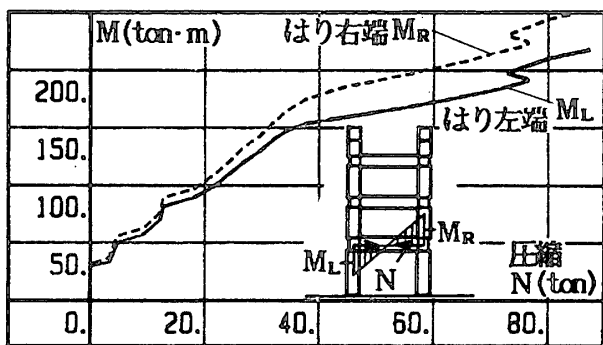


図-18 2階はり端曲げモーメント-はりの軸力関係

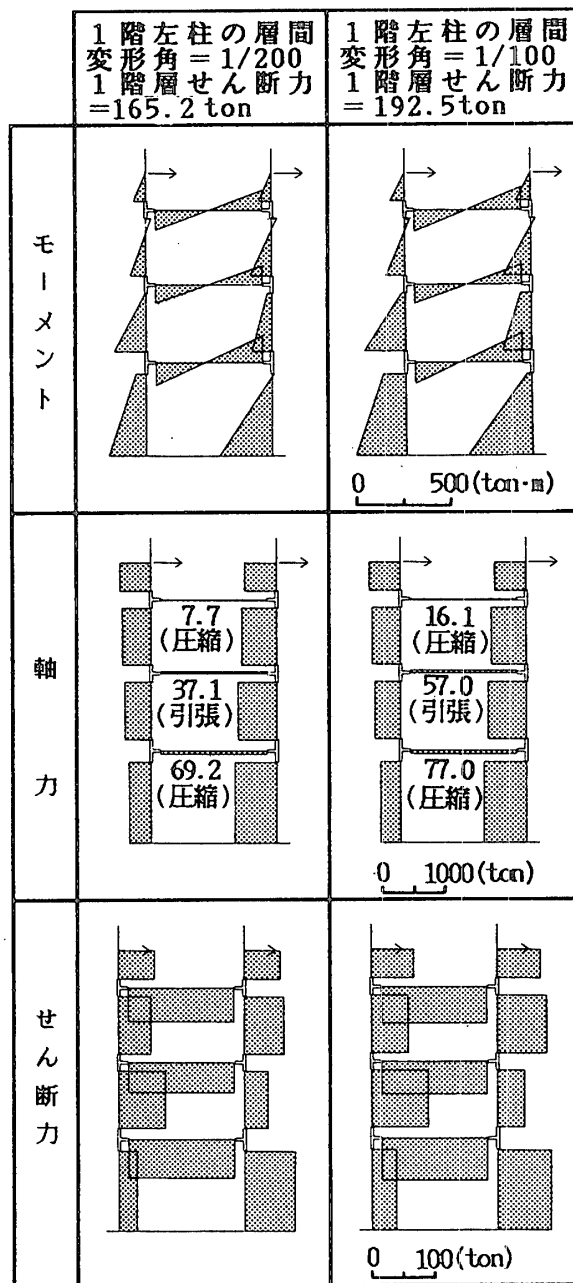


図-19 骨組の応力状態

力について見ると1, 2階の左右の柱のせん断力分担の割合に大きな違いがみられる。荷重が左から右に作用するときには、2階左柱および1階右柱のせん断力増加の割合が大きく、2階右柱および1階左柱のせん断力増加の割合が小さくなっている。これは左右の柱の軸力の違いによる曲げ耐力の違いおよび2階はりから柱への付加せん断力が大きいことによる。この二つの影響は簡単には分離できないが、軸力による影響は1階左右柱の柱脚曲げモーメントの差に現れており、1階柱の曲げモーメントのこう配すなわちせん断力に、はりの軸力による影響が大きく現れている。この現象を分かりやすくするために図-20に最終状態における骨組の変形状態を示す。2階はりが軸方向に伸びた（18mm）ことにより1階左

