

フラットプレート構造の高層建物への適用に関する研究

高田 香織 津田 和明
江戸 宏彰

Study on Application of Flat Plate Structure to High-Rise Buildings

Kaori Takata Kazuaki Tsuda
Hiroaki Eto

Abstract

In this study, an improved flat plate structure was developed by an attempt to shift the critical section (the bending yield position) from the column surface towards the span center by increasing the amount of main reinforcement near the column joint. Performance testing of the improved flat plate structure to clarify its basic properties, it showed that its hysteresis characteristics were superior to those of the conventional type (the amount of main reinforcement is uniform in the direction of the axis of member). Based on the experimental results, the appraisal of hysteresis characteristics and the method of section computing were established as the design methods. These newly established design methods were applied to the existing 26-story high-rise building of RC construction, and a simulation was performed to analyze the effectiveness of the improved flat plate structure. The response results satisfied the design criteria for general high-rise buildings, thus confirming the feasibility of constructing high-rise buildings incorporating the flat plate structure.

概 要

本研究では、柱との接合部周りの主筋量を増大させて、柱フェースからスパン中央寄りにcritical section (曲げ降伏位置)を移行させる改良型フラットプレート構造を考案し、その基本的性状を把握するために性能確認実験を行い、改良型の復元力特性が在来型(主筋量が材軸方向で均一)のものよりも優れていることを確認した。さらに実験結果に基づき、設計手法として復元力特性の評価法、および断面算定手法を作成し、その設計手法を用いて実在する高層26階建RC建物に改良型フラットプレート構造を適用した試設計を行い、地震時の応答をシミュレーション解析によって検証した。応答結果は一般的な高層建物の設計クライテリアを満足し、改良型の適用によりフラットプレート構造による高層建物の実現可能であることを確認した。

1. はじめに

一般のラーメン構造の建物に比較して、フラットプレート構造を用いた建物は梁型が扁平なため、より良い室内空間の確保、階高の低減などが可能である。しかし、フラットプレートは一般の梁に比べて剛性が小さく、これを用いた建物は地震時の水平変形が大きくなるため、高層建物への適用は困難であると考えられてきた。そこで、フラットプレート構造の高層化を目的として、フラットプレートのひび割れ後の剛性、曲げ強度の増大および靱性の向上を意図し、フラットプレートのcritical section(曲げ降伏位置)を柱フェースからスパン中央寄りに移行させたフラットプレート構造(以後、改良型フラットプレート構造と称す)の考案・開発を行った。

本報は、改良型フラットプレート構造の開発において行った、フラットプレート・柱接合部の繰返し水平加力性能確認実験、およびその実験結果に基づいたフラットプレートの復元力特性の評価法と設計手法、さらに改良型フラットプレートを適用した実在高層26階建RC建物

の地震時シミュレーション解析の結果を報告する。

2. 改良型フラットプレート構造の概要

改良型フラットプレートは、柱との接合部周りの主筋量を増大させることによって、critical sectionを柱からスパン中央寄りに移行させる(Fig. 1)。その結果、フラットプレートのひび割れ後の剛性、曲げ強度が増大し、さらに2方向入力に対する構造性能の向上が期待できる。

増大させる主筋はSBR溶接などで閉鎖型とし、通し配筋された主筋の間に入れ込む形とする。閉鎖型主筋を Fig. 2に示す。なお、増大させる主筋は、構造的には必ずしも閉鎖型の主筋でなくても良い。

3. 既往研究からの検討

まず既往研究^{1)・2)}より、フラットプレートの有効幅比(有効幅比:フラットプレート幅/柱幅)の検討を行った。フラットプレートは扁平な形状のため、柱との接合

部近傍においてパンチング破壊を生じやすい。吉崎式³⁾で既往実験試験体のパンチング破壊の検討を行った結果、有効幅比が4以上では、終局時にパンチング破壊を生じる可能性が大きいため、本研究では有効幅比を3以下とした。critical sectionの位置は2方向入力を考慮し、直交するフラットプレートの幅と同じ位置(柱芯から $1.5 \times cD$ (cD :柱せい))に設定した。

次にフラットプレート構造の高層建物への適用の可能性を検討するため、試設計を行った。建物は30階建て5×5スパン(スパン長:5.5m)である。モデル化するフラットプレートの形状は、有効幅比3, critical section位置を柱芯から $1.5 \times cD$ の位置とし、フラットプレートの復元力特性は既往実験結果を参考に定めた。コンクリート強度は10階床以下でFc60, 11階~15階床でFc51, 16階~26階床でFc42, 27階以上でFc30である。フラットプレートの断面は2階で300cm×35cm, 3~6階で300cm×30cm, 7~10階で285cm×30cm, 11~15階で270cm×30cm, 16階以上で255cm×30cm, 主筋はSD390のD29である。柱断面は85cm角~100cm角とした。

試設計した建物の地震時シミュレーション解析を行った結果、レベル1で $R=1/200$ 以下, レベル2で $R=1/100$ 以下という高層建物の設計クライテリアを満足した。

4. フラットプレート・柱接合部性能確認実験

4.1 実験概要

フラットプレート構造の性能を確認するために、フラットプレート・柱接合部を対象に実験を行った。

4.1.1 試験体 試験体は4体で、試設計した30階建てフラットプレート構造建物の2階と26階のフラットプレート・柱接合部を取り出した実大の2/3縮尺モデルを3体、柱を壁柱としたものを1体とした。

2階対象試験体は、従来型(FP60N)と、改良型(FP60I)の2体である。26階対象試験体は2階対象試験体よりもコンクリート強度が低い改良型(FP30I)1体であり、柱を壁柱に置き換えた場合(FP30IW)もFP30Iと同じコンクリート強度にした。柱断面寸法はFP30IWが40cm×106cmで、それ以外の3体は65cm×65cmである。フラットプレート断面寸法は全試験体とも195cm×24cmに統一した。

