

# 論文 プレキャスト RC 合成梁の打ち継ぎ部が復元力特性に及ぼす影響

郭 浩蒼<sup>\*1</sup>・林 静雄<sup>\*2</sup>・林 和也<sup>\*3</sup>・乗物丈巳<sup>\*1</sup>

**要旨**：最近、建物の高層化、スパンの拡大、部材断面の縮小等の要求が高まり、材料の高強度化が進んでいる。しかしながら高強度コンクリートは品質管理が難しい上、ワーカビリティーが悪く、作業は非常に手間取り問題となっている。そこで、梁下端部分は PCa として高強度コンクリートを用いることにより品質を確保し、梁上端部分は、普通強度のコンクリートを用いて施工性の改善を図る工法を考えた。そこで、本研究では異種強度のコンクリートや打ち継ぎの影響がはりのせん断性状に与える影響を究明し、設計上の資料を得ることを目的として、梁部材の実験ならびに二次元弾塑性有限要素法解析を行った。

**キーワード**：プレキャスト、打ち継ぎ、有限要素法、付着、クラックリンク

## 1. はじめに

近年、建物の高層化、スパンの拡大、部材断面の縮小の要求が高まり、高強度材料を用いた鉄筋コンクリート (RC) 構造が注目されている。現在では  $F_c = 50 \text{ N/mm}^2$  程度までの建物が建設されており、さらに高層の RC 造建物では、より高強度のコンクリートが要求されている。また、施工精度の確保、工事の省力化のため部材のプレキャスト化を進める必要が生じている。梁下端を部分 PCa とし、現場で上端主筋を配筋した後に、スラブ部と一緒にコンクリートを打設し一体化させる工法が一般的である。この場合、スラブにも梁と同じ高強度コンクリートを打設している。しかし、高強度のコンクリートはワーカビリティーが悪く、作業は非常に手間取り問題となっている。そこで、筆者らは施工性の改善の為、梁上端部分にはワーカビリティーの良い普通強度のコンクリートを用いた構造を提案しているが、梁断面方向に強度の異なるコンクリートを用いた梁部材の力学的性状はあまり明確ではなく、現状ではこのような梁を設計することはできない。断面方向でコンクリート強度が異なる場合、梁自身のせん断強度、打ち継ぎ部のずれ、さらに主筋の付着耐力などに影響を及ぼすことが懸念される。本研究では、断面方向にコンクリート強度の異なる梁部材に関しての設計上の資料を得ることを目的とし、異種強度の影響を究明するために行った梁部材の加力実験結果 [1] について、打ち継ぎ部のせん断伝達に注目し、二次元弾塑性有限要素法による解析を行ない、PCa 梁の耐力と変形性状、特に打ち継ぎ部の強度が PCa 梁の復元力特性に及ぼす影響について考察した。

## 2. 実験

### 2. 1 実験概要

実験については文献 [1] に詳細が述べられているが、ここでは、解析の対象としたスラブを有する

\*1 東京工業大学 大学院 工修 (正会員)

\*2 東京工業大学 工業材料研究所 教授 工博 (正会員)

\*3 (株) フジタ 技術研究所 (正会員)