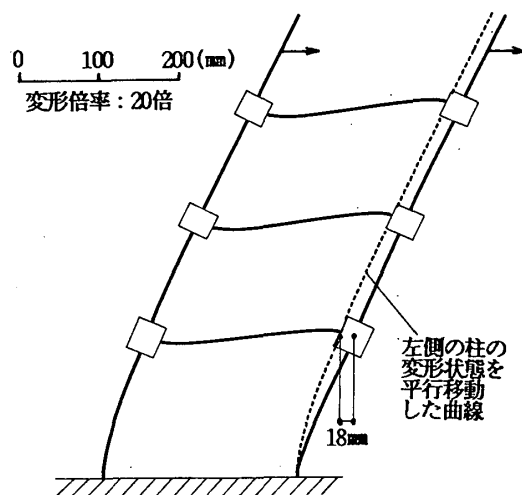


図-20 骨組の変形状態（最終）

右柱の変形の差が大きくなっており、2階以上の柱では左右の変形の差はほとんどないことが分かる。

以上より、降伏しようとする鉄筋コンクリートはりは軸方向に伸びようとするために、この伸びを抑えようとする柱には、付加せん断力が作用し、荷重の増加にともなって左右の柱のせん断力分担の割合が変化することを示した。特にこの現象は、2階はり、1階柱および2階柱付近に大きな影響を与える。このような現象は、多スパン構造物の1階外柱でさらに顕著にみられることが予想されるが、スパン数が多い場合に関しては、今後の課題としたい。

§5. 結論

接合部パネルのせん断変形、鉄筋の付着すべりを考慮した分割要素法による鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析法を用いて、柱により軸方向変形拘束を受けるはりを有する鉄筋コンクリート不静定骨組の解析を行いその有効性を示した。さらに、3層1スパンの鉄筋コンクリート骨組の解析を行い、特に2階のはりの軸方向変形およ

び1階の柱に注目してその力学的挙動に関して調べた。これらから以下の結論を得た。

① 本論で用いた解析法は、曲げ降伏型の鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析に対して、曲げ降伏する部材に生じる軸方向変形の評価まで含め有効である。

② 水平力を受ける3層1スパンの鉄筋コンクリート骨組を解析した結果、荷重の増加に伴って左右の柱のせん断力分担の割合が変化した。これは、左右の柱の軸力の違いによる曲げ耐力の違いおよび降伏しようとする鉄筋コンクリートはりが軸方向に伸びようとするために、この伸びを抑えようとする柱に付加せん断力が作用することの二つが原因である。特にこの現象は、2階はり、1階柱および2階柱付近に大きな影響を与える。

謝辞

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) 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, pp. 183~188, 昭和61年3月
- 2) 坂田弘安, 林 静雄, 和田 章, 黒正清治: 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, 日本建築学会構造系論文報告集, 第380号, pp. 45~55, 昭和62年10月
- 3) 黒正清治, 和田 章, 林 静雄, 坂田弘安, 坂川慶介: 曲げ降伏するはりの軸方向伸び現象を考慮した鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第393号, pp. 25~34, 昭和63年11月
- 4) 坂田弘安, 林 静雄, 和田 章, 黒正清治: 接合部パネルのせん断変形, 鉄筋の付着すべりを考慮した分割要素法による鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第386号, pp. 24~35, 昭和63年4月

SYNOPSIS

UDC : 624. 012. 45 : 624. 072 : 624. 042. 2 : 539. 3

AN ANALYTICAL STUDY ON ELASTIC AND PLASTIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE FRAMES IN CONSIDERATION OF AXIAL ELONGATION IN BENDING YIELD BEAMS

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

It is well known that a reinforced concrete beam will elongate in the axial direction when the beam begins to yield in bending. If this phenomenon occurs throughout all the spans, the horizontal length of the building will increase as a whole. Due to expansion of the slabs and spreading out of the columns, the elongation in the horizontal direction is restrained to some extent. Taking into account this condition, the beam tending to yield is considered to be subject to compressive forces from the surrounding structural members.

We have previously described a cyclic load experiment for reinforced concrete frames which was performed to examine the effect of axial restriction of beam deformation. The experiment showed that the story shear strength of reinforced concrete frames increased 50 % to 170 % because of axial restriction imposed by the horizontal stiffness of columns.

In this study, analyses of the above experiment and 3-story single-span reinforced concrete frame are performed.

The results of the analyses show that this analytical method is applicable to the study of elastic and plastic behaviors of reinforced concrete structures which yield due to bending, and that rate of shear force of the first floor columns changes because of the additional force from the beam of the second floor, and that the second floor beam is subject to a compressive force from the first floor columns.