

# 実規模 RC 部材の水平二方向載荷実験による 耐震性能照査基準値の適用性検討

坂下 克之<sup>1</sup>・畑 明仁<sup>2</sup>・渡辺 和明<sup>3</sup>・村田 裕志<sup>4</sup>・河村 圭亮<sup>5</sup>・  
小松 怜史<sup>6</sup>・野尻 慶介<sup>7</sup>

<sup>1</sup>正会員 大成建設株式会社 技術センター (〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町 344-1)  
E-mail: katsuyuki.sakashita@sakura.taisei.co.jp (Corresponding Author)

<sup>2</sup>正会員 大成建設株式会社 技術センター (〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町 344-1)  
E-mail: hata@ce.taisei.co.jp

<sup>3</sup>正会員 大成建設株式会社 原子力本部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1)  
E-mail: kwatanab@ce.taisei.co.jp

<sup>4</sup>正会員 大成建設株式会社 技術センター (〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町 344-1)  
E-mail: mrthrs00@pub.taisei.co.jp

<sup>5</sup>正会員 大成建設株式会社 技術センター (〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町 344-1)  
E-mail: kwmkis00@pub.taisei.co.jp

<sup>6</sup>正会員 一般財団法人電力中央研究所 サステナブルシステム研究本部  
(〒270-1194 千葉県我孫子市 1646)  
E-mail: komatsu3762@criepi.denken.or.jp

<sup>7</sup>正会員 関西電力株式会社 土木建築室 (〒530-8270 大阪府大阪市北区中之島 3-6-16)  
E-mail: nojiri.keisuke@e2.kepco.co.jp

構造物の耐震性能照査を材料非線形解析により行う場合の照査基準値（部材厚増分・圧縮縁変位差・偏差ひずみ第二不変量）に対して、地中 RC 構造物の耐震性能照査手法の高度化を目的として実施した実大規模の試験体を用いた水平二方向載荷実験結果と照らし合わせて、損傷指標としての適用性を検討した。試験体は 1 辺 1.1m の正方形断面を持つ RC 柱である。試験ケースは、case1：基本ケース、case2：あと施工せん断補強鉄筋あり、case3：斜め載荷、case4：プレクラックありの 4 ケースで、case2 以外はせん断破壊先行型の配筋仕様である。検討の結果、それぞれの実験条件下における各照査基準値の推移と試験体の損傷状況との関連が明らかになるとともに、限界値は既往のマニュアルの規定と概ね整合しており、その適用性が確認された。

**Key Words:** RC structure, full-scale, loading experiment, two directional loading, failure criteria

## 1. はじめに

筆者らはこれまで、原子力発電所屋外重要土木構造物の取水路等に代表される地中 RC 構造物の耐震性能照査手法の高度化を目的として、三次元効果やあと施工せん断補強の効果に着目した実大規模の RC 部材を対象とした水平二方向載荷実験を実施し、あと施工せん断補強・斜め載荷・事前載荷によるプレクラック等が曲げ耐力・せん断耐力に与える影響について分析してきた<sup>1,2)</sup>。

一方、構造物の耐震性能評価の照査基準としては、土木学会原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査

指針・マニュアル・照査例（以下「マニュアル」と称す）<sup>3)</sup>では従来の部材耐力評価の他に、せん断破壊に対しては、材料非線形解析を実施した際の部材厚増分や偏差ひずみ第二不変量といった損傷指標が規定されている。また曲げ破壊が考えられる部材の圧縮損傷に対しては、評価指標として圧縮縁変位差<sup>4)</sup>が検討されている。これらはいずれも小規模な実験あるいは一方向の荷重に対して有効性が確認されたものとなっている。

以上のような背景を受け本論文では、材料非線形解析により構造物の耐震性能照査を行う場合に要素寸法の影響を受けにくい照査基準として上記に挙げた部材厚増

表-1 試験ケース

試験体	着目点	せん断補強鉄筋	破壊形態
N-1	基本ケース	少	せん断破壊先行型
P-1	あと施工せん断補強鉄筋 (PHB) の効果	少+PHB	曲げ破壊先行型
N-2-1	載荷方向 (斜め載荷) の影響	少	せん断破壊先行型
N-2-2	事前載荷によるプレクラックの影響	少	せん断破壊先行型

分・圧縮縁変位差・偏差ひずみ第二不変量を取り上げ、実大規模の試験体を用いた水平二方向載荷実験結果と照らし合わせて、損傷指標としての適用性を検討した。

## 2. 実験概要

### (1) 試験ケースおよび試験体の仕様

試験ケースは表-1 に示す通りで、N-1 はせん断破壊先行型の基本ケース、P-1 は曲げ破壊先行型に変更するため、あと施工プレート定着型せん断補強鉄筋 (以下、PHB と称す) <sup>5)</sup>を施したもので、N-2-1 および N-2-2 は N-1 と同じ試験体仕様で、載荷履歴を基本ケース N-1 から変更して、斜め載荷およびプレクラックの影響を見るものである。

試験体図面を図-1 に示す。試験体は1辺 1.1m の正方形断面を持つ柱およびフーチングからなる。本研究において本来対象とする事象は、地中 RC ボックスカルバートの壁構造の面外挙動と面内挙動であるが、実大の壁構造の二方向載荷実験は試験装置の制約等の関係上難しいことから、想定壁厚四方の柱状試験体を対象としている。

各試験体について、実強度による耐力算定結果を表-2 に示す。コンクリート圧縮強度は、各試験体の柱部分に使われたコンクリートの加力実験当日材齢強度 (テストピース 3 体の平均値) である。せん断耐力は、コンクリート標準示方書 <sup>6)</sup>での算定方法と同様にコンクリート負担分とせん断補強鉄筋負担分に分けて算定した。ただし、コンクリート負担分の算定には二羽式 <sup>7)</sup>を適用した。PHB は両端に円形プレートを摩擦圧接により接合したもので、耐力算定の際の有効係数は 0.9 とした<sup>5)</sup>。各試験体でコンクリート強度により若干の変動はあるが、曲げせん断耐力比 (=せん断耐力/曲げ降伏水平力) は、せん断破壊先行型である N-1, N-2-1, N-2-2 では 0.87~0.88, 曲げ破壊先行型である P-1 は 1.74 となる。

