

柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造性能

－その3 フラットプレート架構の設計法－

Experiment of Flat Plate Structure

- Part 3 Method of Designing Flat Plate Frame -

岸本 剛* 岡 靖弘** 平松一夫*** 遠山裕史****

要 旨

SI（スケルトン・インフィル）住宅に対応する工法として、梁型を無くして柱とスラブからなるフラットプレート構造がある。フラットプレート構造では梁が無いため自由な空間構成が可能となるが、地震時の挙動については不明な点が多い。そのため、地震時の特性および設計条件を明らかにするため実施した部分架構実験の結果に基づき、フラットプレート構造の復元力特性の評価法や終局強度設計における設計手法を提案した。

キーワード：フラットプレート構造、鉄筋コンクリート、スラブ

1. まえがき

近年、建物の長寿命化に伴い超高層住宅において住戸プランの変更を可能とするため室内に梁型を出さない大型スラブを用いた計画が増加している。対応する工法として、図-1に示すように梁材が無く柱に緊結されたスラブを利用する構造形式（以下：フラットプレート構造）がある。フラットプレート構造では梁が無いため自由な空間構成が可能となるが、一般的なスラブのみでは、地震力に対して十分な剛性と耐力が確保できないためコア壁などの他の耐震要素を併用した設計がされているのが現状である。

地震力の負担が可能なフラットプレート構造が使用できれば他の耐震要素を出来る限り少なくし、梁型のないシンプルな架構が実現できる。しかしスラブを扁平な梁とみなした場合の有効な範囲や復元力特性の評価方法、および終局耐力式の精度などの終局強度設計で不明な点が多い。また、梁が無いことにより柱とスラブの接合部で地震時の脆性的な破壊であるパンチング破壊を生じやすいが、それを防止する補強方法が不明であるなど問題点が多いのが現状である。

そこで、筆者らは前報^{1), 2)}にてフラットプレート構造において梁と考える範囲や柱周りの補強筋量や形状をパラメータとした柱とスラブからなるフラットプレート構造の部分架構実験を実施し構造性能を検証した。今回、それらの結果に基づき、ラーメン架構として取り扱えるようにスラブの内、扁平な梁と考える範囲や剛性や耐力

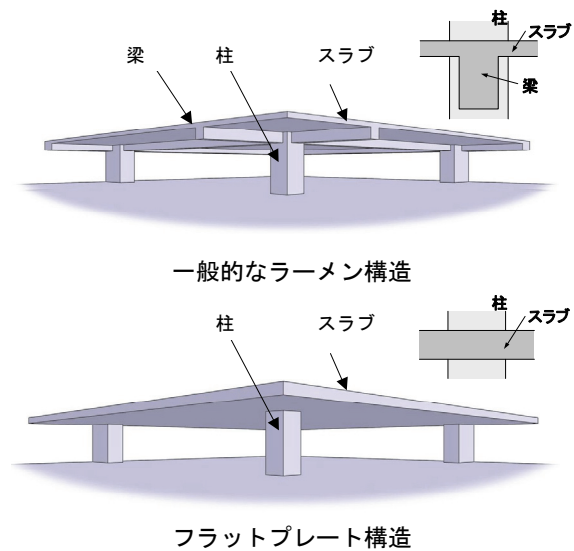


図-1 フラットプレート構造

に寄与する協力幅を定義し復元力特性の評価法を検討した。また、パンチング破壊を防止するための補強を施した場合における終局耐力の評価を行い、設計手法も含めたフラットプレート工法（奥村式フラットプレート工法、以下 本工法）を提案した。本報では、本工法の概要および復元力特性の評価法と終局強度設計手法について報告する。

2. 本工法の概要

*技術研究所 **東京支社建築設計部 ***技術本部建築部 ****関西支社建築設計部

本工法の代表的な配筋図を図-2に示すが、鉄筋コンクリート造の柱とスラブから構成され、梁型をなくし柱周りに支板を必要としない構造形式である。

本工法ではスラブの一部をフラットプレート梁と定義し、梁としての主筋を配置するとともに、端部にせん断補強筋を配置する。梁の幅は柱幅(Bc)にスラブ厚さ(Ds)を加えた範囲を基本とし、梁せいはスラブ厚と同じとしている。それ以外のスラブについてはスラブ筋を配置する。また、柱面よりスラブ厚さの範囲には柱周りのパンチング破壊を防止する目的でパンチング補強筋を配置する。せん断補強筋やパンチング補強筋は施工性に配慮し閉鎖型ではなく幅止め筋形状としている。なお、梁幅は安全率を大きくとることにより柱幅に柱せい(Dc)の2倍を加えた範囲までとすることができる。また、フラットプレート梁が取り付く外端部にはフラットプレート梁せいの1.5倍以上の梁せいを有する直交梁を設けることとしている。