\*4 東京工業大学 大学院

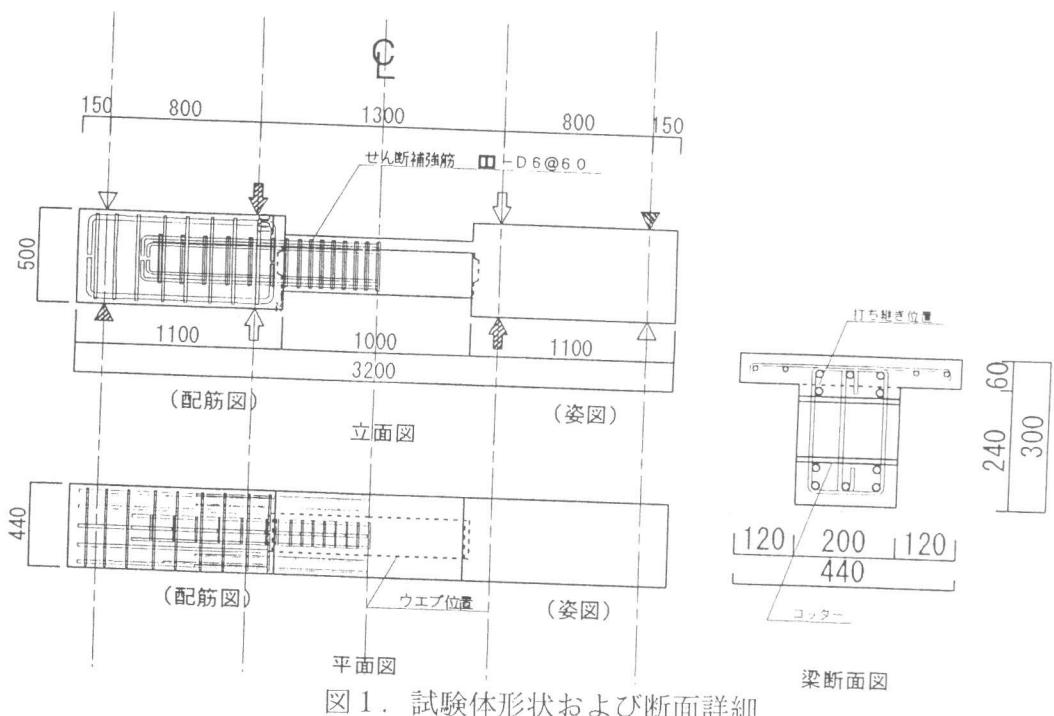


図1. 試験体形状および断面詳細

T型断面の2体について、簡単に説明する。試験体形状を図1に示す。試験体は、曲げ耐力に達する直前にせん断破壊することを目的して設計した。梁幅  $B \times$  梁高  $H = 20\text{cm} \times 30\text{cm}$ 、クリアスパン  $L = 100\text{cm}$ 、PCA部コンクリート設計基準強度  $F_c = 58.8\text{N/mm}^2$ 、主筋(上下共) : 3-D16, 2-D13 で、せん断補強筋 : D6@6.0 となっている。スラブ幅が 44cm、厚さが 6cm。試験体 NoB は現状の PCA 部を想定し、後打ち部も PCA 部と同じ設計基準強度  $F_c = 58.8\text{N/mm}^2$  の高強度コンクリートを打設した試験体、これに対し NoA はワーカビリティーの良い  $F_c = 29.4\text{N/mm}^2$  の普通強度のコンクリートをスラブおよび梁後打ち部に用いた試験体である。

実験は両端のスタブをテフロン板を挟み込んだまま、U字形の治具で回転を拘束しないよう、支持し、その点から 800mm 内側

位置にオイルジャッキをもちいて鉛直方向に逆対称に載荷する、加力の制御は全体変形で行ない、梁端鉛直面が平行を保つように左右のジャッキの荷重を制御した。使用材料の力学的性質を表1、2に示す。

表1. 鉄筋の力学的性質

種類	降伏点 $\sigma_y$	降伏時 ひずみ度 $\varepsilon_y$	弾性 係数 $E$	引張 強さ $\sigma_u$	伸び (%)	適用箇所
D6	422.58	2356	0.18	551.25	13.32	せん断筋、床筋
D10	366.23	1911	0.19	535.08	18.12	床補強筋
D13	757.25	3734	0.20	969.42	13.01	主筋
D16	759.50	3832	0.20	987.06	11.00	主筋

単位  $\sigma [\text{N/mm}^2]$ 、 $\varepsilon [\mu]$ 、 $E [\times 10^6 \text{N/mm}^2]$

表2. コンクリートの力学的性質

適用箇所	圧縮強度 $\sigma_B$	同上 ひずみ度 $\varepsilon_B$	弾性 係数 $E_{1/4}$	割裂 強度
PCA. 部	71.74	2337	0.37	3.82
後打ち部A	30.28	2078	0.26	2.73
後打ち部B	64.68	2331	0.36	3.10