N-1, N-2-1, N-2-2 では柱部の配筋は直交する二方向に対して同じであるため、曲げ耐力、せん断耐力とも二方向で等しい。一方 P-1 の PHB は図-1 に示すようにすべての段で同方向配置としているため、せん断補強効果は PHB 軸と平行方向のせん断力に対してのみ発揮するものと考えられる。なお N-2-1 は斜め載荷の加力であるが、表-2

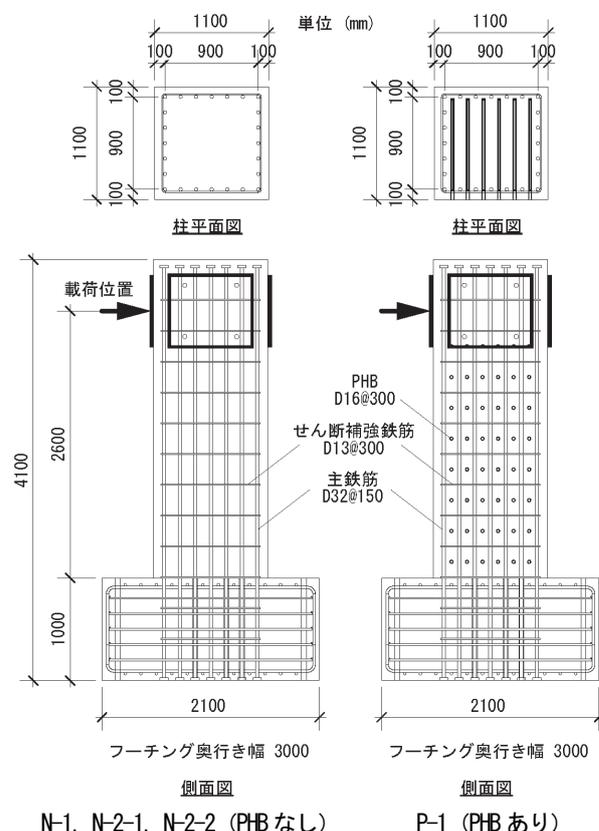


図-1 試験体図面

に示した耐力は他の 2 ケースと同じく辺に平行な方向の耐力である。

### (2) 加力方法

加力図を図-2 に示す。加力は直交する 2 つのジャッキを用いて行う。試験体および加力状況を写真-1 に示す。

各試験ケースの加力パターンを図-3 に示す。図中の加力番号は、以下本文中では step1, step2 のように記載する。

基本ケースの N-1 およびあと施工せん断補強ありの P-1 は、ジャッキ 1 により正方向 (P1,  $\delta 1$  方向) に耐力ピーク確認まで載荷し (step1), 除荷する (step2)。

斜め載荷の N-2-1 は、ジャッキ 1 およびジャッキ 2 を同時に使用して N-1 および P-1 の加力パターンを 45° 偏角させたもので、正方向 (PY,  $\delta Y$  方向) に耐力ピーク確認まで載荷し (step1), 除荷する (step2)。

プレクラックありの N-2-2 は、ジャッキ 2 により直交方向 (P2,  $\delta 2$  方向) に斜めひび割れ発生まで交番載荷

表-2 実強度による耐力算定結果

		記号	N-1 (基本ケース)	P-1 (PHBあり)	N-2-1 (斜め載荷)	N-2-2 (プレクラック)	単位
断面諸元	部材幅	$b_w$	1100				mm
	断面高さ	$D$	1100				mm
	有効高さ	$d$	1000				mm
	主鉄筋		D32@150				
	引張鉄筋比	$P_t$	0.51				%
	せん断補強鉄筋		D13@300				
	せん断補強鉄筋比	$P_w$	0.08				%
	PHB		—	D16(6本) @300	—		
PHBのせん断補強鉄筋比	$P_{pw}$	—	0.36	—		%	
材料強度	コンクリート圧縮強度	$f_c$	36.9	36.2	39.1	39.0	$N/mm^2$
	主鉄筋の降伏強度	$f_y$	508				$N/mm^2$
	せん断補強鉄筋の降伏強度	$f_{wy}$	360				$N/mm^2$
	PHBの降伏強度		—	377	—		$N/mm^2$
せん断スパン比	$a/d$	2.6					
せん断耐力	コンクリート負担分	$V_c$	912.0	906.2	929.8	929.0	kN
	せん断補強鉄筋(含PHB)負担分	$V_s$	264.4	1436.3	264.4	264.4	kN
	せん断耐力	$V_y$	1176.4	2342.5	1194.2	1193.4	kN
曲げ耐力	降伏水平力	$V_{ny}$	1348.7	1346.8	1354.6	1354.3	kN
	最大水平力	$V_{nu}$	1708.5	1705.6	1717.3	1716.9	kN
曲げせん断耐力比	$V_y/V_{ny}$		0.87	1.74	0.88	0.88	

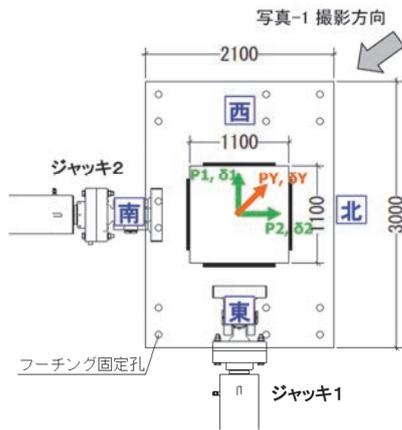


図-2 加力図 (平面図)