これまでフラットプレート構造の特性が明確では無かったため地震力は耐震壁等の他の耐震要素に負担させ鉛直力(長期荷重)のみ負担させる設計が多く行われてきた。しかし部分架構実験により地震時の構造性能を確認しているため、本工法ではフラットプレート構造に地震力を負担させることができる。なお、部分架構実験では十字形部分架構13体、ト字形部分架構2体、T字形部分架構1体の計16体を実施している(以下、本実験)。

3. 復元力特性の評価法

3.1 評価法の概要

フラットプレート構造においても通常の柱梁構造と同様に復元力特性をトリリニアで評価するためには、梁

型が無いことによる影響を考慮する必要がある。フラットプレート構造では、梁と考える幅は一般的に柱幅よりも大きいので協力幅も含めた全幅で様な応力状態とはならない。また剛性および耐力については柱形状やスラブのシアパン比などの影響が一般の梁の場合と異なるため同様の評価が難しいことが考えられる。そこでフラットプレート構造の復元力特性の評価方法について実験結果に基づき検証した。

3.2 初期剛性算定用有効幅(B)

フラットプレート構造では水平荷重方向のスラブの回転角は水平荷重直交方向に対し一様ではなく柱より離れるほど小さくなる。またフラットプレート梁の幅は柱幅よりも大きいので協力幅も含めた全幅で様な応力状態とはならない。そこで初期剛性算定における有効幅は水平荷重直交方向のスラブの回転角を一定とした等価梁モデルに低減率(有効幅係数)を乗じることにより評価し式(1)により求めることとした。式(1)は文献(6)によるもので表-1に示す加力直交方向のスパン長(Ly)に対する有効幅係数(λ)を各方向スパン長、スパン比、柱形状を考慮し有限要素法解析による弾性理論解で求めたものである。同文献は、ACI318 CHAPTER 13 (TWO-WAY SLAB SYSTEMS) が水平荷重時の剛性について参照している文献(7)で用いられている。なお、等価梁モデルにおける梁せいはスラブ厚とした。

$$B = \lambda \cdot L_y \quad \text{----- (1)}$$

B : 初期剛性算定用有効幅

λ : 有効幅係数で表-1による

L_y : 加力直交方向のスパン長

図-3に初期剛性の実験値と計算値の比較を示す。本実験のうち、表-1より求まる初期剛性算定用有効幅以上の試験体幅を有する試験体はN-8、9の2体が該当する。そのためN-8、9の初期剛性算定用有効幅は表-1