後打ち部A : NoA B : NoB

単位  $\sigma [\text{N/mm}^2]$ 、 $\varepsilon [\mu]$ 、 $E [\times 10^5 \text{N/mm}^2]$

## 2.2 実験結果

図2にNoA, NoBの梁せん断力Qと梁変形角Rの関係を示す。図3にNoA, NoBの梁変形角R=30×10<sup>-3</sup>radでのひび割れ状況図を示す。NoBの最大荷重は292.8kN、そのときの変形角R<sub>m</sub>は20.4×10<sup>-3</sup>radだった。NoAの最大荷重は282.1kNで、そのときの変形角R<sub>m</sub>は20.3×10<sup>-3</sup>radだった。後打ち部のコンクリート強度に拘わらず、各試験体共R=16~17×10<sup>-3</sup>radでの梁主筋が降伏し、その後急激に耐力低下した。最大荷重以降、NoAは、コンクリート強度の低い後打ち部に破壊が偏っていたのに対し、後打ち部の強度がPCa部と同強度のNoBでは梁成の中央部の破壊が進む傾向が見られた。NoBのひび割れ状況は、正負で微妙に異なり、スラブ圧縮側のせん断ひび割れ角度がやや小さくなる傾向が見られた。また、最大耐力が大きい分、材端からD/2における位置でのせん断破壊が進んだ。

NoAは、NoBとほぼ同じ破壊状況であったが、NoBと比較してスパン中央のせん断ひび割れの量がやや少なく、梁端から約D/2位置でのせん断ひび割れの量がやや多かった。さらに、スラブの圧壊の程度は大きく、右梁端から約D/2位置での水平目開き量も大きく、その位置でスラブがやや折れていた。また、その範囲のスラブ上面に生じた付着ひび割れが大きくなつた。

## 3. 解析

### 3.1 解析方法

実験におけるPCa梁を対象とし、試験体をモデル化して、二次元弾塑性有限要素法による解析を行つた。コンクリートは弾塑性として、要素内のひずみは一定とした。二軸応力下の構成法則には、Darwin, Pecknoldによる等価ひずみに基づいて決定している。図4にコンクリートの圧縮応力とひずみの関係は、次の式で表わされる。

$$\sigma_c = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{iu}}{1 + \left\{ (E_s / E_s) - 2.0 \right\} \cdot (\varepsilon_{iu} / \varepsilon_{ic}) + (\varepsilon_{iu} / \varepsilon_{ic})^2}$$

