

ハーフプレキャストスラブ床板を用いた床段差部の 補強方法に関する研究

成 瀬 忠 細 川 洋 治*¹
渡 邊 朋 之 廣 田 祐 史*²
有 馬 久 智*³

要 旨

近年、集合住宅では高齢化社会に対応し、仕上げの床に段差を設けないようにするバリアフリータイプが増加している。このとき浴槽のまたぎ高さを抑えるため水周り部の床レベルを下げて対応せざるを得ないこととなる。通常鉄筋コンクリート製の床スラブに15cm以上の段差を設ける場合は、スラブの底面にも段差を設けるため、上下の段差に囲まれた部分に梁形が生じることとなる。従来はこの段差部分に形成された梁形に通常の梁と同様な主筋とせん断補強筋による梁配筋を行っていたが、現場での配筋作業がかなりの手間となっており施工の合理化が望まれていた。

著者等は、施工性を向上させるために使用される薄肉のハーフプレキャスト床板を用いたスラブの現場配筋に関し、力学的な考察から段差部の配筋方法を提案し、構造実験により段差部分のひび割れ発生強度、最大耐力が従来工法と同等以上であることを確認した。また、破壊メカニズム時の抵抗機構を検討し、耐力の評価方法を提案した。本研究により、提案された配筋方法によるスラブ段差部の実用化が可能であることが分かった。

キーワード RCスラブ／ハーフプレキャスト床板／床段差／載荷実験

目 次

- | | |
|----------|-----------------|
| 1. はじめに | 5. 段差部最大耐力の検討 |
| 2. 工法の概要 | 6. 段差部配力方向の構造性能 |
| 3. 実験概要 | 7. まとめ |
| 4. 実験結果 | 8. 今後の課題 |

A STUDY ON REINFORCEMENT OF FLOOR GAP USING HALF PRECAST SLAB

Tadashi NARUSE Yoji HOSOKAWA
Tomoyuki WATANABE Yuji HIROTA
Hisatomo ARIMA

Synopsis:

Recently, Barrier-Free type dwelling becomes gradually popular for elderly people society. This type of dwelling demands the maximum gap of bathtub. To ensolve this gap, we have to establish R/C slab itself a rather large gap not upper lever but lower. Usually, this floor gap is constructed as same as a ordinal beam.

We propose the method of reinforcement for the gap using half-precasted slab and comparatively large size (=23cm). This papter reports on the mechanical behaviors ,initial stiffness, crack strength and maximum strength, of the floor gap. The results of test show that the mechanical ability of this method is good enough as same as that of beam type. And we propose the formula for evaluate maximum strength.

* 1 本店 建築部 建築技術 (開発G)

* 3 横浜支店

* 2 関東支店

1. はじめに

近年集合住宅では、高齢化社会にともない仕上りの床に段差を設けないようにするバリアフリータイプが注目されている。この場合には、浴槽のまたぎ高さを抑える仕様が一般的で、浴槽位置を含む水周り部全体の床躯体レベルを下げて対応している。段差が小さければ床下面をフラットにして対応できるが、段差寸法が 15cm 程度になると、水周り部とその他の床厚に段差寸法と同じ差が生じる。従って図-1 のように床底にも段差を設けることになり、梁形が形成される。従来はこの梁形に通常の梁と同様な主筋、スターラップを配筋しており、施工的にはかなり手間を要していた。本報では、床の躯体段差寸法が 15～25cm と比較的大きな場合の合理的でかつ従来よりも簡易な段差部の補強配筋方法を提案し、構造実験により剛性、ひび割れ発生強度、最大耐力などの性能を把握する。