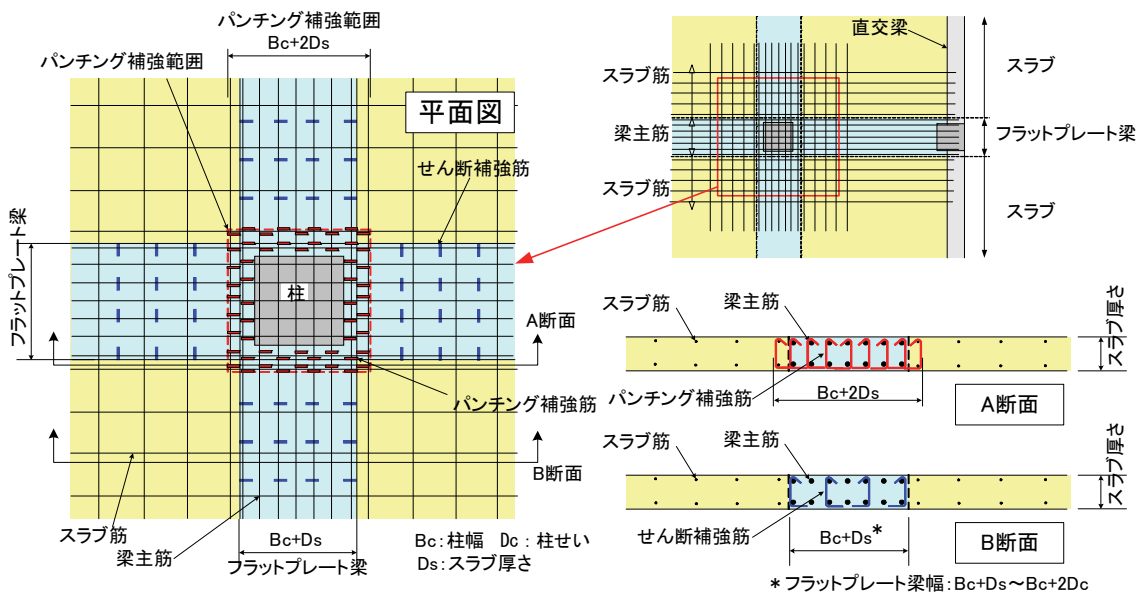


図-2 本工法の代表的な配筋図

に従い算出し、その他の試験体においては試験体幅すべてが有効として算出した。N-8、9の結果では、表-1による有効幅係数 $\lambda=0.6$ とした場合の有効幅で求めた計算値に対する実験値の比は0.87、0.95と今回の実験結果では1.0に近い値となった。

3.3 曲げひび割れモーメント (Mcr)

曲げひび割れモーメント (Mcr) は一般の梁と同様に式(2)³⁾にて求めることとした。なお、Ze算定においては初期剛性算定用有効幅と同じとした。図-4に曲げひび割れ強度の実験値と計算値の比較を示す。N-8、9の結果では、計算値に対する実験値の比は1.04、0.96であった。

$$Mcr = 0.56\sqrt{\sigma_B}Ze+ND/6 \quad \text{----- (2)}$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度

Ze = Ie/(D/2) : 鉄筋を考慮した断面係数

N : 軸力

D : 部材せい

3.4 曲げ強度 (My)

曲げ強度 (My) も一般の梁と同様に式(3)⁴⁾にて求めることとした。なお、曲げ強度算定用有効幅 (フラットプレート梁曲げ強度算定に考慮するスラブ筋の範囲で剛性算定用有効幅と異なる) は本実験結果および既往の研究を基に図-5中に示す45°の範囲を有効とした。同図に曲げ強度の実験値と計算値の比較を示す。実験値/計算値の平均値は1.1と1.0を上回っていた。

$$My = 0.9 \Sigma at \cdot \sigma_y \cdot d \quad \text{----- (3)}$$

at : 引張鉄筋断面積

σ_y : 主筋降伏強度

d : 有効せい

3.5 降伏時剛性低下率 (α_y)

フラットプレート梁は一般の梁に比べせいが小さいため、シアスパン比(a/Ds)が菅野式⁸⁾の適用範囲である5.0を上回り、菅野式を直接適用できない。そこで実験結果を基に式(4)に示すように菅野式による剛性低下率にせん断スパン比および引張鉄筋比に応じた低減率を乗じ算出することとした。

低減率は、フラットプレート梁の降伏時層間変形角の実験値が文献5)による計算値(以下 耐震性能評価指針式)と図-6に示すように概ね一致していたので、耐震性能評価指針式を理論値とみなし、耐震性能評価指針式と菅野式との関係から決定した。図-7にSD345-Fc30、SD490-Fc42の組み合わせにおける、各シアスパン比での菅野式による降伏変形角計算値 (sRy) と耐震性能評価指針による計算値 (tRy) の比 (sRy/tRy) を示す。この比を菅野式の低減率とし、引張鉄筋比が0.5、1.0、2.0%の場合において検討した。

同図より、シアスパン比が5.0以上ではシアスパン比が大きくなるに従い、また引張鉄筋比が小さくなるに従い計算値の比 (sRy/tRy) が小さくなる傾向を示した。なお、引張鉄筋比が1.0%の時、シアスパン比が5以下で

表-1 初期剛性算定用有効幅係数 (λ)

| Lx/Ly=0.5 | Dc/Lx | Bc/Lx | | | | |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| | | 0.04 | 0.06 | 0.08 | 0.10 | 0.12 |
| 0.04 | 0.217 | 0.212 | 0.212 | 0.215 | 0.220 | |
| 0.06 | 0.270 | 0.249 | 0.243 | 0.242 | 0.243 | |
| 0.08 | 0.304 | 0.280 | 0.271 | 0.267 | 0.266 | |
| 0.10 | 0.315 | 0.301 | 0.294 | 0.290 | 0.288 | |
| 0.12 | 0.313 | 0.315 | 0.313 | 0.310 | 0.308 | |