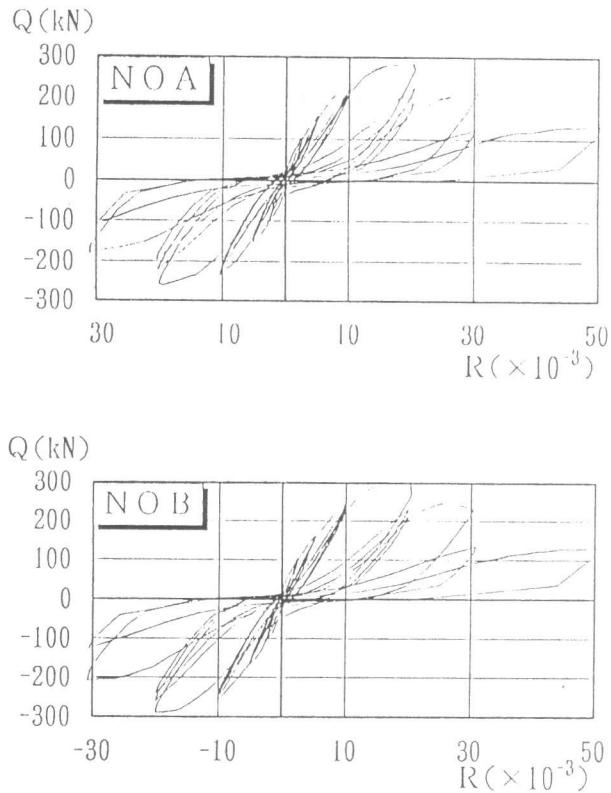


図2 梁せん断力Q-変形角R関係

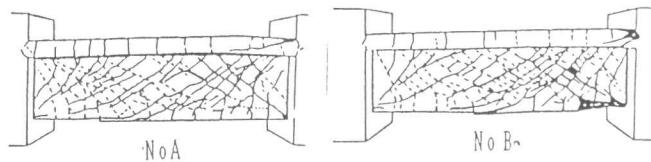


図3 ひびわれ状況図

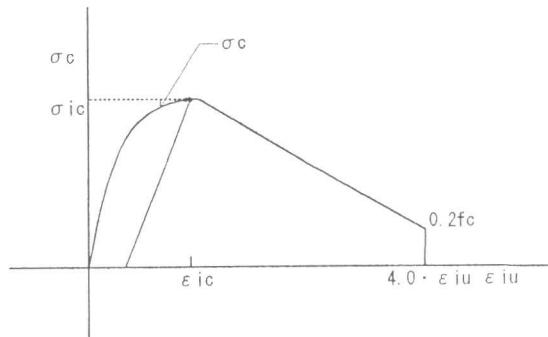


図4. コンクリート圧縮応力-等価ひずみ関係

弾性係数は  $E_i$  は下式により求められる。

$$E_i = \frac{1.0 - (\varepsilon_{iu} / \varepsilon_{ic})^2}{[1 + \{(E_o / E_s) - 2.0\} \cdot (\varepsilon_{iu} / \varepsilon_{ic}) + (\varepsilon_{iu} / \varepsilon_{ic})^2]^2}$$

$\sigma_{ic}$  : 最大圧縮応力

$\varepsilon_{ic}$  : 最大圧縮応力時等価一軸ひずみ

$\varepsilon_{iu}$  : 等価一軸ひずみ

$E_o$  : 初期弾性接線係数

$E_s$  : 最大圧縮応力時割線係数

引張荷重の場合は、破壊まで線形弾性 ( $E=E_o$ ) とする。鉄筋は線材要素として、その応力一ひずみ関係は図5に示すような bi-linear とする。図6に示すように、鉄筋とコンクリートの付着の表現にはボンドリンクを用いる。コンクリートのひび割れの表現にはクラックリンクを用いる。リンク要素は、閉じている場合にはリンクの剛性を十分大きな値とし、開いた場合にはほぼ零に変化させ、リンクの力を解除力として解放する。ひび割れは仮定したひび割れと法線方向と接線方向のバネに作用する力の合力がコンクリートの引張強度に達する時に発生する。

本解析は、実験した試験体を参考とし、スラブを有するT型断面の6体で、後打ちコンクリート強度と打ち継ぎ面の引張強度をパラメーターとして解析をおこなった。図7に要素分割モデルを示す。モデル No-B1, No-B2, No-B3 は試験体 No-B と同様に、後打ち部のコンクリー

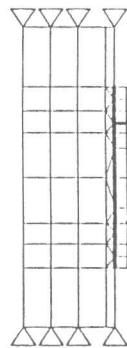


図5 (左) 鉄筋の応力一ひずみ関係

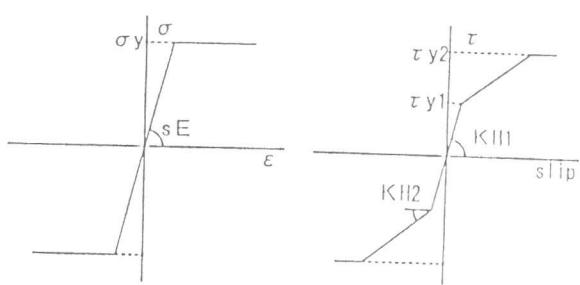


図6 (右) 付着応力一すべり関係

図7 要素分割図

ト強度が PCa と同じ強度  $64.6 \text{ N/mm}^2$  の高強度コンクリートを設定した。モデル No-A1, No-A2, No-A3 は試験体 No-A と同様に、後打ち部のコンクリート強度が  $32.3 \text{ N/mm}^2$  の普通強度のコンクリートを仮定した。また、打ち継ぎ面のせん断性状の考察するため、打ち継ぎ部の引張強度については、No-A1 と No-B1 は普通コンクリートの引張強度  $f_t=0 \text{ N/mm}^2$  と仮定し、No-A2 と No-B2 は引張強度なし  $f_t=0.0 \text{ N/mm}^2$  と仮定し、No-A3 と No-B3 は一体打ちを想定して大きな値  $f_t=196 \text{ N/mm}^2$  とした。

