

[105] 旧秋田県立中央病院における実在架構の水平加力実験

正会員 ○深 田 泰 夫 (清水建設株式会社研究所)
 正会員 磯 畑 脩 (同 上)
 立 部 正 則 (同 上)
 齊 藤 規 矩 雄 (秋田県土木部)

1. まえがき

昭和56年6月1日から建築基準法施行令の一部が改正施行され、建築物の耐震基準が強化されることになった。建物の安全性を確保するために行われる計算の根拠は、地震被害により得られた知識、建設省が中心となり官民一体となって行われた総合技術開発プロジェクトをはじめとする数多くの調査・実験データ、さらに超高層建築に象徴される総合的な工学、技術の進歩、などであろう。今回の改正の特徴の一つは、建物を部材レベルで検討する他に全体として捕えようとする立場をとっていることにあると考える。従って今後実在あるいは実大建物をを用いての実験は、建物全体としての耐震設計法を検討する意味で重要なものとなってきたと思われる。また既存建物の耐震性能を新基準法の立場から見直す必要が生じる場合もあり、その際にも実在建物の実験は有用なデータとなるであろう。しかし実在建物を試験体とする実験、特に建物を破壊に至らしめるような実験は、解体工事などごく特殊な条件下でのみ可能であり、実際に行われたものはまだ少ない。¹⁾

本報告は、旧秋田県立中央病院の解体工事を利用して、鉄筋コンクリート造実在建物の水平耐力と振動性状に関する実験を行い、解析値との比較から建物の保有耐力などについて考察したものである。

2. 実験の概要

実験対象である旧秋田県立中央病院研究棟は、秋田県千秋久保田町にあり、昭和35年に竣工した鉄筋コンクリート造建物である。地上2階、地下1階、桁行8スパン、はり間2スパンのラーメン構造であり、地下周辺部はドライエリアとなっていて土に接している部分はない。写真1には研究棟の全景を、図1には軸組図を示す。また図2には試験体の形状を示す。

実験は研究棟の桁行ラーメンを対象に行われ、水平加力時の反力を建物自体でとる関係上、中央の2層2スパンを図2のような形で切り出し、木造床、サッシ、天井仕上げなどを取り除いたものを試験体とした。本架構の



写真1. 研究棟の全景 (地下部分が露出している、中央の鉄骨は足場兼、変形測定用の不動点である)

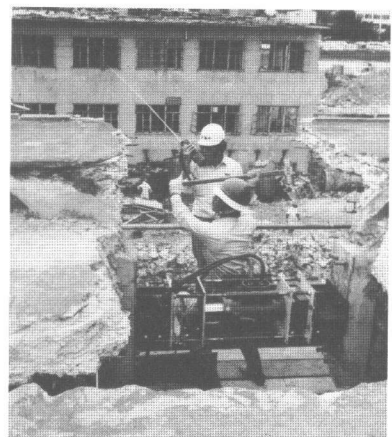


写真2. 加力装置 (ハンマーによる自由振動実験を行っている)

構造的特徴は、最上階と最下階を除く階のはりが逆ばりとなっており、この上に木造床を施工し、1種のフリーアクセスフロアになっている、従ってスラブは6cmとかなり薄いものであること、桁行外側ラーメンの柱とはりが偏心していること、などである。

本建物の設計図書は全く残存していなかったために、建物を解体しながら部材断面などを確認した。コアボリングで採取されたピースによるコンクリートの性質を表1に、抜き取りによる鉄筋の性質を表2に、柱のはりの断面を表3に示す。コンクリートは圧縮強度の割には、ヤング係数と割裂強度の低いことが特徴で、骨材の影響によるものと考えられる。

実験の内容は、水平加力と自由振動試験とである。水平加力は、図2に示す4箇所の加力位置に、写真2.1に示す加力装置を取付け、R階と2階のジャッキを連動させて同一水平力となるようにし、左右の交番加力を行った。左右からの加力に対し、中柱は転倒モーメントによる軸力変動が小さく、地震時の応力状態に近くなるので、この部分が主な検討対象となる。この中柱には支配床面積が減少したことなどによる軸力減少分を付加すべきところであるが、予備解析により崩壊モードが変化しないことを確認した上で、実験を簡略化するために軸力付加を省略した。水平加力により試験体が面外に転倒するのを防止するため、約40cmピッチで架構に直交するスラブ筋を残した。また図2に示す柱はり接合部中心位置で水平変形を測定した。

