

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—

岸本 剛* 早川邦夫*
岡 靖弘** 平松一夫***

1. まえがき

近年、超高層住宅において建物の長寿命化に伴い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。しかしスラブを偏平な梁とみなした場合の耐力式の精度など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。

そこで本報ではそれらを明らかにするため実施した架構実験について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

図-2に試験体形状を、**表-1**に試験体諸元を示す。試験体は約 1/2 縮尺の柱とスラブで構成される十字形架構 7 体およびト字形架構 1 体の計 8 体で、十字形架構には柱周りに支板は設けず、柱とスラブからなるフラットプレート構造としている。また、ト字形架構には建物外周部を想定しスラブ厚さの 1.5 倍のせいを持つ直交梁を設けている。実験因子はスラブ筋量と配筋方法および補強筋量と補強筋形状である。

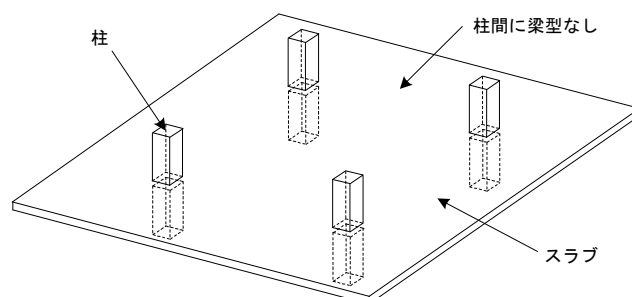


図-1 フラットプレート構造

a. スラブ筋量および配筋方法

N-1~4はスラブ筋を全スラブ幅内に等間隔に均等配筋した試験体であり、N-1~N-3の全スラブ幅に対する引張鉄筋比 (p_2) は1.13%で、せん断余裕度は約1.4とスラブの曲げ破壊を想定したものである。また、N-4では1.77%でせん断余裕度は約0.9とパンチング破壊を想定したものである。なお、ト字形架構であるG-1の配筋方法やスラブ筋量はN-4と同じであり、スラブ筋の定着方法は直交梁内に上端筋、下端筋とも折り曲げ定着で、水平定着長は上端筋は $21d$ (d : 鉄筋径)、下端筋は $20d$ 、折り曲げ後の余長は上端筋は $10d$ の曲げ下げ定着、下端筋は余長は $6d$ の曲げ上げ定着としている。これに対しN-5は配筋方法の違いによる影響を検証するためN-1と全スラブ幅内のスラブ筋量は同程度であるがスラブ筋を柱幅近傍 (B_c+D_s) に集中配筋した試験体である。ここで、 B_c は柱幅、 D_s はスラブ厚。また、N-6、7はN-5と同じ集中配筋タイプであるが、N-5に対しスラブ筋量を増やした試験体である。これらのせん断余裕度はN-5で約1.7、N-6、7で約1.2とスラブの曲げ破壊を想定したものである。

b. 補強筋量と補強形状

各試験体とも柱面よりスラブ厚さ分の長さの範囲にはパンチング破壊を防止することを目的にパンチング補強筋を配置している。補強筋比 (p_{wp}) は柱周りの補強面積に対する補強筋の総断面積で定義し、各試験体

*技術研究所 **東京支社建築設計部 ***技術本部建築部

とも $p_{wp}=0.45\%$ 程度である。補強筋形状は片端 90° フック、他端 135° フックで、スラブ上、下端筋に掛ける形式としているが、比較のため N-2 は両端を 135° フックとしている。

また、柱よりスラブ厚の範囲以外では幅を柱幅としたせん断補強筋を一定区間配置している。せん断補強

筋比(p_w)は $p_w=0.2\%$ を基準とし、比較のため N-3、N-7 は 0.4% としている。形状はパンチング補強筋と同じである。なお、試験体形状は柱断面寸法($B_c \times D_c$)は $450 \times 450\text{mm}$ 、スラブ幅は柱幅の3倍の 1350mm 、スラブ厚(D_s)は N-1~N-5、G-1 は 180mm 、N-6、7 は 140mm である。