表3. 解析に用いた各定数

コンクリート	圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ )	ヤング率( $\text{kN/mm}^2$ )	割裂強度( $\text{N/mm}^2$ )	ボアン比
後打ち部A	32.34	25.97	1.76	0.17
後打ち部B	64.68	36.26	2.06	0.17
PCa. 部	64.68	36.26	2.06	0.17
鉄筋	降伏強度( $\text{N/mm}^2$ )	ヤング率( $\text{kN/mm}^2$ )		
	421.4	205.8	-	-
リンク種類	$K_h$ $\text{N/mm}^3$	$K_y$ $\text{N/mm}^3$	$\tau_y$ $\text{N/mm}^2$	$\sigma_t$ $\text{N/mm}^2$
クラックリンク	8820	8820	196	$f_t^*$
ボンドリンク	88.2	8820	1.96	196

\*  $f_t$  は引張強度 (NoA1, B1 は 3.8、NoA2, B2 は 0、NoA3, B3 は 196)

ひび割れは実験より設定したせん断ひび割れをもとにクラックリンクを用いて表現した。また、梁主筋にはボンドリンクを設けて、コンクリートとの付着を考慮に入れた。載荷方法は図7のように、左の

スタブを固定し、右スタブの上下端に強制変位をさせることにより行った。解析に用いた各定数の値を表4に示す。

表4 解析結果一覧

### 3.2 解析結果

解析結果の一覧を表5に示す。また、図8～図10に解析による各試験体の荷重一変位関係を示す。解析結果は実験結果にくらべ、最大耐力はほぼ同じであるが、最大耐力時の変形は実験値よりかなり小さくなつた。これは、実験は正負繰り返し載荷を行なつてゐるのに対して、解析においては、載荷を一方向としているために、二方向ひび割れによるコンクリート剛性の低下を考慮していないこと、繰り返しによる付着の劣化を考慮していないことなどが原因である。又、解析モデルの仮定は実験時よりもひび割れが少ないなど簡易化していることなども挙げられる。本解析のように離散型ひび割れモデルを使用した場合には、ひび割れの本数をもっと多くすれば、実験に近い剛性や耐力が出ると思われる。

打ち継ぎ面の引張強度0のNo-A2, No-B2は他のモデルより剛性は約10%低下しているが、最終的な耐力はやや高めになった。これは、曲げせん断ひびわれが、スラブ部のみで止まつたためであろう。後打ちコンクリート強度が異なつても、最大耐力はあまり違わないが、普通強度コンクリートとした解析モデルNo-A1, No-A2, No-A3の最大耐力は高強度コンクリートとした解析したのモデルNo-B1, No-B2, No-B3に比べてすこし小さくなつた。

図11は最大耐力時の解析モデルNo-A1, No-B1, No-A3の変形及び破

	No-A1	No-B1	No-A2	No-B2	No-A3	No-B3
最大荷重(kN)	260	287.3	283	286	255	265.8
変位 (mm)	7.7	9.2	9.4	9.9	7.8	8.8