2. 工法の概要

図-2 に本工法を適用した場合の現場打ちコンクリート打設前の配筋状況を示す。本工法では薄肉のハーフプレキャスト（以下、PCa と称す）床板を使用し、図中に

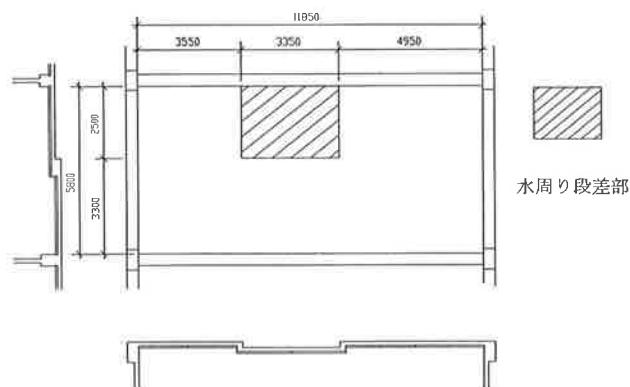


図-1 集合住宅における床の段差例

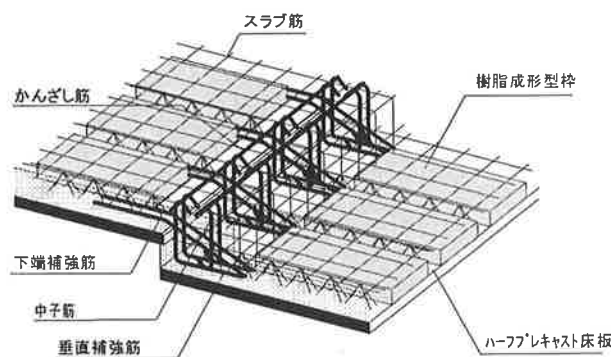


図-2 工法の概要（現場配筋状況）

示すような下端補強筋、中子筋および垂直補強筋を配筋する。PCa 板には、後打ち部との一体性を確保するためにトラス状の鉄筋が埋設され、かつスラブ軽量化のためにトラス筋間に矩形の樹脂成型型枠により中空部が設けられている。従来、床躯体の段差寸法が 15cm 以上になった場合は、レベルの高い方の床（以下、一般部）と低い方の床（以下、低床部）の接合部分（以下、段差部）を梁とみなしていた。本報で提案した配筋方法は、スラブ主筋と等量以上の下端補強筋を樹脂成型型枠間に配し、一般部側からの引張力をコンクリートを介して低床部 PCa 板内のスラブ主筋に伝達する。また、段差部内の梁主筋およびスターラップを配筋しないため、ハーフ PCa 板に埋め込まれたトラス状鉄筋を切断する必要がない。従って段差部内での PCa 板と後打ち部のコンクリートの一体性の向上が図れる。また、従来のスターラップのかわりに垂直方向の鉄筋として、上部先端にフックを設けた垂直補強筋と中子筋を配し、さらに定着力確保のためにそれぞれにかんざし筋を設けた。

3. 実験概要

3.1 試験体

試験体は、実大スケールで 5 体製作した。本研究で想

表-1 試験体諸元

試験体名		No-1	No-2	No-3	No-4	No-5
力の伝達方向		主（短辺）方向				配力（長辺）方向
梁形段差部	梁形幅	480mm				250mm
	配筋					
	補強筋	一般部側	4-D16	4-D16	4-D16	4-D13
		低床部側	4-D16	4-D16	—	4-D13
	梁配筋	4-D16（梁主筋） D13@200（St.）	—	4-D13（L型と梁中央に2組）	4-D13（L型と梁中央に2組）	—
共通事項		・試験体形状 全長 4250mm 幅 950mm 床厚 250mm 段差寸法 230mm ・カイザー板厚 70mm、エスレボット厚 100mm、上部シェル厚 80mm ・スラブ配筋 上下共 D13@200mm（主筋） D10@200mm（配力筋）				

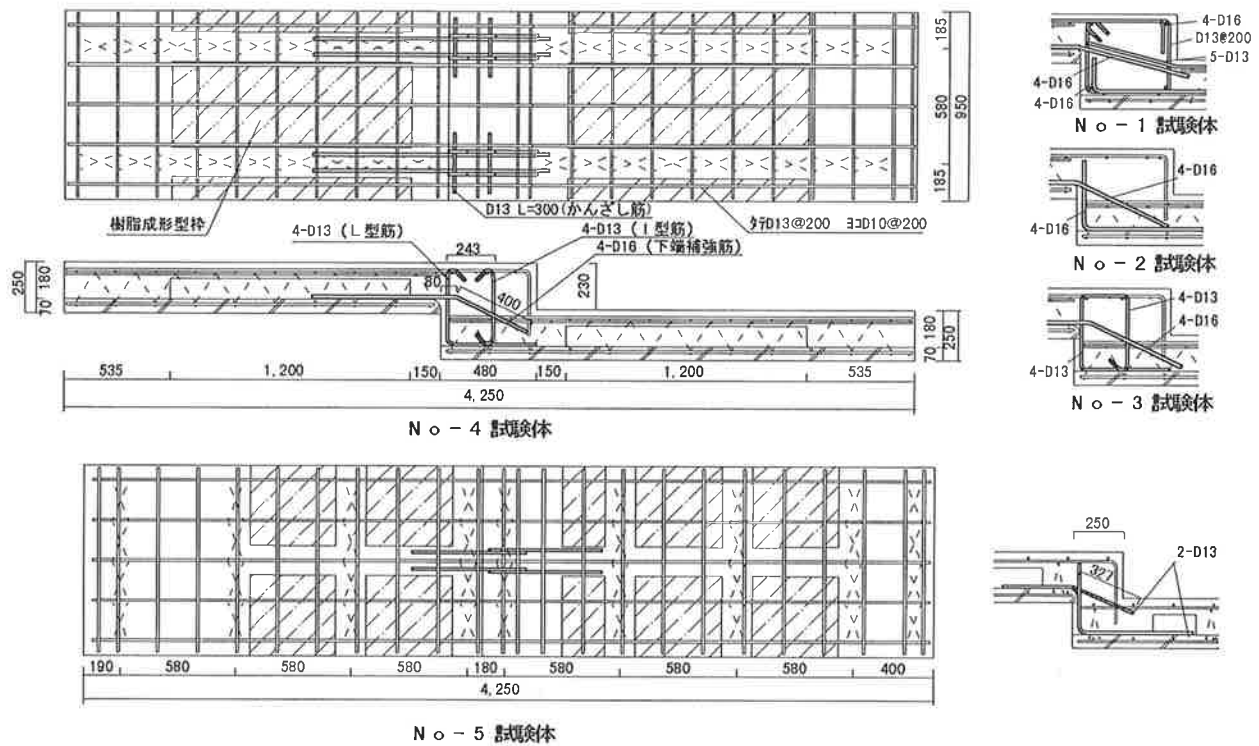


図-3 試験体の形状および配筋

定しているスラブは、トラス状鉄筋と平行方向（主方向）にのみ応力を負担する一方スラブを考えている。No-1～4 試験体は主方向、No-5 試験体はトラス状鉄筋と垂直方向（配力方向）の段差部の構造性能を確認するための試験体である。段差部の幅は、主方向については梁形が正方形になるように 480mm とし、また配力方向は床厚と同じ 250mm とした。試験体の段差寸法は 230mm、試験体幅は 950mm で全試験体共通である。スラブは一般部、低床部とも厚さ 250mm で、厚さ 70mm の PCa 板上にトラス状の鉄筋を 2 列配し、その間を 150mm 空けて長さ 1200mm、厚さ 100mm の樹脂成型型枠を設けた。スラブ配筋は、上下とも主方向を D13、配力方向を D10 で 200mm 間隔とした。