試験体諸元をTable 1に、FP60NとFP60Iの配筋状況をFig. 3に示す。コンクリートおよび鉄筋の力学的性状をTable 2, 3に示す。

4.1.2 加力方法および測定項目 荷重はFig. 4に示すように、柱端部に取付けた200tジャッキ4台で逆対称荷重を与えることにより行った。柱の軸方向応力度はFP60NとFP60Iが 57 kgf/cm^2 ($N=240 \text{ tf}$)、FP30IとFP30IWが 28 kgf/cm^2 ($N=118 \text{ tf}$)であり、アンボンドPC鋼棒32φを用いて作用させた。加力サイクルは柱の層間変形角Rが $\pm 1/1000$ で1サイクル, $\pm 1/200$, $\pm 1/100$, $\pm 1/75$, $\pm 1/50$, $\pm 1/25$ でそれぞれ2サイクル荷重し、その後正側にて1/15まで荷重した。

主な測定項目は柱の相対水平変位とフラットプレート

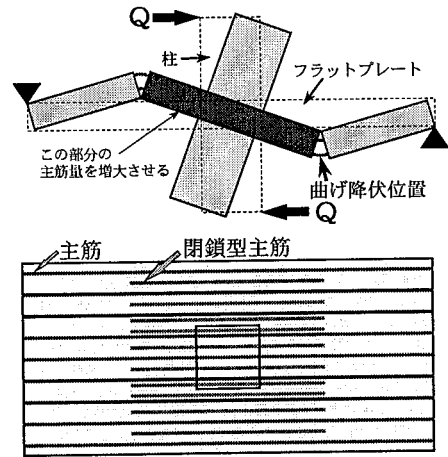


Fig. 1 改良型フラットプレート
The Improvement Flat Plate

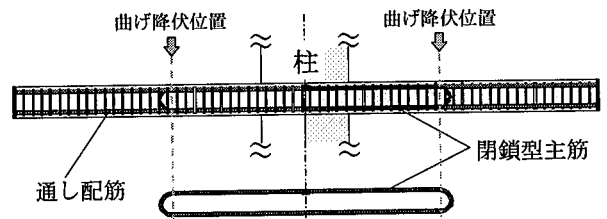


Fig. 2 閉鎖型主筋
The Loop Main Reinforcement

Table 1 試験体諸元
List of Test Specimens

試験体名	コンクリート	柱			フラットプレート		
		形状寸法 B×D (cm)	軸方向応力 σ_0 (kgf/cm^2)	鉄筋量 鉄筋材種	形状寸法 B×D (cm)	鉄筋量 鉄筋材種	鉄筋材種
FP60N	Fc60	65×65	57	主筋: 20-D25 ($\rho_g=2.40\%$) フープ: 4-D10 ϕ 65 ($\rho_w=0.67\%$)	195×24	主筋: 上端25-D19 ($\rho_t=1.84\%$) 下端20-D19 ($\rho_t=1.47\%$)	主筋: SD390
FP60I						主筋: 上端0-D22 ($\rho_t=0.99\%$) 下端8-D22 ($\rho_t=0.79\%$) 接合部周り 上端0-D22 14-D25 ($\rho_t=2.81\%$) 下端8-D22 14-D25 ($\rho_t=2.61\%$)	
FP30I	Fc30	40×106	28	主筋: 12-D25 ($\rho_g=1.44\%$) フープ: 4-D10 ϕ 65 ($\rho_w=0.67\%$)	195×24	主筋: 上端8-D19 ($\rho_t=0.59\%$) 下端8-D19 ($\rho_t=0.59\%$) 接合部周り 上端1-D19 ($\rho_t=1.55\%$) 下端1-D19 ($\rho_t=1.55\%$)	主筋: SD295 4-D10 ϕ 65 $\rho_w=0.22\%$
FP30IW						主筋: 上端8-D19 ($\rho_t=0.59\%$) 下端8-D19 ($\rho_t=0.59\%$) 接合部周り 上端1-D19 ($\rho_t=1.55\%$) 下端1-D19 ($\rho_t=1.55\%$)	

主筋のひずみ度である。Fig. 5に相対水平変位の計測方法を示す。

4.2 実験結果

4.2.1 破壊経過 Table 4に実験結果一覧, Fig. 6にFP60NとFP60Iの $R=1/25$ 時のフラットプレート上端のひび割れ状況図を示す。全試験体とも $R=1/1000$ の処女荷重時に柱フェース付近のフラットプレートに曲げひび割れ