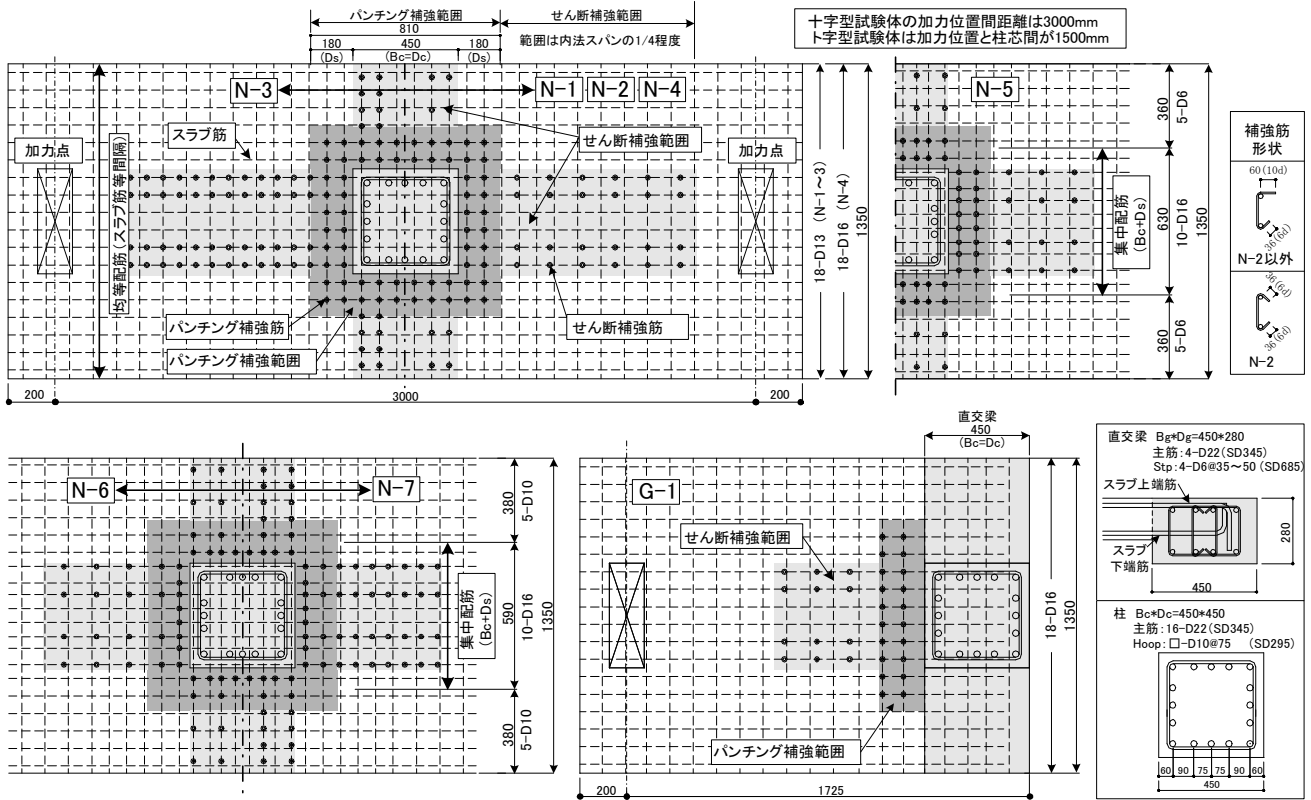


図-2 試験体形状

表-1 試験体諸元

| 記号 | 配筋方法 | スラブ厚 | $p_{t1} (\%)^{1)}$ | $p_{t2} (\%)^{2)}$ | $p_w (\%)^{3)}$ | $p_{wp} (\%)^{4)}$ | 主筋集中率 ⁵⁾ (B_c+D_s) | せん断余裕度 ⁶⁾ P_p/P_{mu} | 配筋 | | | | 特記 | | |
|-----|------|------|--------------------|--------------------|-----------------|--------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------|------------------|--------------------|----------|----------|------------------------|--------|
| | | | | | | | | | スラブ筋 | | 補強筋 (SD295A) | | | | |
| | | | | | | | | | B_c+D_s 内 | $3B_c$ 内 | 鋼種 | せん断補強筋 | パンチング補強筋 | | |
| N-1 | 均等 | 180 | 1.08 | 1.13 | 0.2 | 0.44 | 0.44 | 1.42 | 8-D13 | 18-D13 | SD295A | 4-D6@140 | 64-D6 | 均等配筋 基準試験体 | |
| N-2 | | | | | | | | | | | | | | | 補強筋形状 |
| N-3 | | | | | | | | | | | | | | | |
| N-4 | | | | | | | | | | | | | | | スラブ筋量多 |
| N-5 | 集中 | 140 | 3.07 | 1.82 | 0.4 | 0.46 | 0.74 | 1.22 | 10-D16 | 10-D16 +10-D6 | D6, D16共 SD295A | 4-D6@140 | 64-D6 | 集中配筋 (スラブ筋量はN-1と同じ) | |
| N-6 | | | | | | | | | | | | | | | スラブ筋量多 |
| N-7 | | | | | | | | | | | | | | | |
| G-1 | 均等 | 180 | 1.68 | 1.77 | 0.2 | 0.43 | 0.44 | 1.70 | 8-D16 | 18-D16 | SD390 | 4-D6@140 | 20-D6 | ト字型 基準試験体 | |