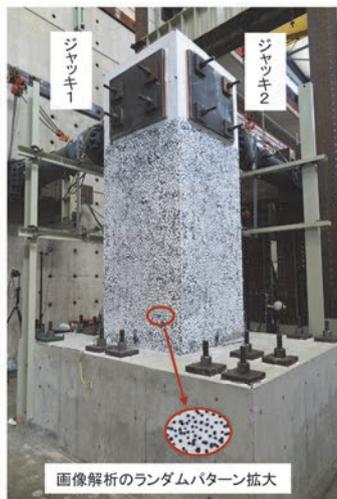


写真-1 試験体および加力状況

ケース	加力パターン
N-1 P-1	<p>耐カピーク確認</p> <p><math>P_1, \delta_1</math></p> <p>1 2</p>
N-2-1	<p>耐カピーク確認</p> <p><math>P_Y, \delta_Y</math></p>
N-2-2	<p>斜めひび割れ (プレクラック発生)</p> <p>耐カピーク確認</p> <p><math>P_1, \delta_1</math></p> <p><math>P_2, \delta_2</math></p> <p>1 2 3</p> <p>4 5</p>

\* 柱を上から見た概略図 向きは図-2と同じ

図-3 加力パターン

(事前載荷) (step1,2,3) してプレクラックを発生させた後、N-1と同様の載荷を行う (step4,5)。

ジャッキ取付位置では、引張時にコンクリートに引張力が作用しないように両側に載荷版を設け、対面同士をPC鋼棒で緊張している (写真-1 参照)。

### (3) 計測方法

計測方法の概要を図-4に示す。

機械式変位計による変位計測では、フォーミング側面を固定端として組み上げたフレームに取り付けた変位計により柱の載荷高さの水平変位を計測する。

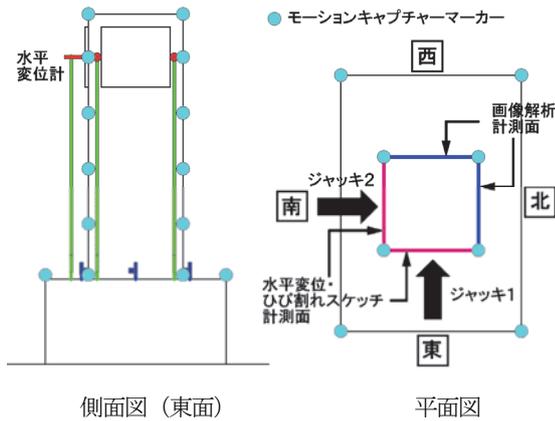


図-4 計測方法の概要

画像解析では、デジタル画像相関法 (Digital Image Correlation Method, 以下 DIC)<sup>8)</sup>を用いて計測対象面の変位・ひずみを計測する。計測対象面は変位計フレームとの干渉を防ぐために西面および北面とする。相関計算のためのランダムパターンは写真-1に示す通りである。

モーションキャプチャー<sup>9), 10)</sup>では、フーチング上面と柱の四隅に合計 28 個のターゲットマーカーを配置し、3 次元的な変位を計測する。なお計測のために 11 台のカメラを配置する。

その他の計測項目として鉄筋のひずみ計測等があるが、本論文では結果を参照していないため、詳細は割愛する。

#### (4) これまでに得られている知見

試験結果のこれまでの分析<sup>1), 2)</sup>では、主な知見として以下が得られている。

- ・あと施工せん断補強により、曲げ破壊先行型となり、補強なしの基本ケースと比較して、耐力・変形性能の増加が確認された。
- ・斜め载荷のケースでは、初期载荷過程のせん断耐力が基本ケースと比較して大きくなる結果が得られた。
- ・斜めひび割れが発生する程度の直交方向のプレクラックにより、斜めひび割れの進展を妨げる効果があり、既往の研究<sup>11)</sup>と同様に、初期载荷過程のせん断耐力が基本ケースと比較して増加することが分かった。

### 3. 照査基準の適用性検討

本章では、材料非線形解析により耐震性能照査を行う場合に要素寸法の影響を受けにくい照査基準である部材厚増分・圧縮縁変位差・偏差ひずみ第二不変量について、各ケースの初期载荷 (図-3 に示した加力番号で N-1, P-1, N-2-1 は step1, N-2-2 は step4) における実験結果と照合して、損傷指標としての適用性の検討を行う。

#### (1) 部材厚増分および圧縮縁変位差

部材厚増分については、マニュアル<sup>3)</sup>では、材料非線形解析により耐震性能照査を行う場合の部材厚増分の限界値として次式を規定している。

$$\Delta D_{lim} = \max\{5, 2.5p_w D\} \quad (1)$$

ここに、 $\Delta D_{lim}$  : 部材厚増分の限界値 (mm)

$p_w$  : せん断補強鉄筋比

$D$  : 部材厚 (mm)

この規定は参考文献<sup>12)</sup>に基づき、斜めひび割れの発生自体は許容しつつ、構造物全体としての水平耐力の低下が小さいと考えられるレベルの値として設定されている。本試験体では、 $p_w=0.0008$ 、 $D=1100\text{mm}$  であるので、 $\Delta D_{lim}=5\text{mm}$  となる。

またマニュアル<sup>3)</sup>では、5mm の部材厚増分があるときの耐力の残留率は 60%~95% であるとしている。

圧縮縁変位差については、一軸圧縮応力下のコンクリートの圧縮損傷は局所的に (塑性域は 200mm 程度以下で) 生じることが知られている<sup>13)</sup>。一方で、コンクリートの圧縮損傷指標としての主圧縮ひずみの限界値は参照長さに応じて定められており、200mm で 1.3% 程度である<sup>3)</sup>。以上の点を踏まえ、現行の設計よりも安全側となるように、圧縮破壊による限界値指標を「材端から 200mm 以上離れた節点間の相対変位が 2mm (200mm×1%) に達する時点」(圧縮縁変位差) と定義した<sup>4)</sup>。