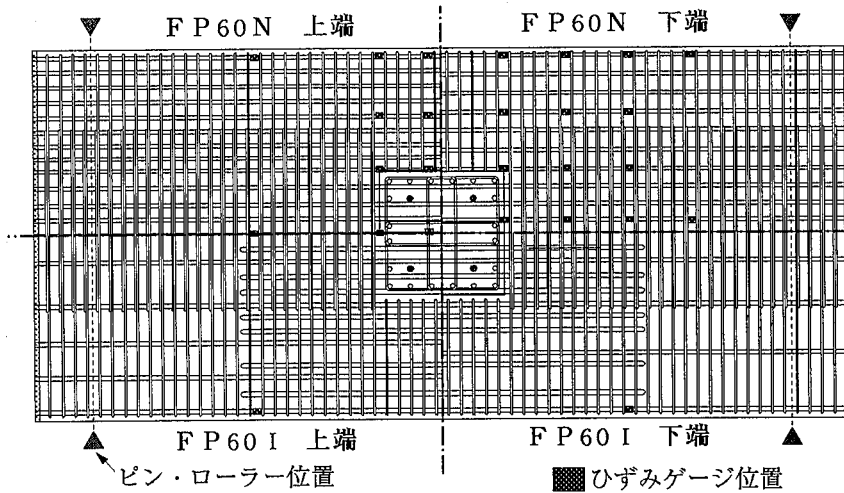


Fig. 3 試験体配筋例
Bar Arrangement of Specimens

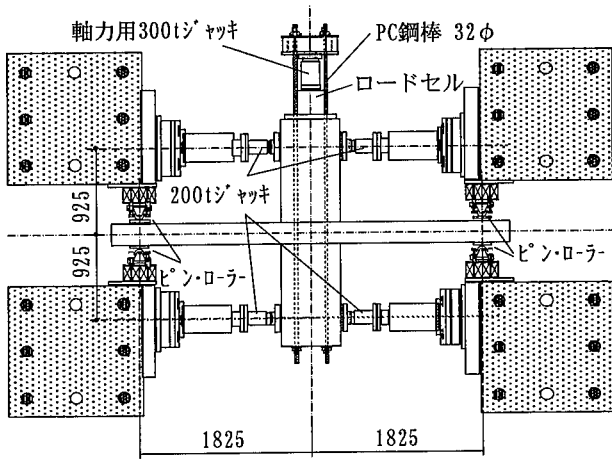


Fig. 4 加力装置図
Experimental Setup with the Loading

が発生した。FP60Nは2サイクル目のR=1/1000で、柱フェース端部より斜め45度方向にひび割れが生じた。その後曲げひび割れは柱フェース位置からほぼ10cm間隔で徐々にスパン中央寄り方向に発生し、R=1/200で0.5×cB (cB:フラットプレート幅) 離れた位置付近にまで進展した。主筋降伏開始はR=1/108で、柱フェース位置の主筋であった。柱フェース端部より放射状に生じた斜めひび割れは、R=1/50でフラットプレートの自由端まで広がり、10サイクル目の加力中に柱フェース位置でのコンクリートの圧壊により急激に耐力が低下したため、そのサイクルで加力を中止した。

FP60I, FP30I, FP30IWの3体は、R=1/200までにcritical section位置まで順次曲げひび割れが生じ、柱フェース端部からの斜めひび割れも若干発生した。

その後、FP60Iではcritical section位置のひび割れ幅が増大し、R=1/63でそのひび割れ位置で柱幅内の主筋が降伏した。その後、柱幅外の主筋も順次降伏した。また、R=1/25の繰返しサイクル時に柱フェース位置の損傷が大きくなり耐力低下した。この時点では、critical

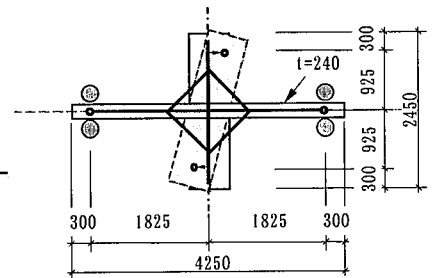


Fig. 5 変位計測方法
The Method of Displacement
Instrumentation

Table 2 コンクリートの力学的特性
Mechanical Properties of Concrete

試験体	コンクリート	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁹ kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)
FP60N	Fc60	582	3.03	31.7
FP60I		623	3.34	43.0
FP30I	Fc30	331	2.66	27.2
FP30IW		343	2.56	28.6

Table 3 鉄筋の力学的特性
Mechanical Properties of Steel

種類	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁹ kgf/cm ²)	試験体
D25	4363	6524	2.00	全試験体柱主筋 FP60I 閉鎖型主筋
D19	4375	6515	2.02	FP60N
D19	4384	6424	2.00	FP30I
D19	4367	6506	2.04	FP30IW
D22	4145	6187	2.00	FP60I
D10	3616	5322	1.98	柱 HOOP 筋 フラットプレート横補強筋

section位置も大きく損傷していた。

FP30I, FP30IWでは、変形の増大に伴ってcritical section位置と柱フェース位置の柱幅内の主筋ひずみ度が同程度に増加していき、柱フェース位置の方がやや先に降伏した (FP30I:R=1/63, FP30IW:R=1/89)。ひび割れの傾向はFP60Iとほぼ同じであった。

Fig. 7に各試験体のせん断力～相対水平変位関係を示す。せん断力～相対水平変位関係は、FP60Iの方がFP60Nよりも良い性状を示した。FP30Iの変形性状はFP60Iとほぼ同様であった。Fig. 7のFP60Nには、既往研究を参考に求めた復元力特性の解析値も示した。解析値は実験値に比べ、ひび割れ後の剛性がかなり小さいものとなっている。

4.2.2 主筋ひずみ分布 Fig. 8にFP60NとFP60IのR=1/100時の材軸方向フラットプレート主筋(柱幅内)のひずみ分布を比較して示す。FP60Nでは柱フェース位置のひずみが最も大きく、critical sectionは柱フェース位置と考えられる。FP60Iでは柱フェース位置と鉄筋量が減少しているcritical sectionの2点でひずみが卓越しており、ほぼこの分布状態のままcritical sectionで