1) $p_{t1}=a_{t1}/(B_c+D_s)/d$ a_{t1} : B_c+D_s 内引張鉄筋断面積、 B_c :柱幅、 D_s :スラブ厚、 d :有効せい

2) $p_{t2}=a_{t2}/3B_c/d$ a_{t2} : $3B_c$ 内引張鉄筋断面積、 B_c :柱幅

3) $p_w=a_w/B_c/S$ a_w : B_c 内せん断補強筋断面積、 S :ピッチ

4) $p_{wp}=a_{wp}/((B_c+D_s) \cdot (D_c+D_s)-B_c \cdot D_c)$ a_{wp} :柱面よりスラブ厚 D_s の範囲内に配置した鉛直筋断面積

5) 主筋集中率: B_c+D_s 内に配置された総主筋断面積を $3B_c$ 内に配置された総主筋断面積で除した値

6) P_p :パンチング破壊時のスラブ先端荷重、 P_{mu} :スラブ曲げ破壊時のスラブ先端荷重、せん断余裕度は表-2の材料試験結果による、G-1のパンチング耐力算定においてはねじれの項 M_t にてスラブ厚を直交梁せいとした

2.2 載荷方法

図-3に載荷方法を示す。載荷は柱に一定軸力(0.1B_cD_cσ_B)を与えた状態で、上下柱の先端部をピン・ローラー支持しスラブ両端部の加力点変位を逆対称に制御して行った。載荷履歴は、層間変形角を R=±1/400、1/200、1/100、1/67、1/50、1/33、1/25rad を2サイクルずつ繰り返し R=+1/10rad までの片押しとした。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図-4に N-1、5 最終ひび割れ状況を示す。N-1 のスラブ上面では R=+2.5×10³rad 以降にスラブの危険断面位置に曲げひび割れが発生し、加力方向に対し柱側面のスラブ上面(A)では R=+10~15×10³rad に柱の角部より斜めひび割れが発生した。スラブ側面(B)には、R=+15×10³rad にせん断ひび割れが発生し、その後スラブ筋に沿って進展した。N-5 のこれらのひび割れは N-1 と比較して発生量、幅とも小さいものであった。

試験体 G-1 では、正加力時にはスラブの危険断面位置で発生した曲げひび割れが進展し、加力の進行とともにそのひび割れは直交梁上面から直交梁入り隅部(C)へ向かっていった。また、直交梁側面では正加力時に入り隅部に向かうひび割れとともにスラブ上端筋に沿うひび割れが進展し(D)、負加力時には直交梁入り隅部で発生した曲げひび割れがスラブ下端筋に沿って水平方向に伸びた。直交梁背面では R=8.5×10³rad 時に直交梁のねじれによるひび割れ(E)が発生したが、最終的にはスラブ危険断面位置に発生した曲げひび割れが大きく開いた。

表-2 材料試験結果

(a)鉄筋材料強度

| 呼び名 | 鉄筋 | | 使用箇所 | 降伏強度 σ _y (N/mm ²) | 引張強度 σ _u (N/mm ²) | 伸び (%) |
|-----|--------|--------------|---------------|---|---|-----------|
| | 種類 | 試験体 | | | | |
| D6 | SD295A | N-1~N-4 | 補強筋 スラブ筋 | 404 | 558 | 23 |
| | SD295A | N-5~N-7, G-1 | | 372 | 547 | 26 |
| | SD685 | G-1 | 直交梁せん断 補強筋 | 704 | 924 | 18 |
| D10 | SD295A | N-6, N-7 | スラブ筋 | 378 | 529 | 26 |
| D13 | SD295A | N-1~N-3 | | 347 | 491 | 29 |
| D16 | SD295A | N-5 | | 362 | 517 | 30 |
| | SD345 | N-6, N-7 | | 389 | 575 | 21 |
| | SD390 | N-4 | 442 | 603 | 23 | |
| | | G-1 | | 452 | 613 | 24 |