コンクリートは設計基準強度を PCa 板は 36N/mm²、後打ち部は 24N/mm² とした。最大粗骨材寸法は 20mm、スランプは 12cm を目標とした。表-1 に試験体諸元、図-3 に試験体の形状および配筋を示す。No-1 試験体は、段差部を梁と同様に配筋する従来型試験体で、梁主筋に 4-D16、スターラップに D13 を 200mm 間隔で配した。スラブから段差部への応力は、それぞれ上端筋 D13 ピッチ 200mm、下端筋 2-D16 を樹脂成型型枠間に 2 組ずつ配して伝達させる。No-2 試験体は、下端補強筋、垂直補強筋をそれぞれトラス状鉄筋部に 4-D16 で 2 列ずつ配し、上端筋については一般部の主筋を曲げ下げた。また、トラス状の鉄筋が段差部内まで配されている。No-3,4 試験体は、No-2 試験体の下端補強筋の折り曲げ部を段差部内に 5d (d:鉄筋径) 呑み込ませ、垂直補強筋と中子筋に 4-D13 を用いた。またかんざし筋として長さ 300mm の D13 を配した。No-3 試験体のみ一般部の PCa 板を段差

部に 30mm 呑み込ませた。No-5 試験体は、スラブ筋およびトラス状鉄筋、樹脂成型型枠の方向が配力方向になっている。補強筋はすべて 2-D13 とした。表-2 にコンクリート、表-3 に鋼材の機械的性状を示す。

3.2 加力および計測方法

加力は、100tf 梁曲げ試験機に試験体をピン、ローラー支持し、支点間を 3 等分する 2 点加力による片振り加力とした。荷重 (P) は、加力点 2 箇所の合計を油圧変換器により測定した。変位は、制御用変位 (δ) として梁型

表-2 コンクリートの機械的性質

試験体名	材令 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
No-1	30	26.7	2.23	1.96×10^4
No-2	43	27.8	2.73	2.14×10^4
No-3,4	20	38.0	3.19	2.07×10^4
No-5	41	28.7	2.83	2.17×10^4
PC 板 ^{*1}	44	48.2	3.81	3.00×10^4
PC 板 ^{*2}	24	44.2	3.60	2.67×10^4
PC 板 ^{*3}	47	48.4	3.81	3.05×10^4

*1: No-1, 2 試験体 *2: No-3, 4 試験体 *3: No-5 試験体

表-3 鋼材の機械的性質

種別	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	降伏歪 ($\times 10^{-6}$)
D10	353	505	1.91×10^5	1840
D13 ^{*1}	357	526	1.92×10^5	1860
D13 ^{*2}	360	527	1.91×10^5	1880
D16	356	526	1.97×10^5	1800

*1: PCa 板主筋

*2: 後打ち部

中央部の垂直方向変位を測定し、一般部 PCa 板と段差部の目開き量 (δ) を電気式変位計により測定した。また鉄筋のひずみについては、補強筋の主要な位置で鉄筋の上下面に貼付したひずみゲージにより測定した。図-4 に加力装置と変位計の取り付け位置を示す。

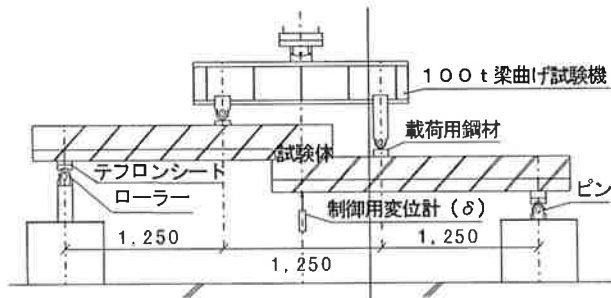


図-4 加力装置及び変位計位置

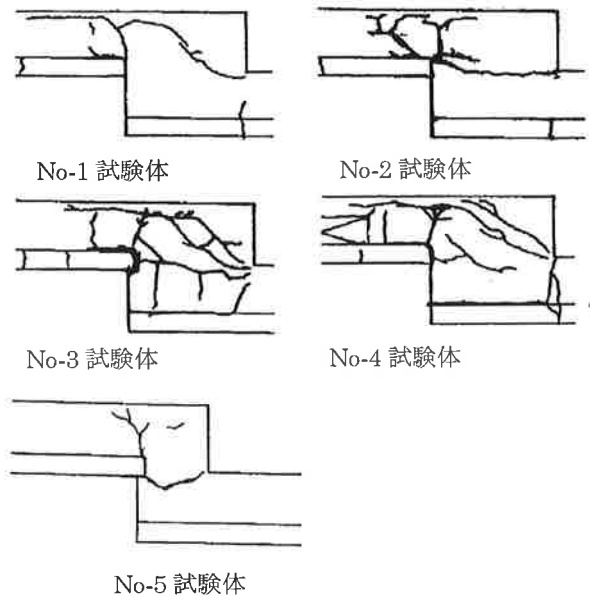


図-5 最終破壊状況

4. 実験結果

4.1 破壊経過

図-5 に各試験体の最終破壊状況、図-6 に No-1~4 試験体の荷重-試験体中央変位の関係を示す。以下に各試験体の破壊経過を述べる。ここで P , δ はそれぞれ荷重、制御用変位を示す。