| Lx/Ly=1.0 | Dc/Lx | Bc/Lx | | | | |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| | | 0.04 | 0.06 | 0.08 | 0.10 | 0.12 |
| 0.04 | 0.429 | 0.418 | 0.419 | 0.425 | 0.434 | |
| 0.06 | 0.531 | 0.491 | 0.479 | 0.476 | 0.479 | |
| 0.08 | 0.597 | 0.550 | 0.532 | 0.525 | 0.523 | |
| 0.10 | 0.616 | 0.590 | 0.576 | 0.568 | 0.564 | |
| 0.12 | 0.612 | 0.616 | 0.612 | 0.606 | 0.602 | |

| Lx/Ly=1.33 | Dc/Lx | Bc/Lx | | | | |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| | | 0.04 | 0.06 | 0.08 | 0.10 | 0.12 |
| 0.04 | 0.552 | 0.538 | 0.540 | 0.547 | 0.558 | |
| 0.06 | 0.677 | 0.628 | 0.612 | 0.609 | 0.612 | |
| 0.08 | 0.754 | 0.698 | 0.676 | 0.667 | 0.664 | |
| 0.10 | 0.775 | 0.744 | 0.727 | 0.717 | 0.712 | |
| 0.12 | 0.769 | 0.733 | 0.768 | 0.761 | 0.756 | |

| Lx/Ly=2.0 | Dc/Lx | Bc/Lx | | | | |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| | | 0.04 | 0.06 | 0.08 | 0.10 | 0.12 |
| 0.04 | 0.732 | 0.716 | 0.717 | 0.726 | 0.737 | |
| 0.06 | 0.868 | 0.813 | 0.796 | 0.792 | 0.795 | |
| 0.08 | 0.944 | 0.884 | 0.860 | 0.850 | 0.846 | |
| 0.10 | 0.958 | 0.926 | 0.908 | 0.897 | 0.891 | |
| 0.12 | 0.944 | 0.948 | 0.942 | 0.935 | 0.928 | |

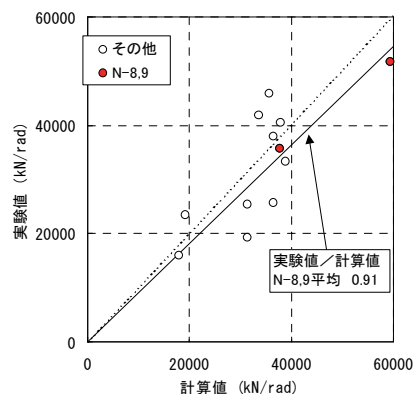
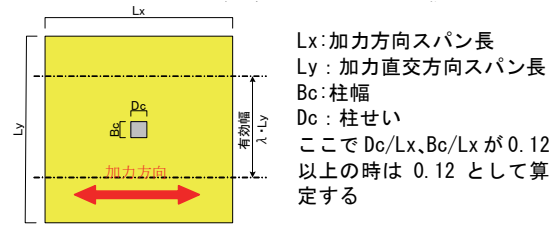