参考文献<sup>4)</sup>では、圧縮縁変位差が 2mm に達したときの耐力の残留率が 7割以上であることを示している。

##### a) 基本ケース (N-1)

図-5 に、基本ケース N-1 の耐力ピーク確認時のモーションキャプチャーの結果として変形図を示す。この図は変形倍率を 10 倍にして北面から見たものであり、試験体にねじれなどの変形が生じていないことを確認した上で、北側と南側のマーカーの値を平均化している。载荷側 (東面) が鉛直方向に伸び、曲げとしての変形はほぼ基部付近で発生している。試験体の中間高さ付近では試験体がわずかに膨らんでいる様子がわかる。

図-6 左に、代表的な载荷ステップ (荷重 1200kN, 荷重 1400kN, 荷重 1500kN, 耐力ピーク確認時) について、図-5 に示した東側と西側のモーションキャプチャーマーカー位置の水平方向変位の差分をとった部材厚増分の高さ方向分布を示す。载荷ステップとともに部材厚増分が増加していく様子がわかり、フーチングから 1300mm 付近で最も大きくなっている。耐力ピーク確認時では部材厚増分は限界値の 5mm を超過している。

図-6 右に、同じく代表的な载荷ステップについて、圧縮縁変位差の高さ方向分布を示す。圧縮縁変位差は、圧縮面である西側の各高さのモーションキャプチャーマーカー位置の鉛直変位とフーチング上面高さのマーカー位

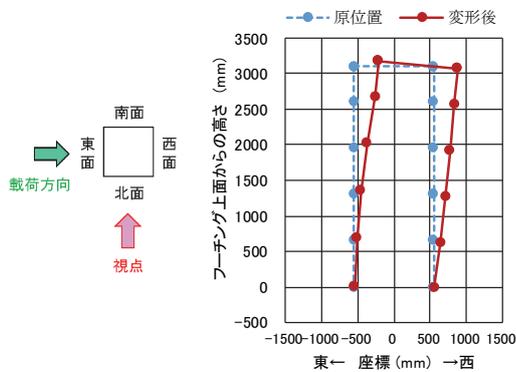
置の鉛直方向変位の差分を取って算定したもので、圧縮を正としている。すなわちフーチング上面高さ（高さ0m）では値は0となる。分布はフーチング上面からの高さ650mm以上の範囲においては高さが低くなると漸減するがその変動量は少ない。これは後述の3ケースに対しても認められる。この傾向と、上述した圧縮縁変位差は下端から200mm以上離れた点で評価できるという知見から、以降圧縮縁変位差は高さ650mmの値を主に注目することとする。圧縮縁変位差は圧縮破壊の指標である一方で本ケースはせん断破壊先行型であることから、耐力ピーク確認時においても限界値2mmに達していない。

図-7に、図-6に示した代表的な載荷ステップにおける試験体のひび割れ状況を、北面について画像解析による最大主ひずみ分布図にて示す。画像解析では50mm

×50mmの領域での平均ひずみを計測している。図-7では最大主ひずみを示しており、ひび割れ位置では大きい主ひずみが計測されるため赤色で表示されている。損傷形態としては、斜めひび割れが卓越する斜め引張破壊モードであり、荷重の増加とともに徐々に斜めひび割れが進展していき部材厚増分の増大に寄与している状況がわかる。

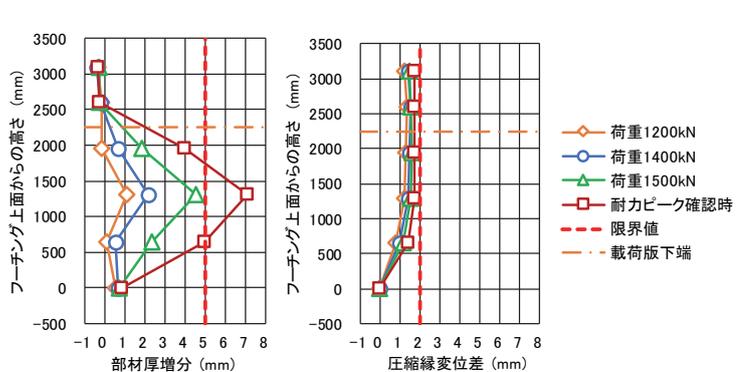
高さ1300mmにおける部材厚増分および高さ650mmにおける圧縮縁変位差の載荷位置変位に対する推移グラフを、載荷位置の荷重～変位関係<sup>1)</sup>と重ね書きしたものを図-8に示す。

部材厚増分は荷重1000kN（変位10mm）あたりから増加し始め、荷重の増加に伴い傾き（増加率）が急になっていくのが特徴である。限界値の5mmを超過するのは、荷重～変位関係上に赤の×印で示した通り、ピーク荷重