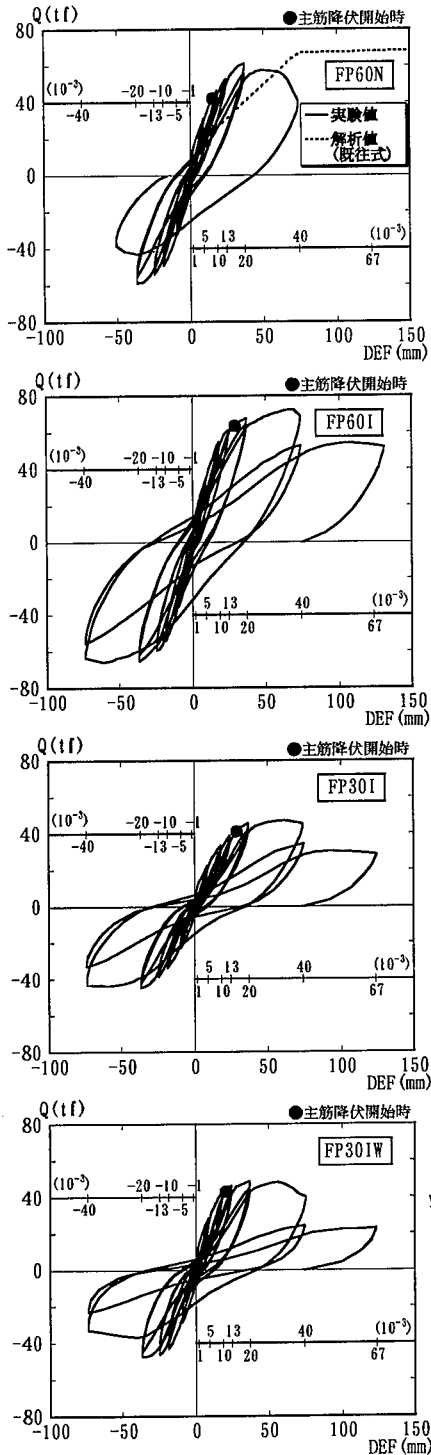


Fig. 7 せん断力～相対水平変位関係
Shear Force - Displacement Relationships

先に降伏した。

R = 1/100 時の材軸直交方向の主筋のひずみ分布を、Fig. 9は柱フェース位置、Fig. 10はFP60Iにおけるcritical sectionで、FP60NとFP60Iとを比較して示す。

柱フェース位置の材軸直交方向のひずみはFP60N、FP60Iとも柱から離れるほど減少している。FP60NのFP60Iにおけるcritical section位置での材軸直交方向ひずみは全体的に小さく、R=1/50でも降伏ひずみに達しなかつ

Table 4 試験体の諸荷重
Summary of Experimental Results

試験体	初期剛性 (tf/cm ²)	ひび割れ発生荷重 (tf)	ひび割れ発生変形角 (rad)	鉄筋降伏開始荷重 (tf)	鉄筋降伏開始変形角 (rad)	最大荷重 (tf)	最大荷重時変形角 (rad)
FP60N	95.6	6.04	1/2930	44.0	1/108	61.2	1/50
FP60I	108.3	4.01	1/5000	63.5	1/63	72.4	1/27
FP30I	81.0	3.97	1/3780	40.9	1/63	47.1	1/30
FP30IW	85.4	4.10	1/3850	42.7	1/89	48.3	1/50

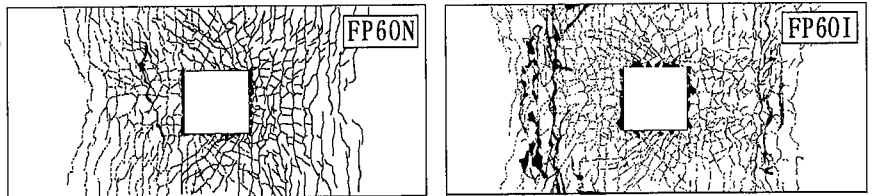


Fig. 6 ひびわれ状況図 (R=1/25)
Cracking Patterns at R=1/25

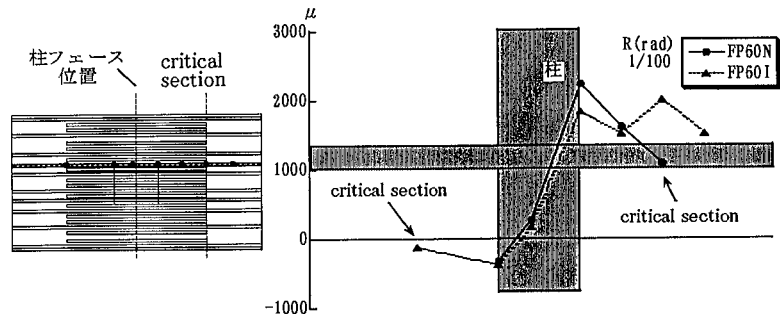


Fig. 8 材軸方向主筋ひずみ分布 (R=1/100)
Strain Distribution to the Axis of Member Direction

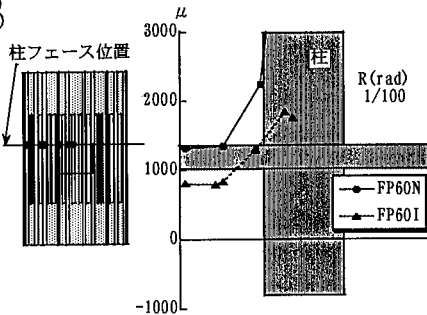


Fig. 9 材軸直交方向主筋ひずみ分布 (R=1/100, 柱フェース位置)
Strain Distribution at Column Face to the Axis of Member Perpendicular Direction

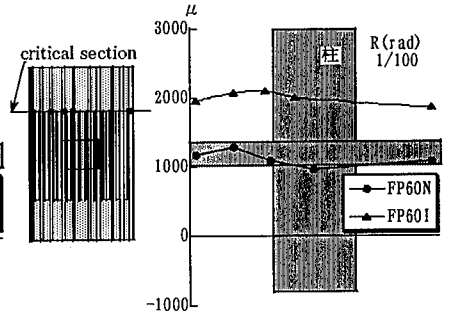


Fig. 10 材軸直交方向主筋ひずみ分布 (R=1/100, critical section位置)
Strain Distribution at Critical Section to the Axis of Member Perpendicular Direction