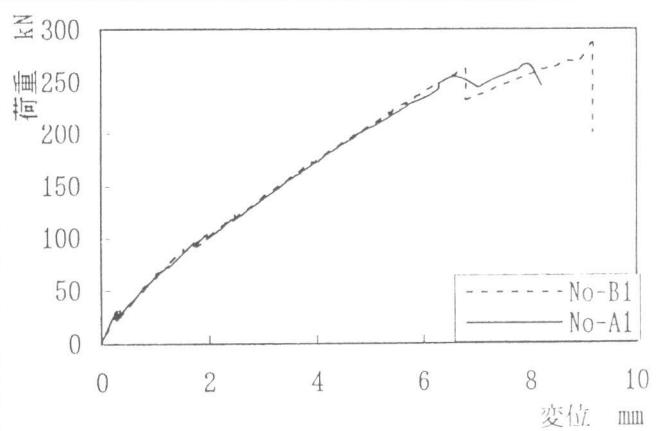


図8 No-A1, No-B1 荷重一変位関係曲線

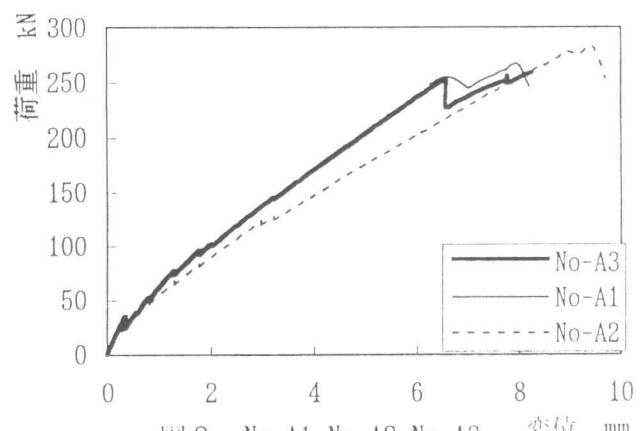


図9 No-A1, No-A2, No-A3 荷重一変位関係曲線

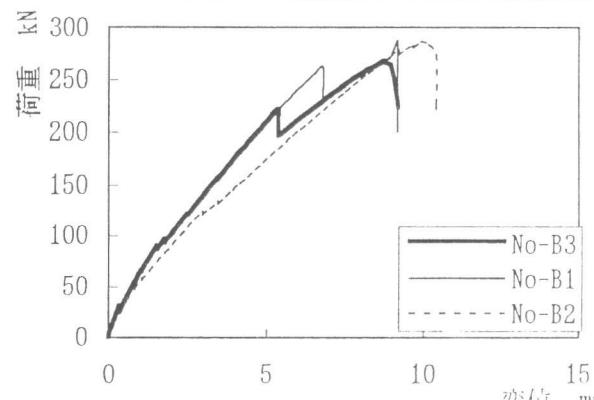


図10 No-B1, No-B2, No-B3 荷重一変位関係曲線

壞状態を示す。図から見ると、梁端から中央に向かって、約 5~10cm 間隔で曲げひび割れが発生し、また、スラブと PCa 部の打ち継ぎ位置にひび割れが発生するとともに、打ち継ぎ部にすべりが発生している。最大荷重に達する前に片側の主筋が引張降伏して、その後、せん断ひび割れの拡大およびせん断破壊の進展と共に耐力低下した。

図 12 ~ 13 に打ち継ぎ部に引張ひびわかれが発生する前の変位 4mm の時の打ち継ぎ部のせん断応力度分布を示す。せん断応力分布は一様ではなく圧縮域で高くなっている。また、曲げひび割れが発生した位置では、打ち継ぎ部のせん断伝達が行なわれていないことが解る。