変形倍率 10倍

図-5 N-1 耐力ピーク確認時変形図



部材厚増分

圧縮縁変位差

図-6 N-1 部材厚増分および圧縮縁変位差分布

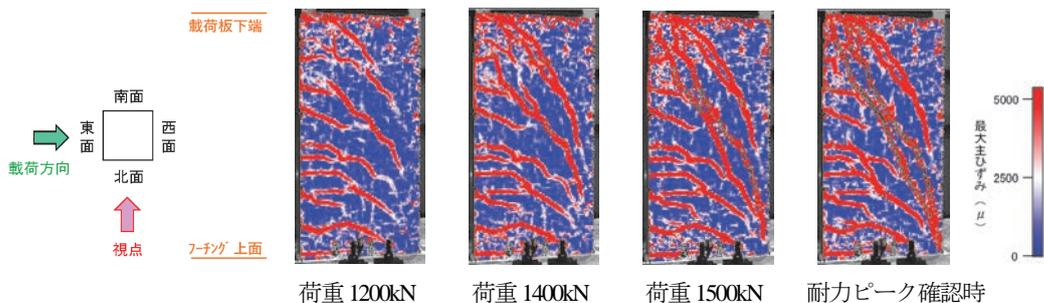


図-7 N-1 ひび割れ状況の推移

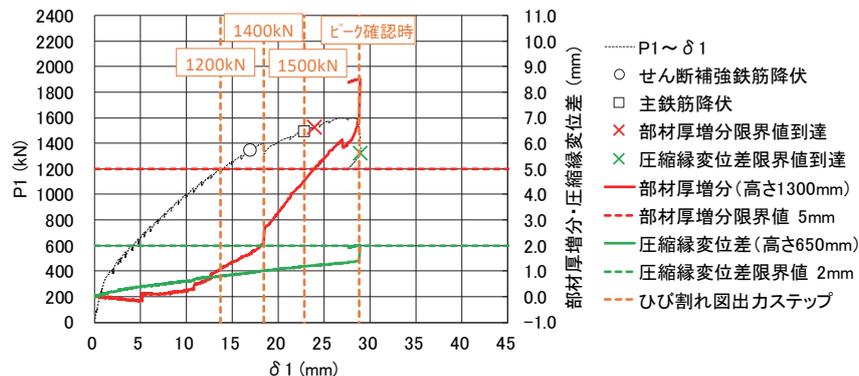


図-8 N-1 部材厚増分および圧縮縁変位差の推移

の少し手前の主鉄筋降伏後である。さらに耐力ピーク確認後にひび割れ観察等のために変位を保持している間に部材厚増分が進展している様子などもわかる。以上より、本結果はマニュアル<sup>3)</sup>の部材厚増分の限界値の規定に整合しているといえる。

また耐力ピーク直前で限界値に達していることから、先述した耐力残留率の観点からは、安全側に評価できていることを確認した。

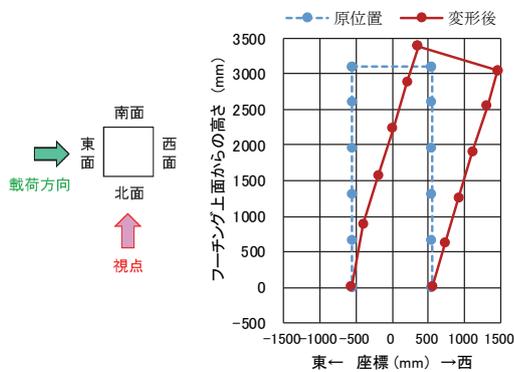
圧縮縁変位差は図-6でも見たように耐力ピーク確認時に限界値 2mm に達しておらず、耐力ピーク確認後にひび割れ観察等のために荷重位置の水平変位を保持している間にわずかに超過した。N-1 では変位保持時に圧縮側基部コンクリートが破壊して耐力低下が生じており、その事象に対応していると思われる。部材厚増分の値は荷重位置水平変位に対して非線形的に増加するのに対し、

圧縮縁変位差は変位に対して比較的線形的に増加するのが特徴であり、これは後述の3ケースに対しても認められる。

### b) あと施工せん断補強ありのケース (P-1)

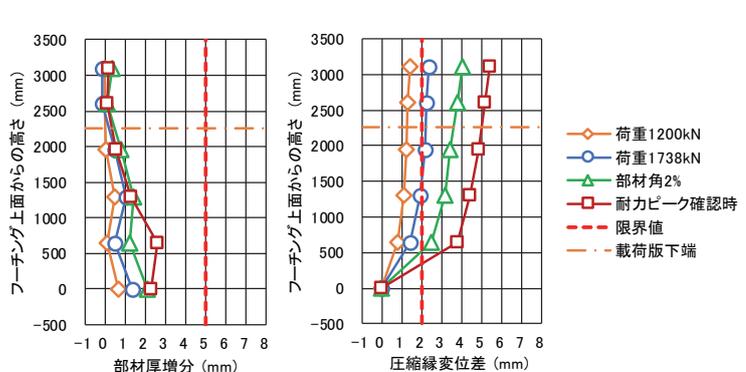
図-9 に、あと施工せん断補強ありのケース P-1 の耐力ピーク確認時の北面から見た変形図を示す。荷重側(東面)が鉛直方向に伸び、曲げとしての変形はほぼ基部付近で発生している。

図-10左に、代表的な荷重ステップ(荷重1200kN, 荷重1738kN, 部材角 2%, 耐力ピーク確認時)について、部材厚増分の高さ方向分布を示す。荷重ステップとともに部材厚増分が増加していくが、本ケースは曲げ破壊先行型であるため、耐力ピーク確認時においても限界値の5mm に達していない。また最大値が発生する高さもフーチングから 650mm 付近と基部に近い位置となってい