自由振動試験は、写真2.2に示すようにR階のスラブ端をハンマーにより打撃し、各階中柱脚部にセットしたビックアップにより速度を測定した。

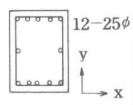

表1. コンクリートの性質

圧縮強度 kg/cm ²	246
ヤング係数 ton/cm ²	138
割裂強度 kg/cm ²	14.0
比重 g/cm ³	2.21

表2. 鉄筋の性質

呼び径	φ9	φ12	φ25
実測径 mm	8.50	11.73	24.52
降伏応力度 kg/mm ²	36.0	32.6	33.1
最大強度 kg/mm ²	49.9	47.6	47.3
ヤング係数 ton/cm ²	2076	2149	2170
伸び率 %	30	23	24

表3. 柱はり断面

柱	2F, RF はり
60×45 cm	25×75 cm
	
Hoop 9φ@12.5 cm	st. 9φ@25 cm

3. 実験経過

実験の経過を図3の荷重変形曲線、図4の破壊経過に示す。また実験終了時のきれつパターンを図5に示す。本架構には、仕上げを除去した時点でかなりのきれつが発見されており、これらのきれつの中には乾燥収縮きれつの他に明らかに地震水平力によると考えられるものも見られた。なお図5にはこれらの初期きれつは除いて示してある。

経過は大略解析と一致しているが、特徴としては、①初期剛性が全断面有効と考えた解析値よりかなり低い、②1階柱の屋内面に、柱はり偏心していることが原因と見られる斜めきれつが発生した、ことなどが挙げられる。またR階の接合部パネルに加力前より生じていたきれつが、正方向5サイクルで急激に幅を広げたために、6サイクルは負方向加力のみを行った。最大耐力時には、1階柱脚の曲げきれつが大きく幅を広げており、1階

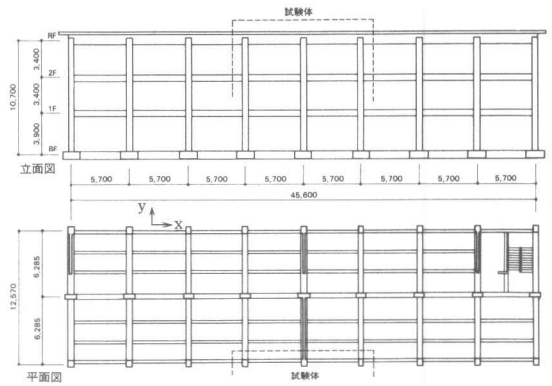


図1. 研究棟軸組図

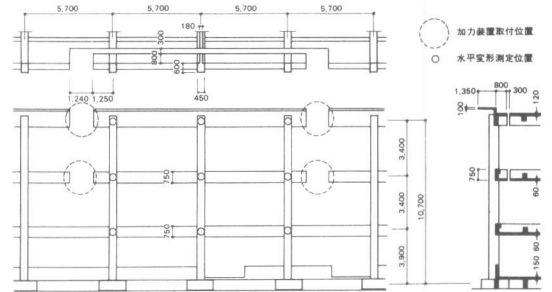


図2. 水平加力試験架構

部分な終局に達していたようである。これに対し2階部分には未だ余力があったようである。さらに水平変形を増大させようとしたが、倒壊防止用のスラブ筋がききだしていたために加力を中止した。