図-3 初期剛性の比較

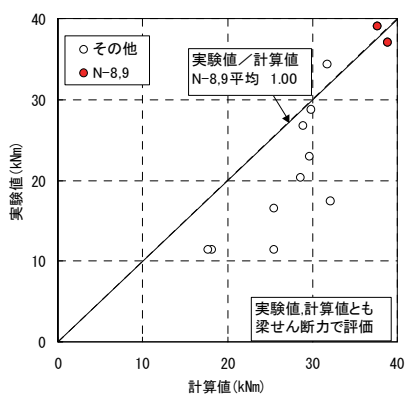


図-4 曲げひび割れモーメントの比較

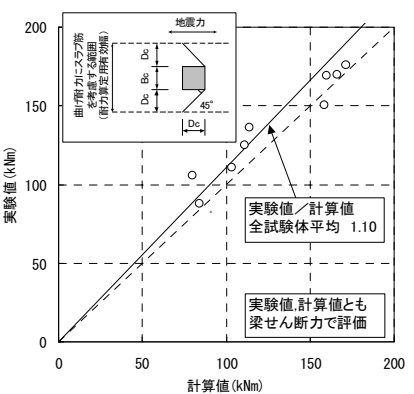


図-5 曲げ強度の比較

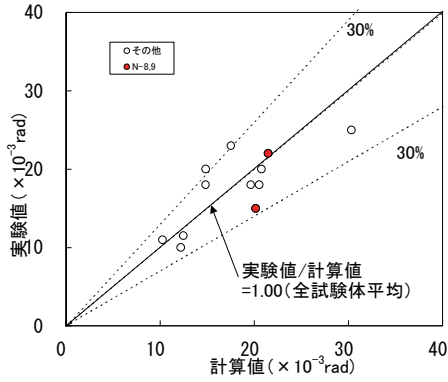
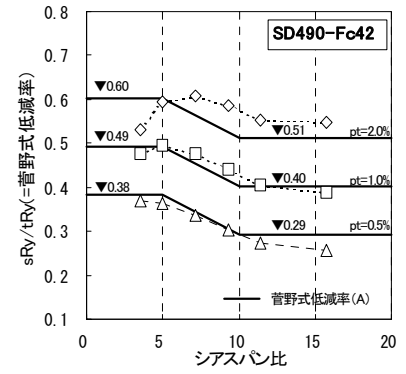
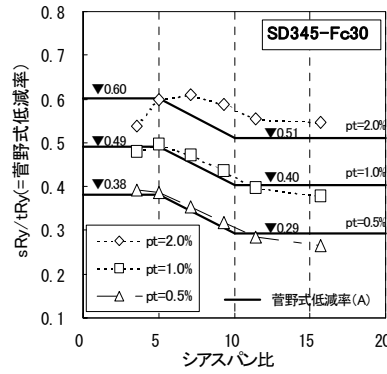


図-6 降伏変形角の実験値と計算値 (耐震性能評価指針式) の比較



a) SD345-Fc60 の組み合わせ

b) SD490-Fc42 の組み合わせ

図-7 シアスパン比と菅野式低減率の関係

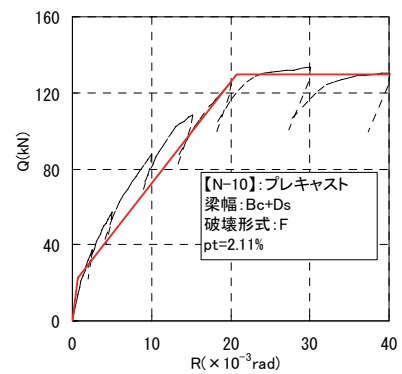
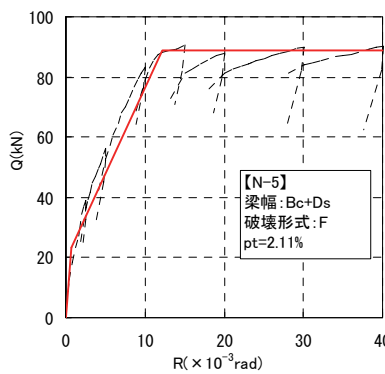
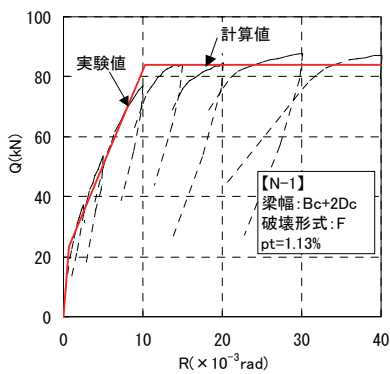


図-8 骨格曲線の実験値と計算値の比較

は菅野式低減率は約 0.5 倍、10 以上では約 0.4 倍であった。同図には併せて、各引張鉄筋比 (pt=0.5、1.0、2.0%) における菅野式低減率の計算値を示す。菅野式低減率はシアスパン比と引張鉄筋比を考慮し求めた。菅野式低減率とシアスパンの関係は、5.0 以下、10.0 以上は一定とし、5~10 の範囲は直線補間とした。また、菅野式低減率と引張鉄筋比の関係は引張鉄筋比の対数として定めた。これは引張鉄筋比が 0.5~1.0% 時の菅野式低減率の差と 1.0~2.0% 時の差が同程度である傾向を示したためである。式(4)は各引張鉄筋比における計算値を概ね推定できると考えられる。

$$\alpha y = A \cdot (0.043 + 1.64n \cdot pt + 0.043a/Ds) \cdot (d/Ds)^2 \quad (4)$$