変形倍率 10 倍

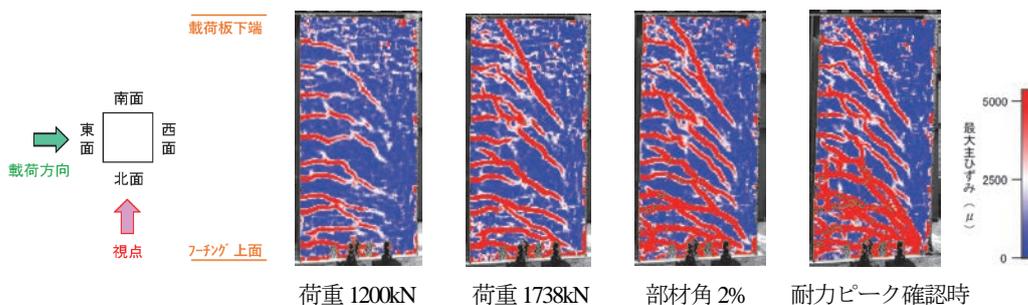
図-9 P-1 耐力ピーク確認時変形図



部材厚増分

圧縮縁変位差

図-10 P-1 部材厚増分および圧縮縁変位差分布



荷重 1200kN

荷重 1738kN

部材角 2%

耐力ピーク確認時

図-11 P-1 ひび割れ状況の推移

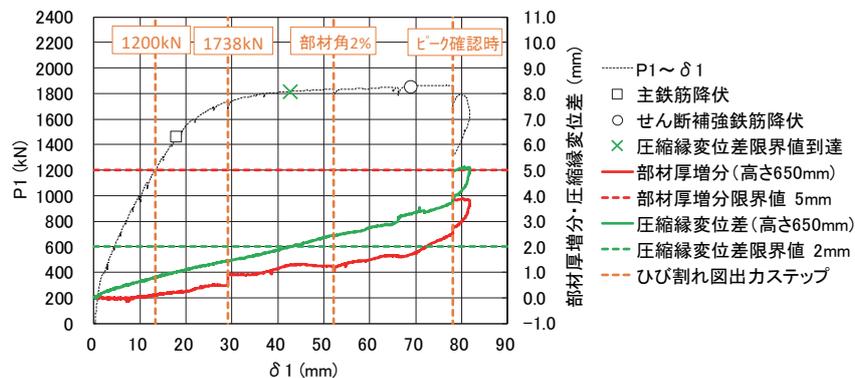


図-12 P-1 部材厚増分および圧縮縁変位差の推移

る。

図-10 右に、同じく代表的な荷重ステップについて、圧縮縁変位差の高さ方向分布を示す。P-1 は曲げ破壊先行型であり、最大荷重時の水平変位が他ケースと比べて大きいため、圧縮縁変位差も大きく 4mm~5mm となっている。

図-11 に、図-10 に示した代表的な荷重ステップにおける試験体のひび割れ状況を、北面について画像解析による最大主ひびずみ分布図にて示す。ひび割れ状況を図-7 に示した基本ケース N-1 と比較すると、有意なひび割れは試験体の下部に集中しており、補強によって斜めひび割れの進展が抑制されている様子がわかる。