(1) No-1 試験体

$P=0.81\text{tf}$ で一般部の PCa 板の先端が後打ち部と剥離し、 $P=0.97\text{tf}$ で垂直方向に曲げひび割れが発生、その後左右の PCa 板での曲げひび割れが徐々に進展していった。 $P=7.65\text{tf}$, $\delta=42.4\text{mm}$ で一般部の上端筋位置から段差部入り隅まで一気に斜めひび割れが発生して急激に耐力が低下した。

(2) No-2 試験体

$P=0.81\text{tf}$ で一般部の PCa 板の先端が後打ち部と剥離し、 $P=1.56\text{tf}$ で垂直方向に曲げひび割れが発生した。また、一般部 PCa 板と後打ち部の剥離および左右の PCa 板での曲げひび割れが徐々に進展していった。 $P=7.88\text{tf}$, $\delta=57.1\text{mm}$ で段差部中央に水平方向にひび割れが発生し急激に耐力が低下した。

(3) No-3 試験体

$P=2.12\text{tf}$ で一般部端部から垂直方向に曲げひび割れが発生し、その後左右の PCa 板から発生した曲げひび割れが徐々に進展していった。 $P=6.19\text{tf}$ で段差部中央に水平方向にひび割れが発生、進展していった。 $P=7.33\text{tf}$, $\delta=47.1\text{mm}$ で段差部に斜めひび割れが発生し急激な耐力低下が見られた。その後、荷重は再度上昇したが、中子筋上端と低床部入り隅にかけ斜めひび割れが発生し、荷重が急激に低下した。

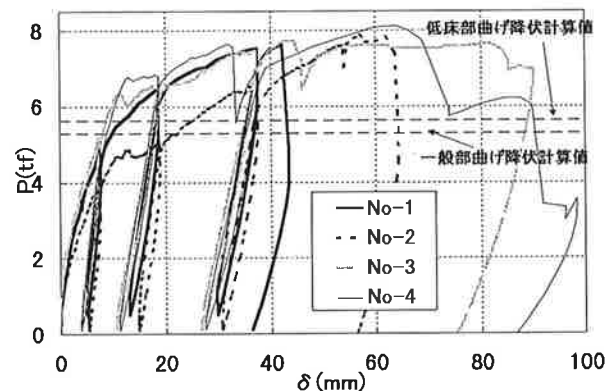


図-6 荷重-変位関係

(4) No-4 試験体

$P=0.73\text{tf}$ で一般部側の PCa 板の先端が後打ち部と剥離し、 $P=1.23\text{tf}$ で垂直方向に曲げひび割れが発生した。その後左右の PCa 板から発生した曲げひび割れが徐々に進展していった。 $P=6.60\text{tf}$, $\delta=13.1\text{mm}$ で段差部に水平ひび割れが発生し耐力低下が見られたが、その後荷重は再度上昇し、 $P=7.77\text{tf}$, $\delta=33.6\text{mm}$ で中子筋位置から低床部入り隅にかけ斜めひび割れが発生し、最後は段差部内の PCa 板と後打ち部の接合面が滑って荷重が急激に低下した。

(5) No-5 試験体

$P=0.21\text{tf}$, $\delta=0.70\text{mm}$ でコーナー部から垂直方向に曲げひび割れが発生し、ひび割れは一般部上端主筋位置まで達した。 $P=1.45\text{t}$, $\delta=2.81\text{mm}$ でコーナー部から一気に水平ひび割れが発生して急激に耐力が低下した。除荷後、再度加力したが、荷重は 1.00t 弱で推移し、荷重の上昇は見られなかったが変形角 $R=1/122\text{rad}$ まで耐力を保持していることを確認して加力を終了した。

4.2 実験値と計算値の比較

(1) 初期剛性

表-4 に各実験結果と計算値の比較を示す。曲げひび割れと最大耐力の実験値には、試験体の自重により中央に発生するモーメントを、梁曲げ試験機の荷重 P に換算 ($P_{ini}=1.73\text{tf}$) して加えた。図-7 に自重による荷重と変位の補正方法を示す。自重による変位は、 P_{ini} を各試験体の計算による初期剛性で除した値とした。初期剛性の計算値は、段差部を剛体と考えスラブの弾性曲げ変形のみを考慮して算出した。実験値/計算値の値は、0.89~1.24 であった。図-7 中の細い垂直線は、弾性たわみ限界とされる支持スパン L の $1/4000$ の変位 $\delta e (=0.94\text{mm})$ を示す。No-3 試験体のみ δe を超えても剛性の低下が少なく、これは、No-3 試験体が一般部側の PCa 板を段差部に 3cm 呑込ませることによる PCa 板と後打ち部の剥離の抑制効果と考えられる。図-8 の一般部 PCa 板と段差部の目開き量と試験体中央変位との関係を見ても、No-1, 2, 4 試験体に比べ No-3 試験体では、目開き量が小さくなっていた。