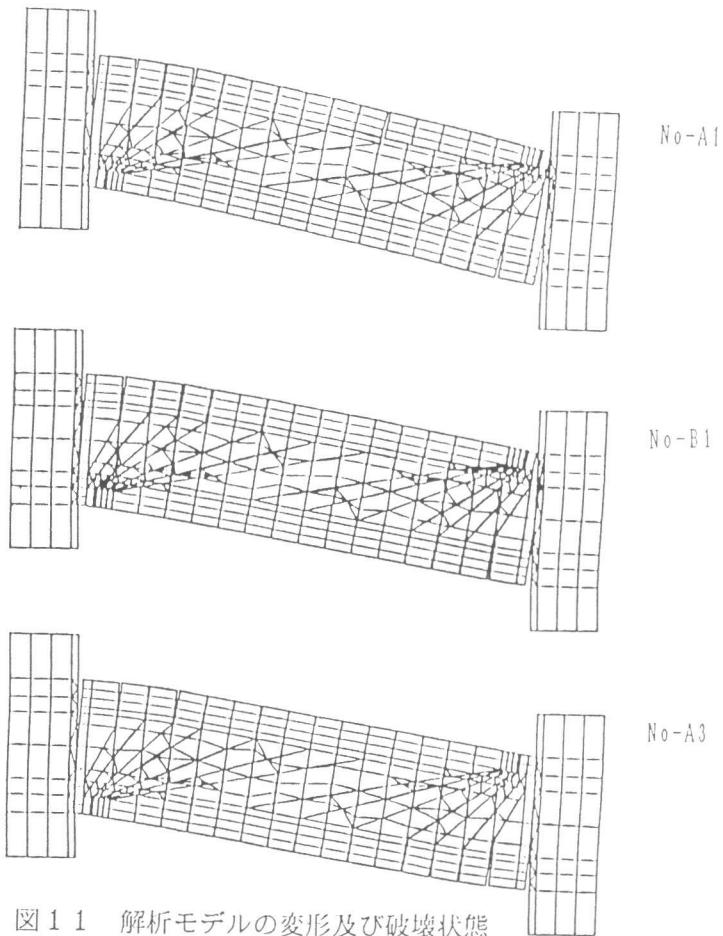


図 11 解析モデルの変形及び破壊状態

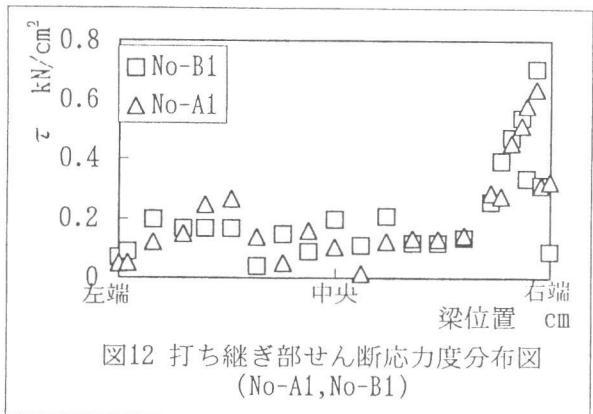


図 12 打ち継ぎ部せん断応力度分布図  
(No-A1, No-B1)

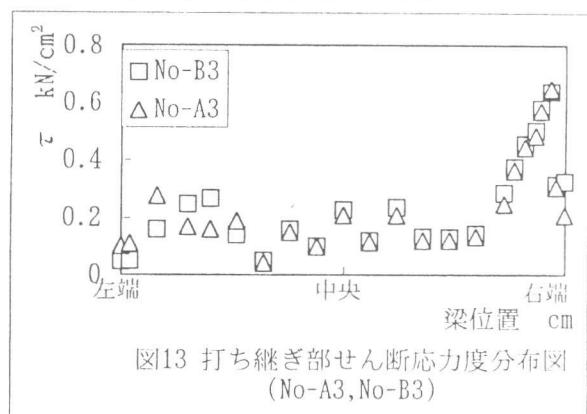


図 13 打ち継ぎ部せん断応力度分布図  
(No-A3, No-B3)

#### 4.まとめ

PCa 部と後打ち部の梁成方向で異なるコンクリート強度と打ち継ぎ面の引張強度をパラメーターとして解析して、以下のことがわかった。

- 1) 後打ち部のコンクリート強度が PCa 部に比べて弱い場合でも、せん断耐力にはあまり違いがない。
- 2) 打ち継ぎ面の引張強度が弱くても、せん断耐力には大きな影響はないものの、全くない場合には剛性の低下が大きく、打ち継ぎ部の強度もある程度は必要である。

謝辞 本研究は文部省科学研究費補助金を戴いております。関係者各位にお礼申し上げます。

#### 参考文献

- [1] 林 和也、異種強度コンクリートを用いたプレスキャスト RC 梁の設計法に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 979 ~ 984、1994. 9