た。一方、FP60Iは柱幅外の位置でも柱幅内のひずみと同程度であり、分布形はほぼ一定の形を保っている。

4.3 実験のまとめ

フラットプレート・柱接合部の性能確認実験を行った結果、以下に示すことが分かった。

1) フラットプレートのcritical sectionを柱フェース位置に設定した従来型と柱フェースから離れた位置に

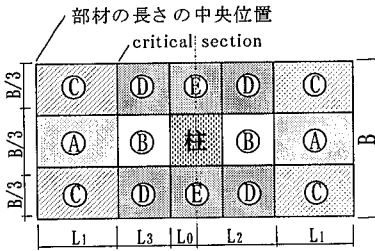


Fig. 11 要素分割方法
The Division of Flat Plate

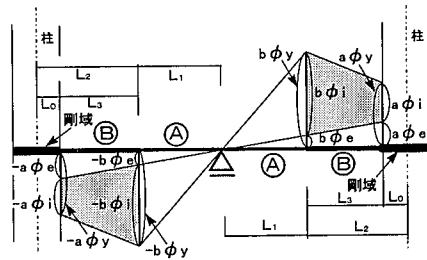


Fig. 12 A, B要素の塑性回転角
Plastic Rotational Angle
of A, B Elements

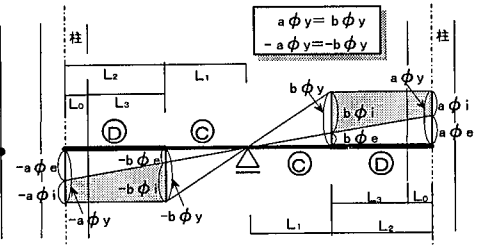


Fig. 13 C, D要素の塑性回転角
Plastic Rotational Angle
of C, D Elements

設定した改良型とでは、改良型の方が復元力特性は優れており、R=1/25の1サイクル目まで安定した復元力特性を有している。

2) 改良型の場合、柱幅内を貫通している主筋ひずみ度は柱フェース位置よりも鉄筋量減少位置の方がやや大きく、鉄筋量減少位置が設定通りにcritical sectionとなっている。

3) 改良型の場合、材軸直交方向のcritical sectionでの主筋ひずみ分布はほぼ均等となっている。

5. 設計手法の提案

5.1 復元力特性評価手法

Fig. 7のFP60Nのせん断力～相対水平変位関係に示したように、既往実験を参考に設定したフラットプレートの復元力特性は、ひび割れ後の剛性が実験結果よりも小さく評価されていた。ここでは実験結果に基づき、フラットプレート構造の復元力特性評価手法を改めて検討する。

フラットプレートの幅は柱幅より大きいいため、その全幅が均一な応力状態とはならない。また改良型フラットプレートは柱との接合部周りの鉄筋量を増大させているため材軸方向の断面性状も均一ではない。これを考慮してフラットプレートを分割し、分割された各要素の断面性能を評価して1本の線材モデルに置換する。

なお、復元力特性評価においてはせん断変形は無視している。

5.1.1 フラットプレートの分割方法 フラットプレートの分割方法をFig. 11に示す。幅方向は柱幅内外で3分割し、材軸方向は鉄筋量の減少する位置において分割した。

5.1.2 分割要素の断面性状 分割したフラットプレート各要素の断面性状を以下に示す方法で算出した。

(1) 曲げひび割れモーメント M_c

$$M_c = c \sigma_t \cdot Z_e \quad (\text{kgf} \cdot \text{cm})$$

$c \sigma_t$: コンクリートの引張強度 (kgf/cm²)

$$c \sigma_t = 1.80 \sqrt{F_c}$$

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 (cm³)

(2) 曲げひび割れ時曲率 ϕ_c

$$\phi_c = M_c / (E_c \cdot I_e) \quad (\text{cm}^{-1})$$

E_c : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm²)

I_e : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント (cm⁴)

(3) 曲げ降伏モーメント M_y

$$M_y = a t \cdot s \sigma_y \cdot j \quad (\text{kgf} \cdot \text{cm})$$

$a t$: 引張鉄筋の断面積 (cm²)

$s \sigma_y$: 引張鉄筋の降伏強度 (kgf/cm²)

j : 7/8d (d:有効せい) (cm)

(4) 曲げ降伏時の曲率 ϕ_y

曲げ降伏時の曲率 ϕ_y (cm⁻¹) は塑性曲げ理論により求める。

(5) 降伏時の塑性回転角 θ_y

$$\theta_y = B \theta_y + S \theta_y$$

$B \theta_y$: 塑性性状による回転角

1) A, C要素…反曲点を部材の長さの中央と仮定

$$B \theta_y = \frac{L_1}{6} \cdot \left(1 - \frac{M_c}{M_y}\right) \cdot \left(2 + \frac{M_c}{M_y}\right) \cdot \left(\phi_y - \frac{M_y}{M_c} \cdot \phi_c\right)$$

2) B要素…Fig. 12の灰色塗りの台形部分の面積が端部の塑性回転角

$$B \theta_y = \frac{L_3}{4} \cdot \frac{1}{L_1 + L_3} \cdot (a \phi_i + b \phi_i) \cdot \left\{ \left(\frac{a \phi_i - b \phi_i}{a \phi_i + b \phi_i} \cdot \frac{L_3}{3} \right) + 2L_1 + L_3 \right\}$$

3) D要素…Fig. 13の灰色塗りの台形部分の面積が端部の塑性回転角(曲げモーメントは一定と仮定)

$$B \theta_y = \frac{L_2}{4} \cdot \frac{1}{L_1 + L_2} \cdot (a \phi_i + b \phi_i) \cdot \left\{ \left(\frac{a \phi_i - b \phi_i}{a \phi_i + b \phi_i} \cdot \frac{L_2}{3} \right) + 2L_1 + L_2 \right\}$$