(2) ひび割れ発生荷重

表-4 の実験値は、一般部側の後打ち部に発生した曲げひび割れ発生時の荷重を示している。No-3 試験体では、PCa 板を 3cm 段差部内に呑込ませたため、他の 3 体よりひび割れ発生荷重が高くなっていた。

(3) 最大耐力

表-4 の最大耐力計算値は、段差部と一般部、低床部それぞれの境界断面で、梁曲げ耐力略算式を適用したものである。一般部と低床部のスラブの曲げ耐力計算値を比較すると、一般部側の方がスラブ下端主筋を PCa 板の先端で止めているため少し小さくなっている。本報で提案した補強配筋方法は、すべての試験体で実験値/計算値は 1.27~1.45 で実験値が計算値を上まわっていた。

4.3 補強筋のひずみ

図-9 に一般部側の PCa 板内のスラブ主筋から引張力を伝達するように設置した下端補強筋の最大耐力時のひずみ分布を示す。No-1, 2 試験体では、鉄筋の折り曲げ部が一般部側の最もひび割れの開く位置にあるため、鉄筋の上面で測定したひずみの値が圧縮になっている。これは引張力に対して下端補強筋が曲げ戻されるためである。これに対し、No-3, 4 試験体では 5d だけ折り曲げ部を段差内に移動させることにより、No-1, 2 試験体に比べ軸方向ひずみを示す上下のひずみ平均値が大きくなっており、引張鉄筋としての効果が向上していることが分かる。図

表-4 実験値と計算値の比較

試験体名		No-1	No-2	No-3	No-4
初期剛性 (tf/mm)	実験値	3.21	2.66	3.51	2.81
	計算値*1	2.59	2.74	3.16	3.16
	実/計	1.24	0.97	1.11	0.89
一般部曲げ ひび割れ荷重 (tf)	実験値	2.70	3.29	3.85	2.96
	計算値*2	3.08	3.22	3.34	3.34
	実/計	0.88	1.02	1.15	0.89
最大耐力(tf)	実験値	9.38 (43.1)	9.61 (57.9)	9.48 (44.7)	9.86 (64.8)
	計算値*3	7.02	7.02	7.02	7.02
曲げ降伏 [一般部]	実験値	1.34	1.37	1.35	1.40
	計算値*3	7.36	7.36	7.36	7.36
曲げ降伏 [低床部]	実験値	1.27	1.31	1.29	1.34
	計算値*3	7.36	7.36	7.36	7.36

* () 内の数値は、最大耐力時の変形 (mm)

* ひび割れ発生荷重と最大耐力の実験値には、試験体自重による初期荷重を加えている

○初期剛性

$$K_e = P / \delta$$

$$\delta = Qb / 48EI (3L^2 - 4b^2) \times 2$$

K_e : 初期剛性

E : コンクリートのヤング係数

Q : せん断力

I : 断面二次モーメント

P : 荷重 (=20)

b : 加力点距離

○一般部曲げひび割れ発生荷重

$$M_{cr} = 1.8 \sqrt{\sigma_g} \cdot Z$$

M_{cr} : ひび割れ発生モーメント

σ_g : 後打ち部コンクリート圧縮強度

Z : スラブの全断面係数 (鉄筋は無視)

○最大 (曲げ) 耐力

$$M_u = 0.9 a_s \sigma_y d$$

M_u : 曲げ耐力時モーメント

a_s : 下端筋の断面積

σ_y : 下端筋の降伏強度

d : 下端筋中心から圧縮縁までの距離

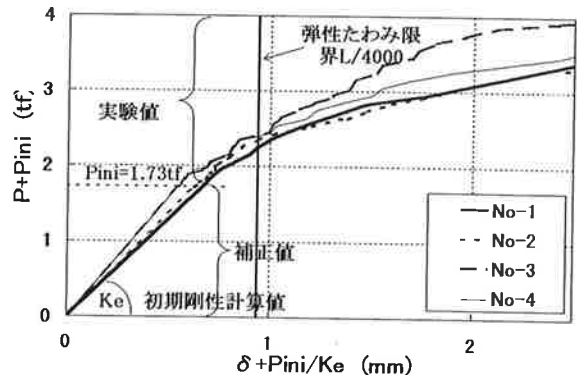


図-7 自重の影響による荷重-変位の補正

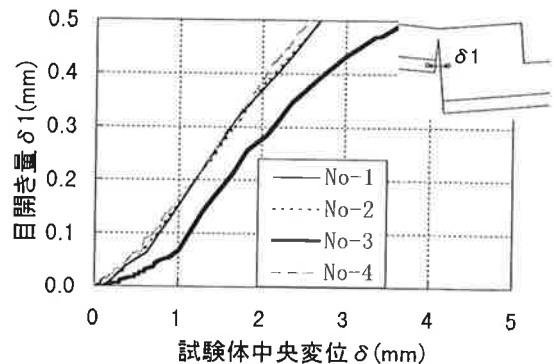


図-8 一般部の目開き量

-10 に垂直補強筋の PCa 板近傍での軸方向引張ひずみ履歴を示す。No-1 試験体以外の 3 体では、段差部に水平方向のひび割れが発生していた。No-2 試験体では、ひずみ測定位置でひび割れが大きく開き耐力低下していたにも関わらず 1000×10^{-6} に達していなかった。No-3, 4 試験体は、先端に 135 度フックとかんざし筋を設けたために定着力が向上し、ひび割れの拡大防止に効果を発揮していた。