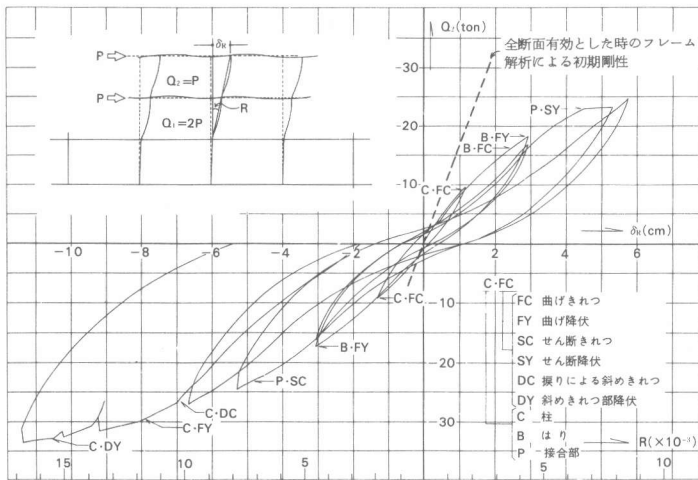


図3. 荷重変形曲線と主な破壊経過

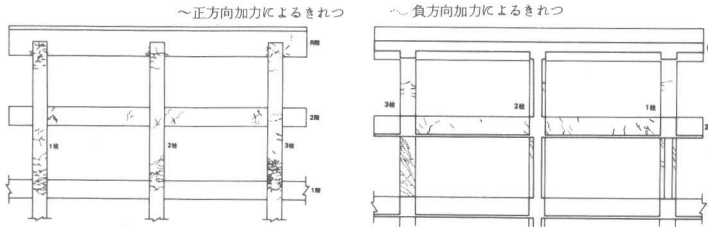


図5. 実験終了時のきれつパターン

サイクル	最大材変形 R(×10 ⁻³)	最大せん断力 Q(ton)
±1	1.7	9.5
	2.1	19.0
±2	3.9	18.3
	5.1	36.6
±4	6.8	24.6
	9.0	49.2
±5	9.7	27.1
	10.7	54.3
-6	12.2	32.9
	14.9	63.8
	17.9	66.6

破壊経過	柱・はり端部	柱中央	パネル
曲げきれつ	○		
降伏	△		
斜めきれつ	●	▲	■
降伏		▲	
斜めきれつ		▲	■
降伏			▲

図4. 破壊経過

4. 結果の検討

〔きれつ発生、降伏荷重〕 柱の諸限界荷重の実験値を計算値と比較して表4.に示す。モーメント、せん断力はフレーム解析による応力分布を用いてすべて水平荷重に換算して示した。本架構の特徴となった柱屋内面の斜めきれつ発生荷重は、この面に水平力によるせん断力と振りによるせん断力が加算されて作用していると考えて計算した値と良く適合した。²⁾ ただし中柱では直交壁の効果を無視したため、実験値の方が高めの値となった。曲げきれつその他の荷重は在来式と良く適合し、またはりについても同様に良い適合が見られた。

〔最大せん断力〕 本架構の1階中柱の最大せん断力と層間変形部材角は $cQu = 25.3 \text{ ton}$ 、 $cRu = 18/1000$ であった。この値を短期設計せん断応力度と比較し表5.に示す。これより本柱は設計当時の推定設計値および新基準による設計値の2倍以上の終局耐力があり、また新基準をも上回っていることがわかる。

表4. 柱の諸限界荷重と計算値との比較

部位	階	実験値(a)		計算値(b)		a/b
		内柱	外柱	内柱	外柱	
曲げきれつ(1)	1階	内柱	8.0	8.4	0.95	
		外柱	9.5	9.0	1.06	
	2階	内柱	9.5	8.7	1.09	
		外柱	18.3	12.8	1.43	
曲げ降伏(2)	1階	内柱	24.1	29.1	0.83	
		外柱	32.9	30.3	1.09	
斜めきれつ(3)	1階	内柱	30.0	16.3	1.84	
		外柱	25.0	19.3	1.30	
せん断きれつ(4)	1階	内柱	27.2	29.1	0.93	
		外柱	32.0	35.2	0.91	

使用式 $(1) M_c = (r_c \sigma_c + \frac{N}{A_e}) \times Z_e$
 (2) e間数法
 (3) 作用せん断応力度 τ が $\tau = \sqrt{\sigma_c^2 + r_c \sigma_c \cdot \sigma_N}$ となるとき
 ここに $\tau = \tau_1 + \tau_2$
 $\tau_1 = \frac{Q \cdot e}{k_1 b D^2}$ 、 $\tau_2 = \frac{\chi Q}{b_j}$
 τ_1 : 振りによる柱面中央のせん断応力度
 τ_2 : 水平力による柱面中央のせん断応力度
 e : 柱はりの偏心距離、 k_1 、 k_2 : b 、 D による係数
 (4) $\tau = \frac{Q}{b_j} = k_c (500 + Fc) \frac{0.085}{M/Qd + 1.7} + \frac{0.15N}{bD}$

〔保有水平耐力〕 等分割節点振り分け法による本架構1層中柱の保有水平せん断力は18.1 tonであった。この値は実験値の71%位であり、節点振り分け法による評価は安全側にあるといえよう。

〔層せん断力の分布〕 架構の保有水平耐力と水平力の分布とは密接な関係がある。表6.には1,2層のせん断力分布比を示す。自由振動試験による値は、自由振動1次モードと水平加力初期剛性との計算値である。これより、地震時に自由振動1次モードが励起されるとすれば、Ci分布はこれに近い値を与え、節点振り分け法では2層に偏っており、実験では1層に偏っている。水平力分布は三角形分布の方が望ましかったといえる。