$$A = 0.159 \cdot \ln(pt) + 1.224 \quad (a/Ds \leq 5)$$

$$A = 0.159 \cdot \ln(pt) + 1.134 \quad (a/Ds \geq 10)$$

$$A = 0.159 \cdot \ln(pt) + 1.224 - 0.018 \cdot (a/Ds - 5) \quad (5 < a/Ds < 10)$$

n : ヤング係数比

pt : フラットプレート梁の引張鉄筋比

a/Ds : シアスパン比

3.6 実験値と計算値の比較

図-8 に試験体N-8、N-9のフラットプレート架構の骨格曲線の実験値と計算値の比較を示す。併せて図-9に

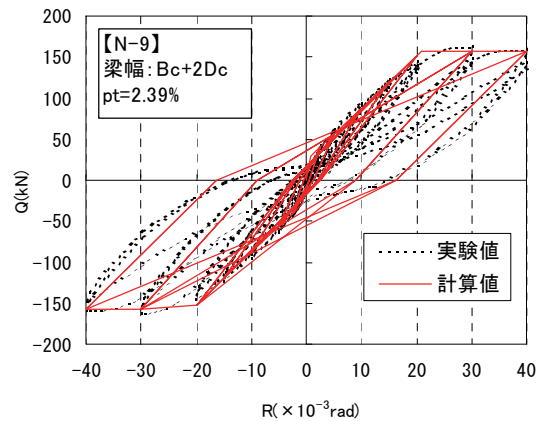
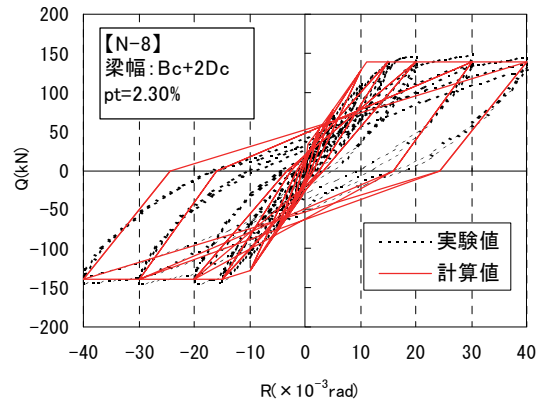


図-9 復元力特性の実験値と計算値の比較

代表的な試験体の履歴曲線の実験値と計算値の比較を示す。履歴曲線のモデル化では、3折れ点の武田モデルで表した。各折れ点は前項までにより算定し、除荷剛性は $\gamma = 0.4$ とした。実験値と計算値は概ね一致し本検証法にて十分評価できると考えられる。

4. 終局強度の設計手法

4.1 設計手法の提案

フラットプレート構造の終局強度設計ではフラットプレート梁より柱に伝達される曲げモーメントおよびせん断力により接合部でパンチング破壊を生じないことを確認する必要がある。具体的には式(5)に示すフラットプレート梁の曲げ耐力に達するメカニズム時モーメント(Md)に対する柱・フラットプレート梁接合部周りでスラブがパンチング破壊する時の終局伝達節点モーメント(Mu)の比(Mu/Md)でいわゆる接合部せん断余裕度が α_0 以上を確保する必要がある。ここで α_0 は安全率で 1.0 以上を示す。

ここで柱・フラットプレート梁接合部周りでスラブがパンチング破壊する時のモーメント(Mu)は式(8)に示すRC規準³⁾によるパンチング相関式を準用し、式(7)としている。式(7)は式(8)の左辺と右辺が等しいとして終局伝達節点モーメント(Mu)について解いたものである。これは、パンチング破壊時の終局伝達節点モーメント(終局耐力)が終局伝達鉛直力(設計用鉛直力)に依存することを示している。また、危険断面位置でのフラットプレート梁の曲げ強度は前章の結果を基に式(3)による。この時、フラットプレート梁の曲げ耐力時のモーメントをパンチング破壊時のモーメント