高さ 650mm における部材厚増分および高さ 650mm における圧縮縁変位差の荷重位置変位に対する推移グラフ

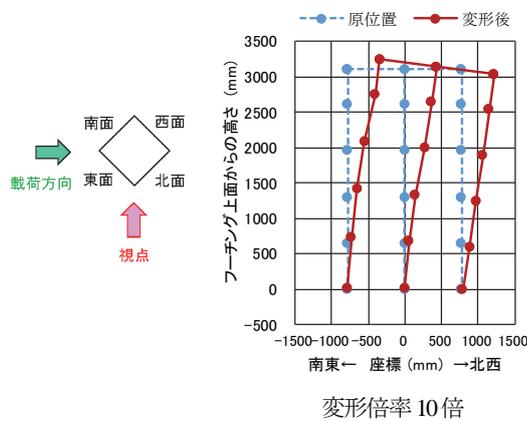


図-13 N-2-1 耐力ピーク確認時変形図

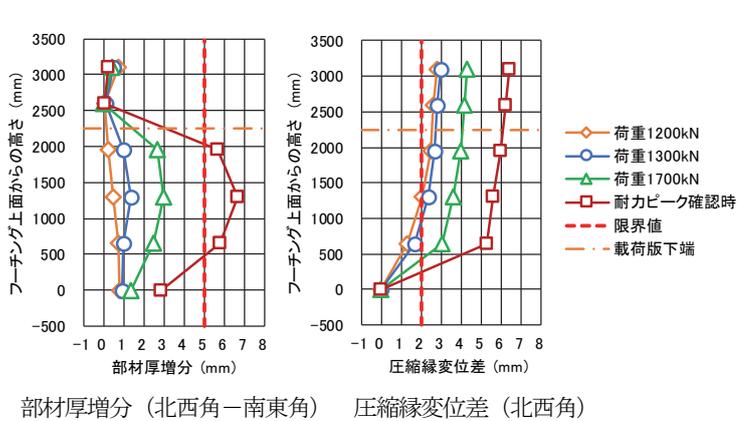


図-14 N-2-1 部材厚増分および圧縮縁変位差分布

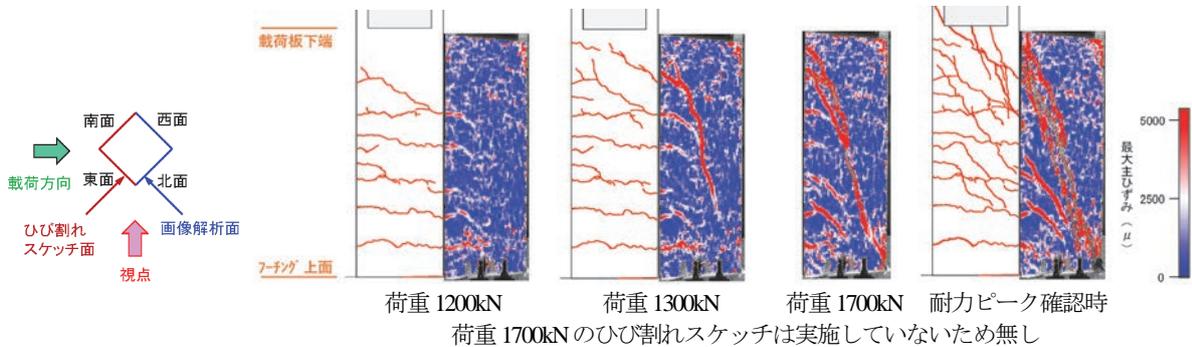


図-15 N-2-1 ひび割れ状況の推移

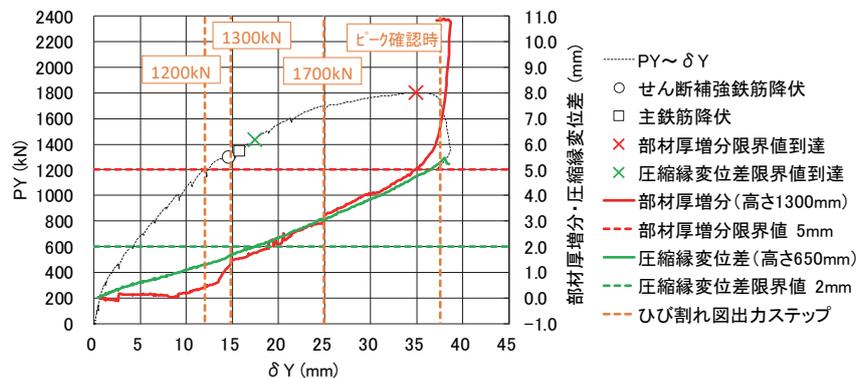


図-16 N-2-1 部材厚増分および圧縮縁変位差の推移

を、荷重位置の荷重~変位関係<sup>2)</sup>と重ね書きしたものを図-12 に示す。部材厚増分は徐々に増えていくものの、上述したように最終的に限界値 5mm に達していない。

圧縮縁変位差が限界値 2mm に達するのは、主鉄筋降伏後に荷重~変位関係の勾配がゼロに近くなった荷重位置水平変位が約 43mm 時点であり、変形角に換算すると約 1.6% である。耐力ピークよりも前で限界値に達していることから、先述した耐力残留率の観点からは、安全側に評価できていることを確認した。

### c) 斜め荷重のケース (N-2-1)

図-13 に、斜め荷重のケース N-2-1 の耐力ピーク確認時の変形図を示す。この図は北東方向から見たもの、すなわち柱を斜めから見た状態であり、左測線が南東角、中央測線が北東角と南西角、右測線が北西角である。荷重

の向きはこの図で左から右となる。載荷側（南東角）が鉛直方向に伸び、曲げとしての変形はほぼ基部付近で発生している。

図-14左に、代表的な載荷ステップ（荷重 1200kN, 荷重 1300kN, 荷重 1700kN, 耐力ピーク確認時）について、南東角と北西角のマーカの載荷方向変位の差分すなわち正方形の対角方向の差分をとった部材厚増分の高さ方向分布を示す。部材厚増分が大きいのはフーチングから 1300mm 付近で、耐力ピーク確認時では 5mm を超過している。図-6 に示した基本ケース N-1 と比較すると、分布形状がやや丸くなめらかではあるが傾向としては同様である。

図-14 右に、同じく代表的な載荷ステップについて、圧縮縁変位差の高さ方向分布を示す。このケースでは、圧縮縁変位差は圧縮側の角に当たる北西角の各高さのマ

ーカー位置の鉛直変位とフーチング上面高さのマーカ位置の鉛直方向変位の差分を取って算定している。せん断破壊先行型であるにもかかわらず、圧縮縁変位差は他のケースに比較して大きな値が発生しており、後述の図-16 に示すせん断補強鉄筋降伏時や主鉄筋降伏時に近い荷重 1300kN おいて、高さ 650mm で限界値 2mm 近くまで達している。これは載荷方向が斜めになることにより断面形状が正方形から菱形になることで、角部は中立軸からの距離が遠くなるため同じ曲率に対して鉛直変位が大きくなるためと考えられ、斜め引張破壊よりもせん断圧縮破壊に近いモードとなっている。

図-15 に、図-14 に示した代表的な載荷ステップにおける試験体のひび割れ状況を、図-13 と同様に北東方向からすなわち柱を斜めから見たイメージで示す。各図の左半分が東面でひび割れスケッチによるもの、右半分が北