(b)コンクリート材料強度

| 設計基準強度 F _c | 試験体 | 圧縮強度 σ _B (N/mm ²) | ヤング係数 E _c (kN/mm ²) | 引張強度 σ _t (N/mm ²) | 圧縮強度時 ひずみ ε _∞ (×10 ⁻³) |
|--------------------------|--------------|---|---|---|---|
| 36 | N-1~N-4 | 40.0 | 28.4 | 3.69 | 2.33 |
| 36 | N-5~N-7, G-1 | 39.6 | 28.4 | 3.52 | 2.33 |

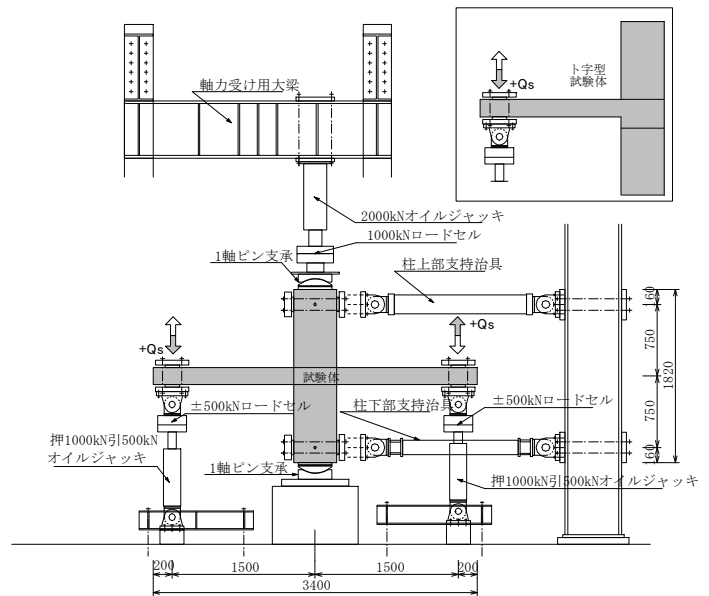


図-3 加力装置

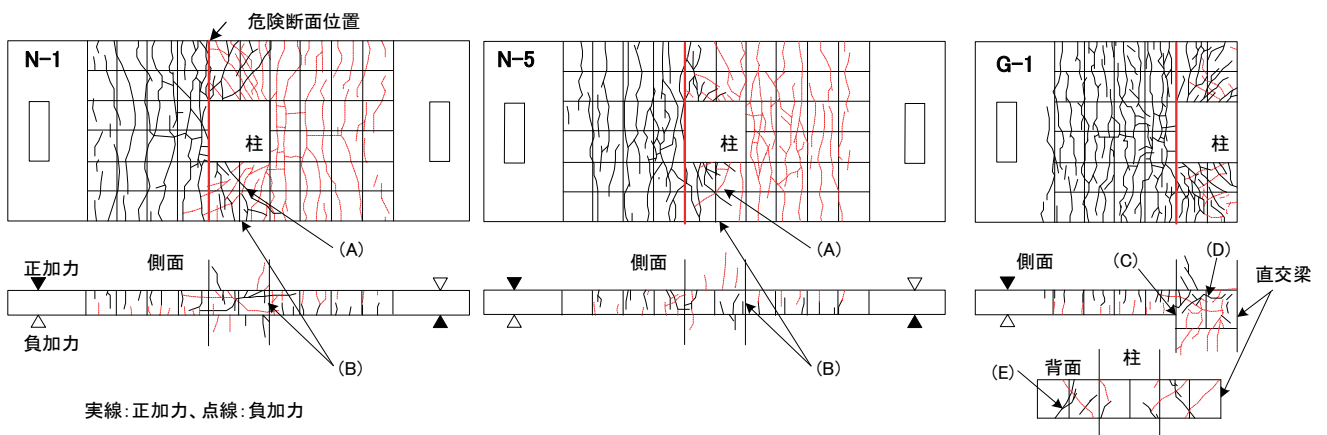


図-4 最終ひび割れ状況

3.2 荷重変形関係

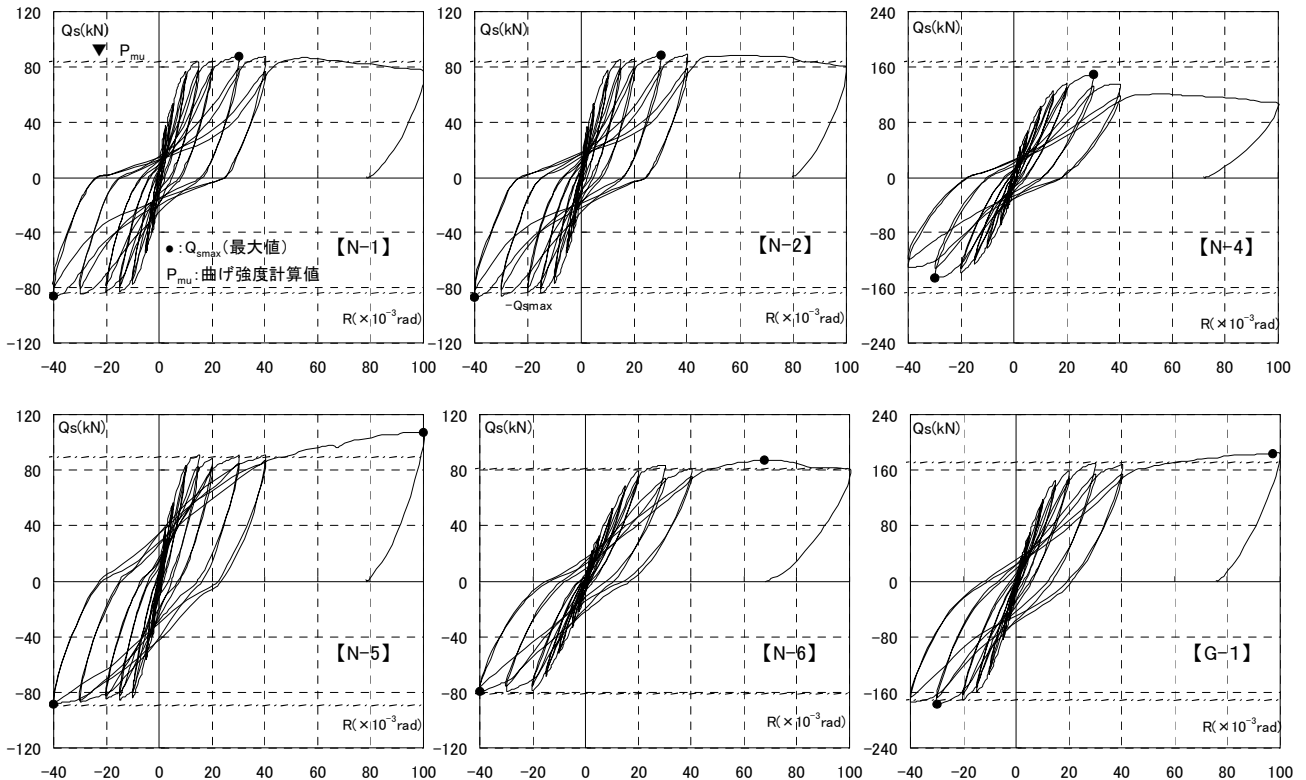
各試験体の Q_s - R 関係を図—5に示す。ここで Q_s はスラブ先端に作用させた荷重、 R は層間変形角である。各試験体とも、スラブ危険断面位置近傍に曲げひび割れが発生した後、同危険断面と直交するスラブ主筋が柱芯よりスラブ側面側に向かい順次降伏し徐々に剛性が低下し、その後スラブ全幅内のスラブ主筋が降伏することにより最大荷重に到達した。試験体 N-1 では、 $R=+5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降まず柱幅内のスラブ危険断面位置で主筋が降伏し、 $R=+15 \times 10^{-3} \text{rad}$ までにスラブ側面位置まで全ての主筋が降伏して最大荷重近傍まで荷重は上昇している。