と比較するため節点に置き換える必要がある。

検定式はRC規準によるパンチング相関式を準用した式(5)による。また、長期荷重が大きくなると脆性的な破壊を生じやすいことを考慮し実験結果および既往の研究⁹⁾を参考に式(6)においてメカニズム時伝達鉛直力(Vd)を終局伝達鉛直力(Vo)の0.3以下としている。

$$Mu/Md > \alpha_0 \quad \text{----- (5)}$$

$$Vd/Vo < 0.3 \quad \text{----- (6)}$$

$$Mu = Mo \cdot (1 - \alpha_v \cdot Vd/Vo) \quad \text{----- (7)}$$

$$\alpha_v \cdot Vd/Vo + Mu/Mo < 1.0 \quad \text{----- (8)}$$

$$Mo = Mf + Ms + Mt \quad \text{----- (9)}$$

Mu : 鉛直力を考慮した終局伝達節点モーメント

Md : メカニズム時節点モーメント

Mo : モーメントのみが伝達される時の終局伝達節点モーメント

Vd : メカニズム時伝達鉛直力

Vo : 鉛直力のみが伝達される時の終局伝達鉛直力

α_0 : 梁幅が Bc+Ds の時 1.0、Bc+2Dc の時 1.4

α_v : 1.0 ただし上下地震動の影響を考慮する必要がある場合 1.5 以上

Mf : 梁の曲げ抵抗によって伝達されるモーメント

Ms : 前後面のせん断力により伝達されるモーメント

Mt : 両側面のねじりにより伝達されるモーメント

4.2 実験値と計算値の比較

図-10 に部分架構試験体の接合部せん断余裕度(Mu/Md)と実験値と計算値の比(Mmax/Md)の関係を既往の実験^{10)~16)}も含んで示す。図中×印は、スラブがパンチング破壊した実験データである。本実験で Mmax/Md が 1.0 以上であった試験体に着目すると、フラットプレート梁の幅を Bc+Ds とした場合は Mu/Md が 1.0 以上であり、

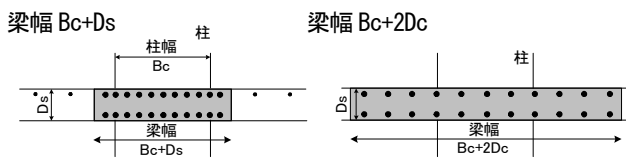
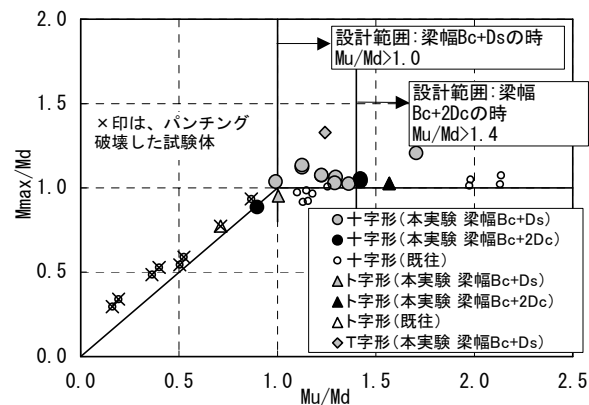
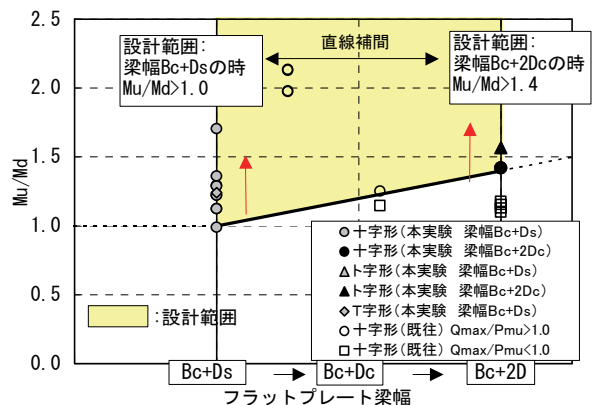


図-10 Mu/Md と Mmax/Md の関係



Mmax/Md については、本実験はいずれも 1.0 以上、既往の実験：“○”は 1.0 以上、“□”は 1.0 以下
ここで、既往の実験の破壊形式は、文献に記載の荷重変形関係やひずみデータ等よりスラブの曲げ降伏先行型と判断している。

図-11 フラットプレート梁幅と Mu/Md 関係

幅を $Bc+2Dc$ とした場合は Mu/Md が 1.42 以上であった。しかし既往の研究ではフラットプレート梁の幅を $Bc+Ds$ 以上とした場合、 Mu/Md が 1.0~1.4 の範囲において試験体が曲げ破壊したにもかかわらず M_{max}/Md が 1.0 を下回る例がみられた。既往の研究 ($Mu/Md > 1.0$) ではフラットプレート梁幅は $Bc+Ds \sim Bc+2Dc$ であるが、フラットプレート梁幅が柱幅に対し大きくなるほど、柱より離れた梁主筋の応力を接合部に伝達できず、有効に働く梁主筋の割合が小さくなるためであると考えられる。