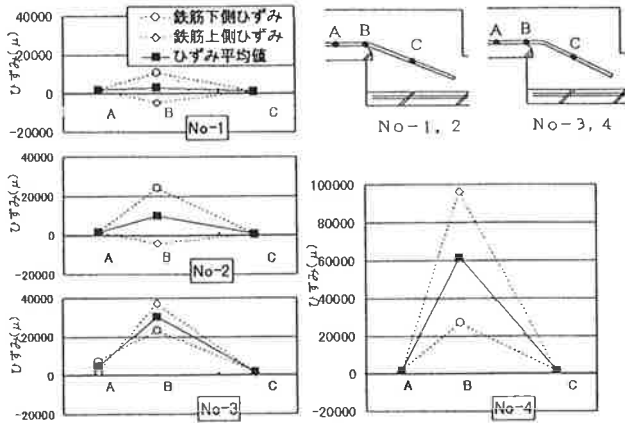


図-9 最大耐力時の下端補強筋のひずみ分布

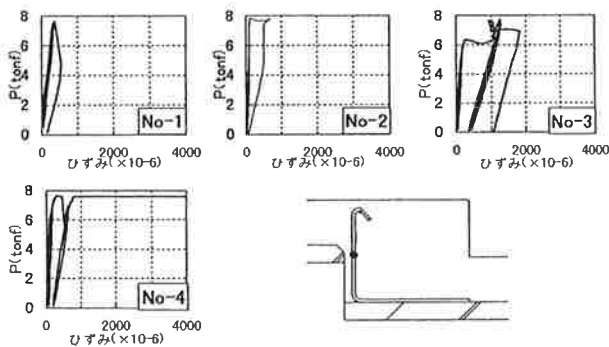


図-10 垂直補強筋のひずみ

5. 段差部最大耐力の検討

No-1, 3, 4 試験体では、段差部の上部から低床部の入り隅に向かって、最終段階で斜めにひび割れが発生していた。No-1 試験体は、ひび割れ発生と同時に急激に耐力が低下した。段差部中央に中子筋を配した No-3, 4 試験体では、中子筋の効果により脆性破壊を防止し変形性能を向上させることができたが、最大耐力は段差部の斜めひび割れ発生後は増加しなかった。図-11 に段差部内の曲げ抵抗機構のモデルを示す。一般部の危険断面での有効成が水平線から角度 θ だけ傾きながら、段差部内でも形成されていると仮定する。このときの検討断面で平面保持を仮定して応力分布を図-12 のようなストレスブロックでモデル化すると、

$$X_n = \frac{\epsilon_c \cdot d \cdot \cos \theta}{\epsilon_c + \epsilon_t} \quad [1]$$

また、垂直補強筋および下端補強筋方向成分の引張力を T_1 , T_2 とすると、引張合力は、

$$\begin{cases} T = T_1 \sin \theta + T_2 \cos \theta \\ T_1 = A_1 E_{s1} \epsilon_i \sin \theta (\leq A_1 \sigma_{y1}) \\ T_2 = A_2 E_{s2} \epsilon_i \cos \theta (\leq A_2 \sigma_{y2}) \end{cases} \quad [2]$$

A_i : 鉄筋の断面積 E_{si} : 鉄筋のヤング率
 σ_{yi} : コンクリートのヤング率 ($i=1,2$)

となる。圧縮側のコンクリートが弾性であると近似できる範囲であれば、圧縮合力 C は、

$$C = b \cdot 0.85 E_c \epsilon_c \cdot 0.85 X_n \quad [3]$$

b : 試験体の幅
 E_c : コンクリートのヤング率

従って、検討断面での力の釣り合いから

$$\begin{aligned} & 0.7225 b \cdot E_c \epsilon_c X_n \\ &= (A_1 E_{s1} \sin^2 \theta + A_2 E_{s2} \cos^2 \theta) \epsilon_i \end{aligned} \quad (4)$$