最大荷重後は緩やかに荷重は低下し急激な低下はみられなかった。このことより試験体 N-1 の破壊形式はスラブの曲げ破壊であると考えられる。N-2、N-3 も同様であった。また N-5 では $R=+10 \times 10^{-3} \text{rad}$ までに、N-6、N-7 では $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$ までに全ての位置でスラブ筋が降伏している。今回 N-1～N-3 では、せん断補強筋量 (N-1 と N-3)、パンチング補強筋とせん断補強筋形状 (N-1 と N-2) を実験因子としたが、破壊性状、荷重変形関係に与える影響はみられなかった。同様にせん断補強筋量をパラメーターとした N-6、7 においても顕著な差はみられなかった。試験体 N-4 では $R=+10 \times 10^{-3} \text{rad}$ で柱芯近傍のスラ

ブ危険断面位置の主筋が降伏したが、 $R=+15 \times 10^{-3} \text{rad}$ で主筋降伏が確認されたのは柱幅内までであった。最大荷重時の $R=+30 \times 10^{-3} \text{rad}$ ではスラブ側面位置の主筋のひずみ度は降伏ひずみ度には達していなかった。最大荷重後はスラブ側面のせん断ひび割れやスラブ上面の柱角部より柱側面側に伸びた斜めひび割れが大きく開き荷重は急激に低下した。このことより試験体 N-4 の破壊形式はスラブの曲げ降伏後のパンチング破壊であると考えられる。