$S \theta_y$: 引張鉄筋の降伏時の接合部からの抜け出しによる付加回転角

$$S \theta_y = S / (d - X_n)$$

d : 有効せい

X_n : 降伏時の中立軸

S : 引張鉄筋降伏時の抜け出し長さ

1) A, C要素はなし

2) B要素引張鉄筋の降伏時抜け出し長さ

$$S = 0.5 L' \cdot s \varepsilon_y \quad (\text{cm})$$

$$L' = (s a t \cdot s \sigma_y) / (s \psi t \cdot \tau a) \quad (\text{cm})$$

3) D要素引張鉄筋の降伏時抜け出し長さ

実験結果のひずみ分布より、引張鉄筋降伏時の定着長さは柱せいの1.5倍とする。

$$S = 0.5 L' \cdot s \varepsilon_y \quad (\text{cm})$$

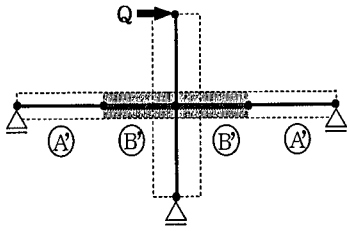


Fig. 14 線材モデル
The Wire Model
of Flat Plate

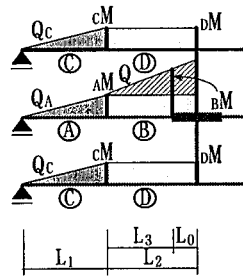


Fig. 15 各要素のモーメント分布
The Distribution
of Each Element

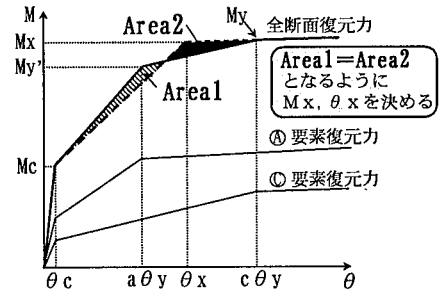


Fig. 16 トリリニアモデル置換
The Substitution of Tri-Linear Model

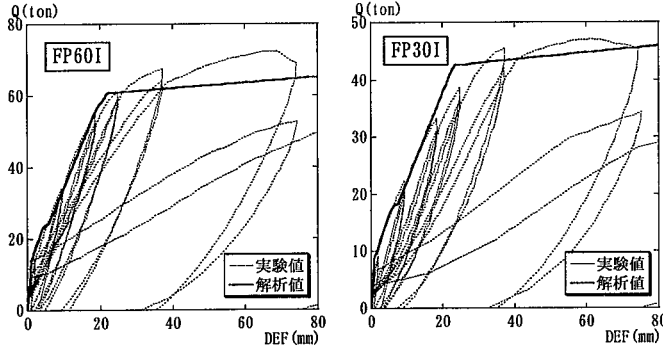


Fig. 17 復元力特性の比較
The Comparison of the Hysteresis Characteristics

$$L' = 1.5 \times cD \quad (\text{cm})$$

- $s \epsilon y$: 引張鉄筋の降伏ひずみ
- L' : 引張鉄筋降伏時の定着長さ (cm)
- $s a t$: 引張鉄筋の断面積 (cm²)
- $s \psi t$: 引張鉄筋の周長 (cm)
- $s \sigma y$: 引張鉄筋降伏強度 (kg/cm²)
- τa : 引張鉄筋降伏時の平均付着応力度
 $\tau a = 27.3 \times s \epsilon y \times 10^3$ (kg/cm²)
- cD : 柱せい (cm)

(6) 要素の降伏回転角 $\theta y'$

$$\theta y' = e \theta y + \theta y = e \theta y + B \theta y + S \theta y$$

$e \theta y$: 反曲点を部材中央と仮定した場合の要素の弾性性状による回転角

$$e \theta y = a/3 \cdot My/Mc \cdot \phi c$$

a : 要素長さ (cm)

5. 1. 3 フラットプレートの線材置換方法 Fig. 14のように、分割した要素の④, ③要素を合わせて④要素, ②, ①要素を合わせて②要素とし、復元力特性を合成する。このときの曲げひび割れ後のフラットプレートのモーメント分布をFig. 15のように仮定する。

また、④と③要素のせん断力の比は、引張鉄筋量の比と同じであり、④と③要素のせん断力はすべて②要素に伝達されると仮定する。

a_A : ④要素の引張鉄筋量 / 全断面の引張鉄筋量

a_C : ③要素の引張鉄筋量 / 全断面の引張鉄筋量

$$Q = Q_A + 2Q_C$$

$$Q_A = a_A \cdot Q$$

$$Q_C = a_C \cdot Q$$

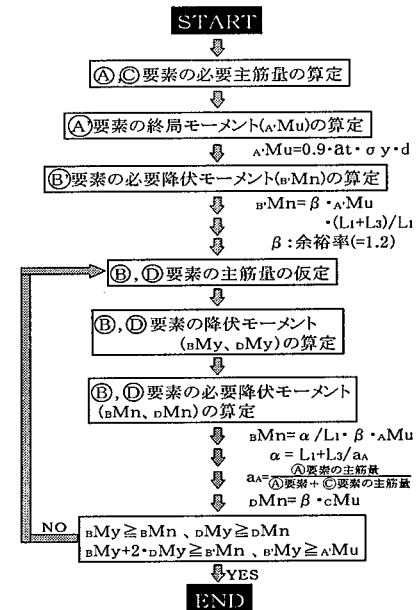


Fig. 18 フラットプレートの断面算定方法
The Method of Computing a Section of Flat Plate

$$aM = Q_A \cdot L_1 = a_A \cdot Q \cdot L_1$$

$$cM = Q_C \cdot L_1 = a_C \cdot Q \cdot L_1$$

②要素の接合部での曲げモーメント bM は

$$bM = aM + Q \cdot L_3 = Q_A \cdot L_1 + Q \cdot L_3$$

$$= Q_A \cdot L_1 + (Q_A/a_A) \cdot L_3 = (L_1 + L_3/a_A) \cdot Q_A$$

$\alpha = L_1 + L_3/a_A$ とすると

$$bM = \alpha \cdot Q_A = \alpha \cdot (aM/L_1) = (\alpha/L_1) \cdot aM$$

ゆえに、 bM は④要素の引張鉄筋量の比 a_A と曲げモーメント aM 、要素の長さ L_1, L_3 によって定まる。

各要素の復元力特性算定後、Fig. 16に示すArealの面積とArea2の面積が等価になるような $Mx, \theta x$ を求め、フラットプレート全幅の復元力特性をトリリニアモデルで表す。