〔フレーム解析〕 図6.に示すような線材置換モデルによるフレーム解析を行った。塑性化は節点ではなく、ある領域内に生じるものとし、曲げ変形のみを考慮した。部材のM~φ関係は図7.のように定めた。e関数法による値を用いたのは、本架構のようにきれつが多数発生している場合には全断面有効と考えることには無理であり(図3.の点線参照)、引張側のコンクリートを無視した方が良く考えたためである。解析結果は図8.に示すように、荷重変形関係および崩壊モードともに実験結果と良く適合しているといえよう。

5. 結論

本建物は1975年の学会計算規準改訂以前の建物であり、せん断補強筋量の少ない部材設計ではあるが、純ラーメンで柱のクリアスパンが長く、曲げ降伏が先行するタイプの建物であったために、その水平耐力は設計値および新基準に照らしても不足はなく、靱性に富んだ建物であることが実験により明らかとなり、また解析的にも検証された。

〔謝辞〕本実験を遂行するにあたり多大の御助言御指導を賜りました、坪井善勝東大名誉教授に深謝いたします。

表5. 1階柱の最大せん断力と設計値等との比較

実験最大値		短期設計推定値 ¹⁾		新基準短期設計値 ¹⁾		新基準終局略算値 ¹⁾	
せん断力 Q _c (ton)	せん断応力度 τ _c ¹⁾ (kg/cm ²)	τ _c ¹⁾ (kg/cm ²)	τ _c ¹⁾ (kg/cm ²)	τ _c ²⁾ (kg/cm ²)	τ _c ²⁾ (kg/cm ²)	τ _c ³⁾ (kg/cm ²)	τ _c ³⁾ (kg/cm ²)
25.3	9.4	3.7	2.5	4.3	2.2	7.0	1.3

- 1) $T=Q/(b \cdot D)$ とした
- 2) 設計当時の値を逆算推定した
- 3) C, 分布より求めた。担し $T=0.02 \times H$, $R_f=1.0$ とし、柱の分担はD値によった。
- 4) 新基準に関する告示による。

表6. せん断力分布の比較

水平加力実験	保有水平耐力計算	自由振動試験	新基準法C, 分布
2.00	1.34	1.50	1.43

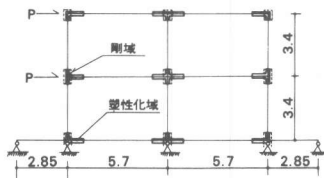


図6. フレーム解析モデル

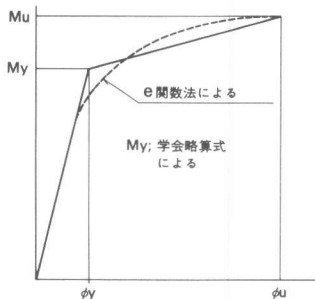


図7. 部材のM~φ関係

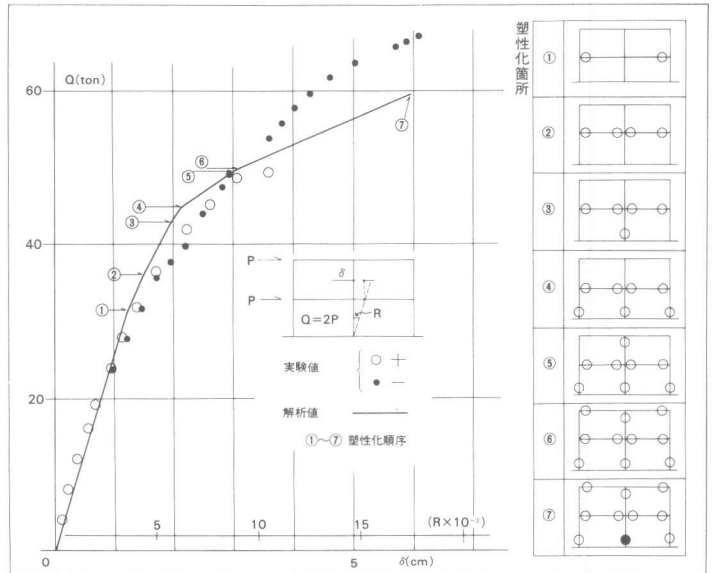


図8. フレーム解析結果と実験値との比較

- 1) 例えば、東京海上火災ビル、八戸高専北校舎、文京公開堂などにおける実験がある。
- 2) 梅村魁他「壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究」昭和55年建築学会大会梗概集