ト字形試験体のG-1では主筋量がN-4と同じであるが、スラブ筋の定着破壊、スラブおよび直交梁のせん断破壊、直交梁のねじれ破壊などによる急激な耐力の低下は発生せず、ほぼ最終変形時に最大耐力に到達した。これより今回の定着方法は妥当であったといえる。

3.3 最大耐力

表—3に最大耐力を、図—6に $Q_{smax}/P_{mu} - P_p/P_{mu}$ 関係を示す。スラブが曲げ破壊した試験体N-1～N-3、N-5～7、G-1ではスラブ曲げ破壊時の計算値(P_{mu})に対する実験値(Q_{smax})の比(Q_{smax}/P_{mu})は1.08～1.21と比較的良好に対応し、また、安全側に評価していることにより今回の実験の範囲では文献2)による曲げ耐力式は、フラットプレート架構におけるスラブの曲げ耐力を評価できると考えられる。また、スラブ曲げ降伏後パンチ



図—5 荷重変形関係

ング破壊した試験体N-4では文献1)によるパンチング破壊時の計算値(P_p)に対する実験値(Q_{smax})の比(Q_{smax}/P_p)は0.99と、こちらも良く対応していた。ここで、 Q_{smax} は正載荷時最大荷重実験値のスラブ先端荷重である。

3.4 スラブ筋のひずみ度の推移

試験体N-1、4、5、G-1の危険断面位置におけるスラブ上端筋のスラブ幅方向の分布を図-7に示す。スラブ筋を全幅に均等に配筋した試験体N-1、N-4、G-1では $R=+2.5 \times 10^3 \text{rad}$ 時、ひずみ度の分布は一様であるが、変形角の増加に伴い柱芯側のスラブ筋のひずみ度が大きくなっており、N-1では $R=+10 \times 10^3 \text{rad}$ で柱内が、 $R=+15 \times 10^3 \text{rad}$ のスラブ側面までの全てのスラブ筋が降伏ひずみ度に達している。また、N-4では前出のようにスラブ側面のスラブ筋は $R=+40 \times 10^3 \text{rad}$ 時においても降伏ひずみ度には達していないが、G-1では $R=+20 \times 10^3 \text{rad}$ で全てが降伏ひずみ度に達している。これはG-1では直交梁を設けたことによりねじれに対する抵抗が大きくなりスラブ側面の鉄筋の応力を接合部に伝達できることが可能になったと考えられる。また、N-5では初期の段階から柱中央側のスラブ筋のひずみ度が大きい傾向がみられた。その後、 $R=+10 \times 10^3 \text{rad}$ で柱中央側のスラブ筋が降伏ひずみ度に達し、順次柱軸から離れた位置のひずみ度も降伏ひずみ度に達した。N-5ではC,D,E位置でのひずみ度は危険断面

表-3 最大耐力一覧

| 記号 | 計算値 | | | 実験値 最大荷重 | 比較 | | 破壊形式 |
|-----|-------------|----------------|---------------|-------------|-------------------|----------------|------|
| | パンチング 耐力 | スラブ 曲げ耐力 | 接合部せん断 余裕度 | | Q_{smax}/P_{mu} | Q_{smax}/P_p | |
| | P_p kN | P_{mu} kN | P_p/P_{mu} | | | | |
| N-1 | 119 | 84 | 1.42 | 88 | 1.05 | 0.74 | F |
| N-2 | 119 | 84 | 1.42 | 89 | 1.05 | 0.74 | |
| N-3 | 119 | 84 | 1.42 | 87 | 1.04 | 0.73 | |
| N-4 | 150 | 168 | 0.89 | 149 | 0.89 | 0.99 | FP |
| N-5 | 151 | 89 | 1.71 | 107 | 1.21 | 0.71 | F |
| N-6 | 99 | 81 | 1.22 | 87 | 1.07 | 0.88 | |
| N-7 | 99 | 81 | 1.22 | 87 | 1.08 | 0.88 | |
| G-1 | 260 | 171 | 1.51 | 176 | 1.03 | 0.68 | |