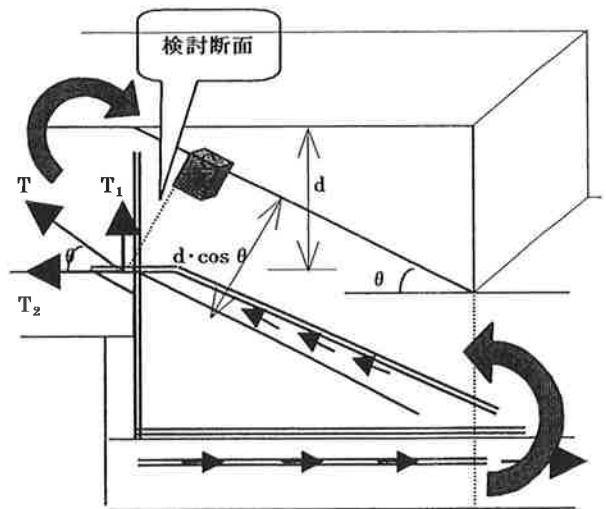


図-11 段差部内の抵抗機構モデル

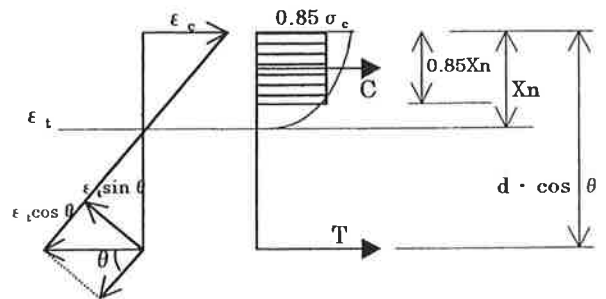


図-12 検討断面における応力分布

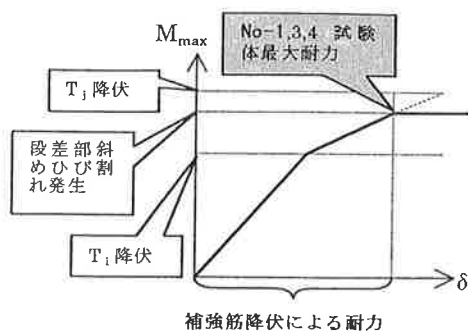


図-13 式(5)による最大耐力模式図

式(1)～(4)より、検討断面におけるモーメント $M_{\max}$ は ϵ_c のみの関数で表され

$$M_{\max} = \left(\frac{1.445bdE_c \cos \theta}{3 + \sqrt{1 + 4K}} \right) \epsilon_c \quad (5)$$

$$K = \frac{0.7225bE_c}{A_1E_{s1} \sin^2 \theta + A_2E_{s2} \cos^2 \theta}$$

となる。式(5)が段差部の最大耐力評価式である。No-1, 3, 4 試験体では、図-13 のように、 T_2 降伏後に段差部に斜めひび割れが発生して耐力が決まっていた。式(5)による ϵ_c の値と $M_{\max}$ を P に換算した理論値と実験値の最大耐力の比較を表-5 に示す。 $E_c \cdot \epsilon_c$ はコンクリート圧縮強度の 1/2 以下であり、(3)式で弾性と近似できる範囲と言える。なお、斜めひび割れ発生時の圧縮合力 C は、圧縮ストラット内では 1 軸圧縮応力 σ_c のみが作用しているとし、弾性論から σ_c と垂直方向に発生するひずみ ϵ_t を

$$\epsilon_t = -\frac{1}{\nu} \epsilon_c \quad (6)$$

$\nu (=1/6)$: ポアソン比

とした。この ϵ_t が表-2 の割裂強度を弾性係数で除した値に達したときに斜めひび割れが発生すると仮定し、式(5)により最大耐力を算出した。理論値に対する実験値の比は 0.96～1.21 となっており非常に良く対応している。

表-5 理論値と実験最大荷重の比較

	No-1	No-2	No-3	No-4
(6)式の ϵ_t (μ)	104	132	106	106
(5)式の ϵ_c (μ)	625	791	638	638
P 理論値 (tf)	6.34	7.96	8.04	8.04
P 実験値 (tf)	7.65	7.88	7.75	8.13
P 実験値/ P 理論値	1.21	0.99	0.96	1.01

* $P=2M/1.25$ により、荷重 P に換算した。

6. 段差部配力方向の構造性能

配力筋方向の試験体として、No-5 試験体の荷重-変位関係と各種耐力計算値の関係を図-14 に示す。最大耐力は初期の段階に発揮され、曲げ耐力計算値の 2.2 倍であった。その後くり返し加力を行っても曲げ耐力計算値の 1.3 倍程度の荷重を保持したまま、靱性のある性状を示しており、一方向スラブとして設計された場合の配力方向の配筋として十分に活用できると考えられる。

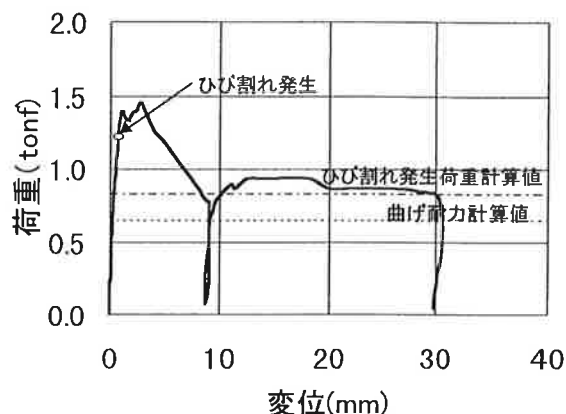


図-14 配力方向の荷重-変位関係

7. まとめ

- (1) ハーフ PCa 床板を用いた床段差部分に、従来の梁配筋より簡易な補強方法を提案し、構造実験により初期剛性、ひび割れ発生荷重、最大耐力などの構造性能を把握した。また、ひび割れ発生荷重、最大耐力および変形性能は、従来工法と同等以上であった。
- (2) 段差部の耐力を補強筋の降伏による場合と、圧縮ストラット領域に発生する斜めひび割れによる場合として耐力評価式を提案した。提案式による理論値は実験値と良く対応していた。
- (3) 一方向スラブとして設計した場合、配力方向の境界梁についても、簡易な配筋で十分な耐力を有する補強法であることを確認した。

8. 今後の課題

実施工では、水周り部のスラブは設備の埋め込み配管による断面欠損や開口などの構造的に不利な要因が集中している場所でもある。現在は個別に対応しているが、標準仕様を定めた方が設計者も設計し易くなる。また、本工法の適用範囲として、現在は一方向スラブに限定しているが、将来的には、二方向スラブにも対応できるようにしたいと考えている。