以上の復元力特性の評価手法による解析結果を、実験結果と比較してFig. 17に示す。解析結果は実験結果と良く対応している。

5. 2 断面算定手法

フラットプレートの幅は柱幅の3倍以下とする。Fig. 18にフラットプレートの配筋算定方法をフローチャートで示す。まず、短期許容応力度設計において、④, ③要素

断面の配筋を決定する。その④⑤要素の配筋から、④要素の終局モーメントが算定でき、ここでは余裕率を1.2として⑤要素の必要降伏モーメント $b'M_n$ を求める。その $b'M_n$ に基づき⑥⑦要素の増大させる主筋量を仮定し、⑥⑦要素の降伏モーメント $b'M_y$ 、 $b'M_n$ が決定され、また、必要降伏モーメント $b'M_n$ 、 $b'M_n$ が求まる。⑥⑦要素の降伏モーメント $b'M_y$ 、 $b'M_n$ がそれぞれこの $b'M_n$ と $b'M_n$ を満たしているか、⑥要素に集約したときの降伏モーメント $b'M_y$ が、 $b'M_n$ を満たしているか、降伏モーメントは④要素よりも⑥要素の方が大きいかを判定し、ひとつでも満たしていなければもう一度⑥⑦要素の主筋量を仮定し直す。この条件をすべて満たせばフラットプレート断面が決定する。

6. 26階建高層建物への適用

ここでは実在する高層RC建物への改良型フラットプレート構造の適用の可能性を検討した。

6.1 適用建物概要

- 階数 : 地上26階, 地下1階, 塔屋1階
- 構造種別 : 鉄筋コンクリート構造
- 基準階階高 : 3.10m
- 建物用途 : 地下1階 : 自転車置場
1, 2階 : 住宅共用施設
3階以上 : 共同住宅

平面形状 : 7×7スパン(桁行方向, 梁間方向とも1スパン4.35m~5.4m)

フラットプレートへの置換はすべての大梁を置換するのではなく、共同住宅部分の大梁(4~26階床大梁)のみ置換した。またコア部分などフラットプレートの適用が不可能な部分については大梁のままとした。検討は可能な限り共同住宅部の大梁をフラットプレートに置換したCASE1と、建物の外周の大梁はフラットプレートに置換しないで大梁のままにしたCASE2の2ケース行った。

CASE1とCASE2の基準階平面図をFig. 19に示す。

6.2 設計概要

フラットプレートの断面は幅を柱幅の3倍、せいは35cm以下とした。ベースシア係数 $C_b=0.12$ で短期許容応力度設計を行い、5.2節の断面算定手法に基づいて、フラットプレートの配筋を決定した。

Fig. 20にCASE1の4階と15階の代表的なフラットプレート断面を、Table 5に材料区分を示す。

6.3 静的検討

静的解析は当社開発の立体骨組弾塑性解析プログラム「DREAM-3D」を用いて行った。

その結果、CASE1の場合、フラットプレートはまず11階で $R=1/105$ の時に曲げ降伏し、 $R=1/95$ の時までは4~20階のフラットプレートに曲げ降伏が生じていた。4階床以上の各階のひび割れ後の剛性はフラットプレート適用前の建物に比べ、約55%程度であった。CASE2の場合、

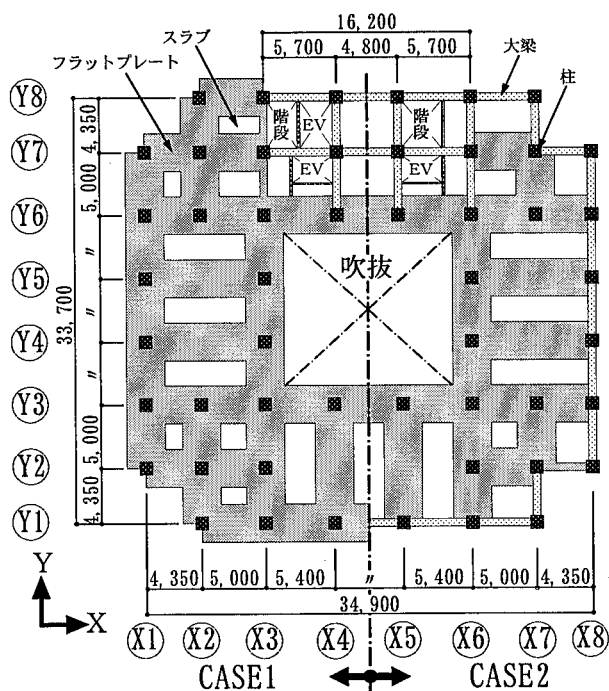


Fig. 19 基準階平面図
Plan View

階	中央				端部(接合部周り)			
	B×D	スラブ	主筋	その他	B×D	スラブ	主筋	その他
15階	285×35 (cm)	スタ	4-D13		285×35 (cm)	スタ	4-D13	
	上端 7-D38	ラ	①100		上端 19-D38	ラ	①100	
	下端 6-D38	ン			下端 18-D38	ン		
4階	300×35 (cm)	スタ	4-D13		300×35 (cm)	スタ	4-D13	
	上端 7-D38	ラ	①100		上端 19-D38	ラ	①100	
	下端 7-D38	ン			下端 19-D38	ン		

Fig. 20 フラットプレート断面(CASE1)
The List of Flat Plate (CASE1)

Table 5 材料区分
The Material List

階数	コンクリート強度	柱主筋	フラットプレート主筋
PH	Fc21	SD345	SD345
R~24	Fc27	SD390	SD390
23~21	Fc30		
20~12	Fc36		
11~9	Fc39		
8~7	Fc39	SD490	SD490
6~4	Fc42		
3~2	Fc39		
1~B1	Fc36		SD390 (SD345)