破壊形式 F:スラブ曲げ破壊型、
FP:スラブ曲げ降伏後接合部パンチング破壊型

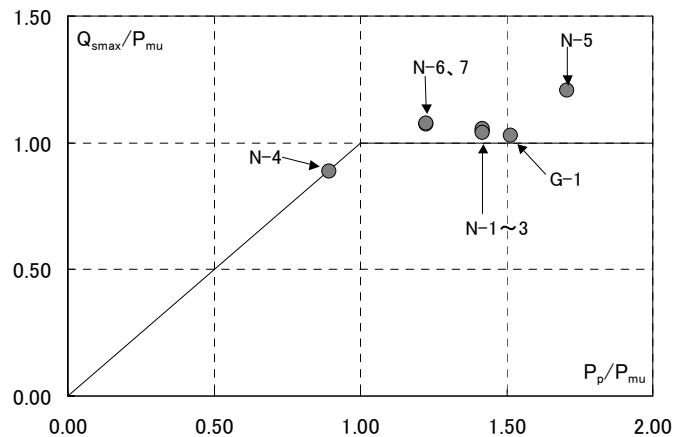


図-6 $Q_{smax}/P_{mu}-P_p/P_{mu}$ 関係

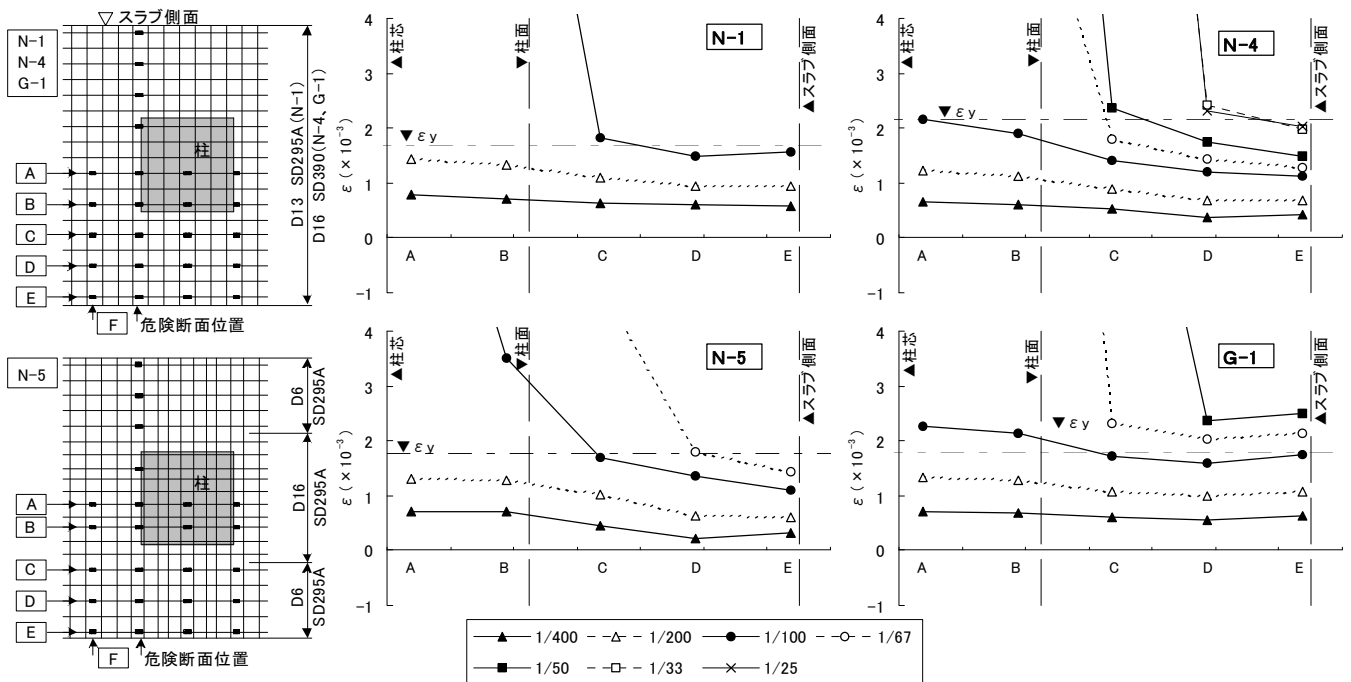


図-7 スラブ筋のひずみ度分布

位置より加力位置側（図中F位置）のひずみ度が大きくなっていた。

3.5 補強筋のひずみ度の推移

図—8に最終変形時 ($R=+100 \times 10^{-3} \text{rad}$) におけるパンチング補強筋、せん断補強筋のひずみ度分布を示す。スラブ筋の曲げ降伏後パンチング破壊したN-4ではスラブが曲げ破壊したN-1よりもパンチング補強筋が受けるひずみ度が大きい傾向がみられ、加力方向に対し柱前後面や柱側面に配置した補強筋のひずみ度はいずれも大きかった。また、N-1では加力方向に対し柱前面側よりも柱側面側の補強筋のひずみ度が大きいのが、N-5では柱前面のひずみ度が大きくなる傾向がみられた。これはスラブ筋を柱幅近傍に集中配筋することにより柱側面のスラブのねじれによるモーメントが小さくなり、スラブ前後面の曲げモーメントやせん断力により伝達される力が大きくなったと考えられる。