本実験結果では、フラットプレート梁(梁幅 $Bc+Ds$)が曲げ破壊し、実験値が曲げ耐力計算値を上回った ($M_{max}/Md > 1.0$) 試験体では、 Mu/Md の最小値が 0.99 と約 1.0 となっている。そのためフラットプレート梁幅を $Bc+Ds$ とした場合、 Mu/Md は 1.0 以上で評価できると考えられる。

フラットプレート梁幅が $Bc+2Dc$ の時、本実験結果では Mu/Md の最小値が 1.42 となっている。また、既往の実験では Mu/Md が 1.0~1.4 の範囲では、 M_{max}/Md が 1.0 を下回る結果がみられる。そのため、今回の実験結果を基にフラットプレート梁の幅を $Bc+2Dc$ とした場合、現在の知見では Mu/Md は 1.4 以上 ($\alpha_o=1.4$) として設計することが望ましいと考えられる。

フラットプレート梁幅がその間にある場合について、図-11 に示す。図-11 は図-10 において本実験結果と既往の実験データのうち Mu/Md が 1.0 以上の結果を取り出したものである。既往の研究で“○”はその内、実験値が計算値を上回る試験体 ($M_{max}/Md > 1.0$)、“□”は下回る試験体を示す。なお、既往の実験ではフラットプレート梁幅は $Bc+Ds$ 以上である。図中にフラットプレート梁幅が $Bc+Ds$ の時 $\alpha_o=1.0$ 、 $Bc+2Dc$ の時 $\alpha_o=1.4$ とし、その間を直線補間した斜線を併記する。試験体数は少ないものの設計範囲内では実験値は曲げ耐力計算値を上回っていることより、その間の α_o はフラットプレート梁幅により決めることとした。

これによりパンチング破壊に対して安全に評価できると考えられる。

5. あとがき

フラットプレート構造において実験結果を基に復元力特性の評価法と終局強度設計手法について提案し、安全に評価できることを確認した。今後「奥村式フラットプレート工法」を積極的に実建物に適用していきたい。

【参考文献】

1) 岸本 剛、早川邦夫、岡 靖弘、平松一夫、「柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造性能 その 1 水平加力実験」、奥村組技術研究年報、No. 32、pp. 43-48、2006. 7

2) 岸本 剛、早川邦夫、岡 靖弘、平松一夫、「柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造性能 その 2 各部分架構の水平加力実験」、奥村組技術研究年報、No. 33、pp. 95-100、2007. 7

3) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」、1999

4) 日本建築センター、「建築物の構造規定」、1997

5) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」、2004

6) Fed Allen, Peter Darvall, 「Lateral Load Equivalent Frame」、ACI Journal, Vol. 74, No. 7, pp. 294-299、1977

7) 「Frame Analysis of Concrete」、CONCRETE INTERNATIONAL、DECEMBER 1983

8) 菅野俊介、「鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性に関する研究(その3)」、日本建築学会関東支部研究発表会、1968. 6

9) 「Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures」、ACI STRUCTURAL JOURNAL、November-December 1988

10) 狩野芳一、吉崎征二、「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)」、日本建築学会論文報告集第288号、昭和55年2月

11) 狩野芳一、吉崎征二、「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2)」、日本建築学会論文報告集第292号、1980. 6

12) 小坂英之、山田大助、山中久幸、立見英司、平田祐一、田野健治、「柱とスラブからなるラーメン架構の水平加力実験(その1~3)」、日本建築学会学術講演梗概集、2001. 9

13) 森 浩二、井上重信、中澤敏樹、飛田喜則、「柱とスラブとの接合部を補強したフラットプレートの構造性能に関する実験研究(その1、2)」、日本建築学会学術講演梗概集、2004. 8

14) 太田義弘、岡本晴彦、山本正幸、室屋哲也、「鉄筋コンクリート造柱-フラットスラブ接合部のせん断補強効果に関する研究」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 21 No. 3、1999

15) 鈴木紀雄、井上貴之、永井 覚、丸田 誠、「鉄筋コンクリート造柱-フラットスラブ接合部のせん断補強効果に関する研究」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 21 No. 3、1999

16) 金 亮基、隅澤文俊、中埜良昭、岡田恒男、「フラットプレート構造の柱-スラブ接合部の靱性に関する研究」、日本建築学会学術講演梗概集、1995. 8