合、 $R=1/190$ までにX2, X7通りの16~22階で同位置の大梁が曲げ降伏し、 $R=1/80$ までに4~16階のフラットプレートで曲げ降伏が生じた。4階床以上の各階のひび割れ後の剛性はフラットプレート適用前の建物に比べ、約65%程度であった。

Table 6 固有周期
The Natural Period (sec)

	フラットプレート適用前	CASE1	CASE2
1次	1.23	1.86	1.48
2次	.456	.710	.562
3次	.282	.442	.358

Table 7 入力地震波
The List of Input Wave

地震波名	レベル1 (25cm/sec)の最大加速度(cm/sec ²)	レベル2 (50cm/sec)の最大加速度(cm/sec ²)
EL CENTRO (NS)	255.4	510.8
TAFT (EW)	248.4	496.8
HACHINOHE (NS)	165.1	330.1
NEWRC3	177.0	354.0

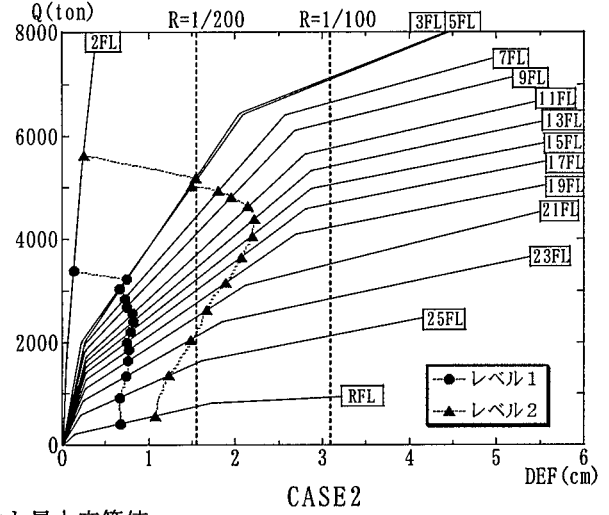
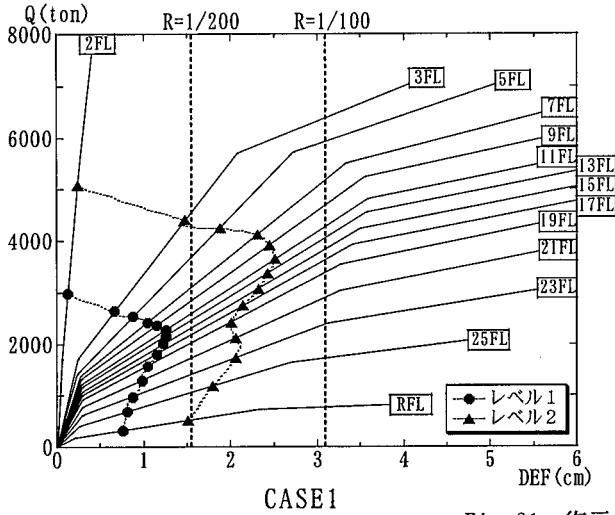


Fig. 21 復元力特性と最大応答値
The Hysteresis Characteristics and Maximum Response Shear Force

6.4 動的検討

立体骨組静的弾塑性解析結果より得られた各階の層せん断力~層間変位関係をTri-Linear型に置換し、せん断型多質点系弾塑性解析を用いて動的解析を行った。

6.4.1 仮定条件 主な仮定条件を以下に示す。

- 1) 1階柱脚を固定とする。
- 2) 減衰は初期剛性比例型の内部粘性減衰とする。
- 3) 減衰定数は1次振動形に対して3%とする。
- 4) 履歴モデルはTakedaモデルとする。

6.4.2 解析結果 Table 6に各ケースの固有周期を示す。1次振動形の固有周期は、フラットプレート適用前の建物に比べ、CASE1で5割、CASE2で2割ほど大きい。

各階の最大応答せん断力を復元力特性上にプロットして、Fig. 21に示す。最大応答せん断力は、4種類の入力地震波 (Table 7) による解析結果の各階での最大値である。CASE1の場合、レベル1の最大応答値は11階の1.27cm (R=1/245)であり、レベル2の最大応答値は10階の2.51cm (R=1/125)であった。CASE2の場合、レベル1の最大応答値は11階の0.830cm (R=1/375)であり、レベル2の最大応答値は12階の2.22cm (R=1/140)であった。両ケースとも最大応答変形角はレベル1がR=1/200以下、レベル2はR=1/100以下という通常の高層建物の設計クライテリアを満足している。

7. まとめ

改良型フラットプレート構造を考案し、その性能確認実験結果より、復元力特性の評価法、および断面算定手

法を作成した。また、改良型フラットプレート構造の高層建物への適用性を検討するため、実在する26階建高層建物を対象に試設計を行った。

その結果、応答結果は一般的な高層建物の設計クライテリアを満足しており、改良型の適用によりフラットプレート構造による高層建物が実現可能であることを確認した。

参考文献

- 1) 別所, 松崎ほか: 幅広はり・柱接合部の水平加力実験(その1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 445~448, (1988. 10)
- 2) 伊藤, 木野本ほか: 幅広梁・柱部分架構の水平加力性状に関する実験研究, 戸田建設技術研究所所報 17, p. 89~101, (1991)
- 3) 狩野, 吉崎ほか: フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究(その1), 建築学会論文報告集, 第288号, p. 39~47, (1980)
- 4) 森田, 角ほか: 鉄筋コンクリート柱・はり接合部におけるはり軸筋の接合部からの抜け出しについて, 日本建築学会学術講演梗概集, p. 1099~1100, (1972)
- 5) 高田, 津田, 江戸: フラットプレート構造の高層建物への適用に関する研究(その1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 419~422, (1997)
- 6) 高田, 津田, 江戸ほか: フラットプレート構造の高層建物への適用に関する研究(その3, 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 685~688, (1998)