柱前後面側のせん断補強筋はいずれも最終変形まで弾性域に留まった。これより、せん断補強筋比は0.2%程度で十分であると考えられる。N-1およびN-4では柱側面側のせん断補強筋のひずみ度は測定していないが均等配筋とした場合、スラブ側面でせん断ひび割れが大きく開いたことから同位置に配置したせん断補強筋は大きな引張ひずみ度を受けたと考えられる。

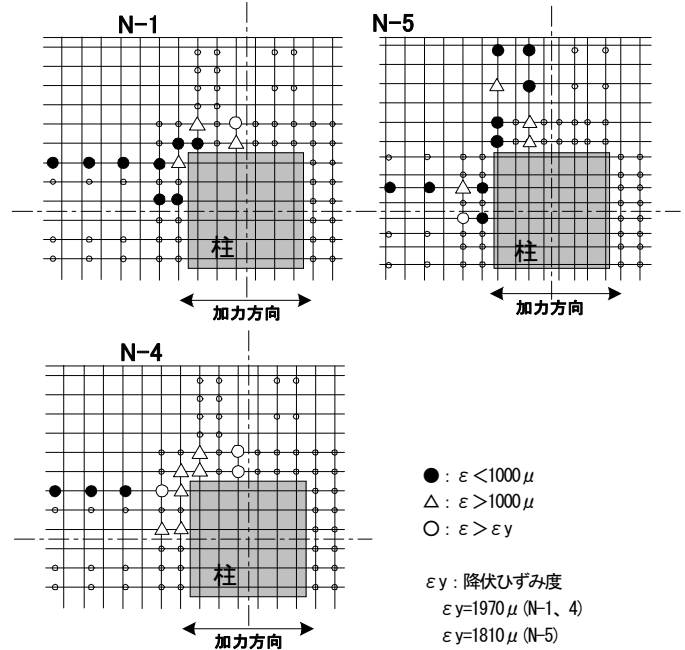
3.6 各変形成分の割合

N-1、N-5の層間変形角(R)ごとのスラブ、柱、接合部の変形成分の割合を図—9に示す。各試験体とも概ねスラブの変形成分が全体変形の大半を占めており、最終変形 ($R=100 \times 10^{-3} \text{rad}$) 時で全体変形の90%以上を占めていた。

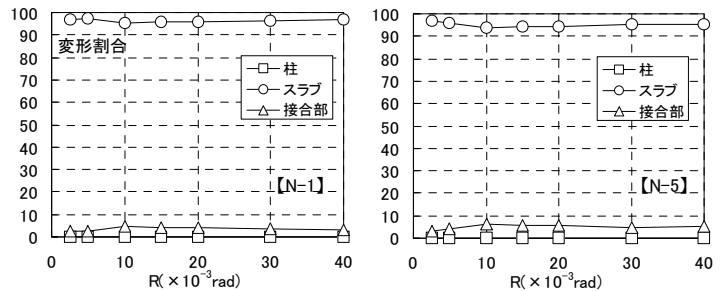
4. まとめ

柱とスラブからなるフラットプレート架構の水平加力実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- i. せん断余裕度を1.0以上とした試験体においてはいずれも文献2)による曲げ耐力計算値を上回り、急激な耐力低下のない変形性能を示した
- ii. せん断余裕度を0.9としたN-4はスラブが曲げ降伏後パンチング破壊したが、最大荷重は文献1)による計算値とほぼ一致した



図—8 補強筋のひずみ度



図—9 各変形成分の割合

- iii. せん断余裕度が1.2~1.4程度である今回の試験体では、補強筋形状や補強量が破壊性状、荷重変形関係に与える影響はみられなかった
- iv. スラブ筋量と同じ場合、スラブ筋を均等に配置するよりも柱近傍に集中配置の方が復元力特性は優れていた

5. あとがき

本年度はフラットプレート架構が水平力を受ける場合の構造性能について報告した。今後は、水平力と鉛直力を同時に受ける場合の構造性能について報告する予定である。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会、「RC構造計算基準・同解説1999」
- 2) 日本建築センター、「建築物の構造規定」