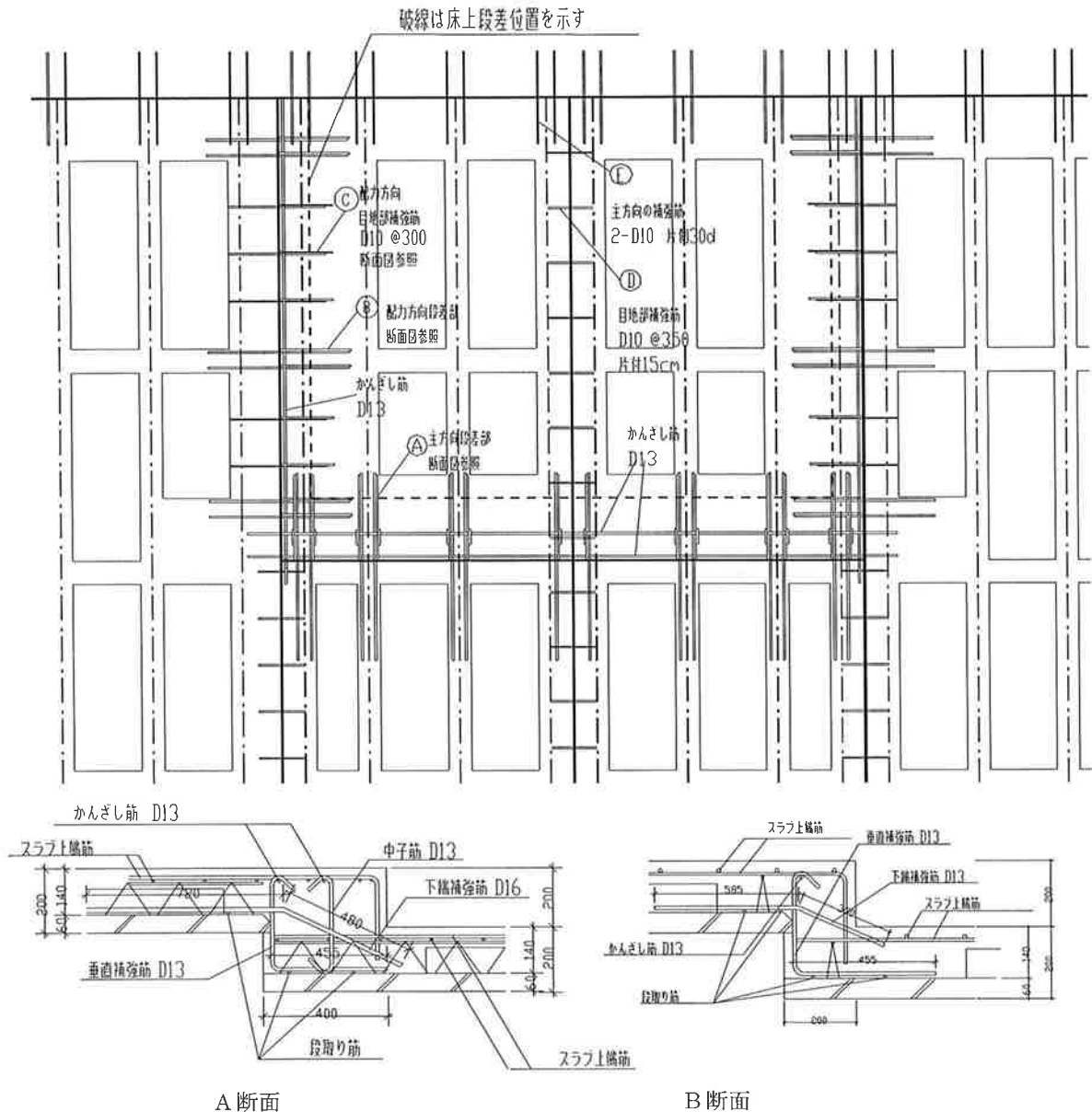


図-15 段差部の仕様

< 本工法による現場適用例 >

本工法により、実際に集合住宅の段差部補強を施工した際の段差部の仕様を図-15 に示す。また写真-1 に現場での配筋状況を示した。

段差部の配筋については、従来の梁配筋タイプに比べ鉄筋量および配筋作業ともに低減することができた。

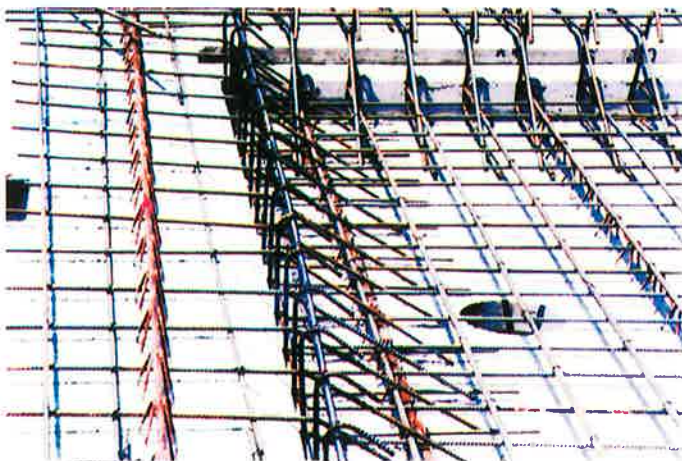


写真-1 現場配筋状況

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 1991
- 2) カイザーボイドスラブ設計・製造・施工要項, 日本カイザー, 1997