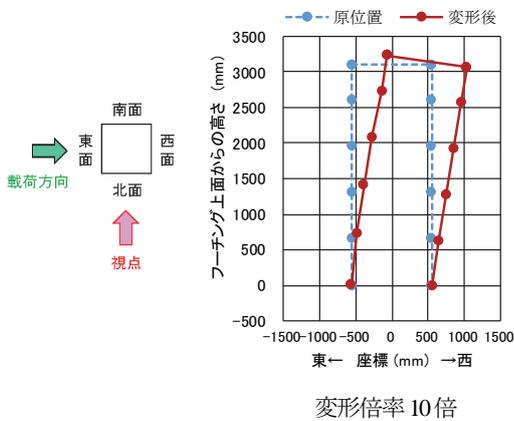


図-17 N-2-2 耐力ピーク確認時変形図

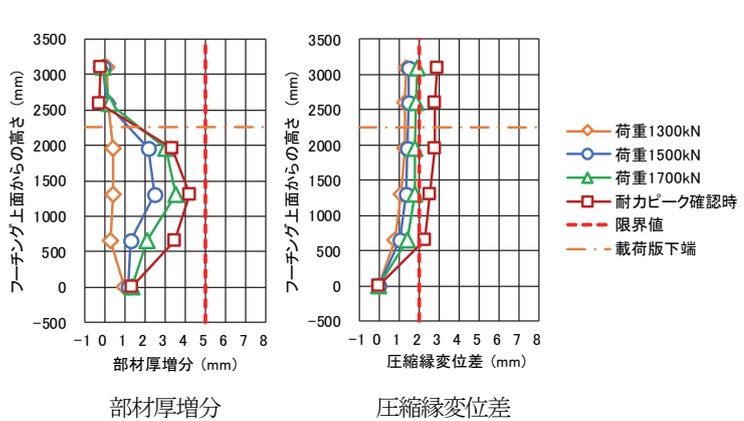


図-18 N-2-2 部材厚増分および圧縮縁変位差分布

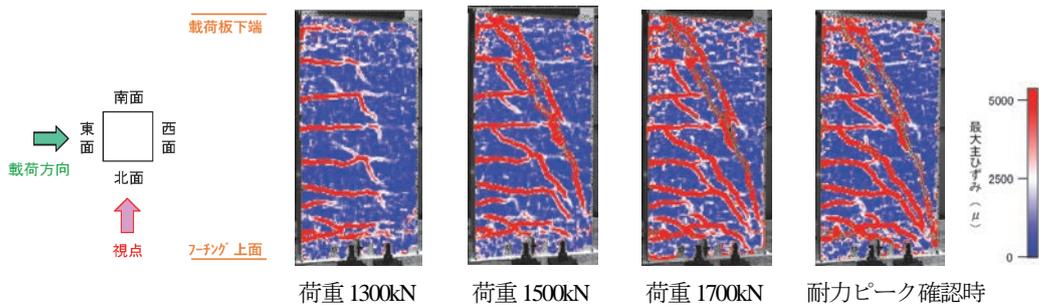


図-19 N-2-2 ひび割れ状況の推移

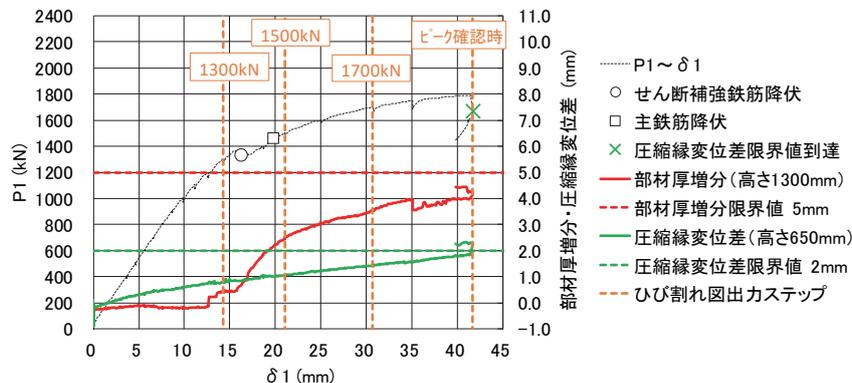


図-20 N-2-2 部材厚増分および圧縮縁変位差の推移

面で画像解析結果によるものである。荷重の向きはこの図で左から右となる。荷重 1700kN ではひび割れスケッチを実施していないため北面のみの表示となっている。荷重 1200kN では曲げひび割れが北東角を回り込むように連続的に進展していき、せん断補強鉄筋降伏時に当たる荷重 1300kN で北面に明確な斜めひび割れが発生する。その後斜めひび割れがその発生範囲・ひび割れ幅ともに増長していき、図-14 左に示した耐力ピーク確認時における部材厚増分の限界値超過に至っていくプロセスが対比できる。なお耐力ピーク確認時には、圧縮縁である北西角下端で表面コンクリートが薄く剥落する圧壊が目視により確認され、図-14 右に示した 5mm を超えるような圧縮縁変位差が発生していることと対応付けられる。

高さ 1300mm における部材厚増分および高さ 650mm における圧縮縁変位差の荷重位置変位に対する推移グラフを、荷重位置の荷重～変位関係<sup>1)</sup>と重ね書きしたものを図-16 に示す。傾向としては図-8 に示した N-1 と同様で、限界値の 5mm を超過するのは、赤の×印で示した通り、ピーク荷重付近である。すなわち斜め荷重の場合、部材厚増分の指標として引張側・圧縮側の対角辺の荷重方向の変位差分をとれば、部材厚増分と耐力との関係は通常の荷重方向と概ね同様となることが分かった。圧縮縁変位差が限界値 2mm に達するのは、主鉄筋降伏直後と早い段階になっている。

#### d) プレクラックありのケース (N-2-2)

図-17 に、プレクラックありのケース N-2-2 の耐力ピーク確認時の変形図を示す。荷重側（東面）が鉛直方向に伸び、曲げとしての変形はほぼ基部付近で発生している。

図-18 左に、代表的な荷重ステップ（荷重 1300kN、荷重 1500kN、荷重 1700kN、耐力ピーク確認時）について、部材厚増分の高さ方向分布を示す。最大値は基本ケース N-1 と同様高さ 1300mm 付近で発生し、荷重ステップとともに増加していくが、耐力ピーク確認時においても限界値の 5mm にわずかに達していない。

図-18 右に、同じく代表的な荷重ステップについて、圧縮縁変位差の高さ方向分布を示す。N-1 と傾向が類似しているが、耐力ピーク確認時については、荷重位置水平変位が N-1 よりも大きいため、圧縮縁変位差も N-1 よりやや大きな値となっている。

図-19 に、図-18 に示した代表的な荷重ステップにおける試験体のひび割れ状況を示す。図で一定間隔で水平に伸びているのが、図-3 で示した事前荷重 step1～3 で発生したプレクラックである。斜めひび割れは、基本ケース N-1 では図-7 で示したように荷重の増加に伴い徐々に進展していくのに対し、プレクラックありの本ケースでは、荷重 1300kN ではあまり進展しておらず、荷重 1500kN（後述図-20 よりせん断補強鉄筋降伏後）で急激に発生

している。ただしいくつかの斜めひび割れは水平のプレクラック位置で途切れて連続しておらず、進展が妨げられている様子がわかり、これが図-18 左で見たように基本ケース N-1 よりも部材厚増分が小さくなっている原因の 1 つと考えられる。

高さ 1300mm における部材厚増分および高さ 650mm における圧縮縁変位差の荷重位置変位に対する推移グラフを、荷重位置の荷重～変位関係<sup>1)</sup>と重ね書きしたものを図-20 に示す。

部材厚増分については、図-8 で見たように、基本ケース N-1 が荷重の増加に伴い徐々に傾き（増加率）が急になっていくのに対し、本ケースでは、せん断補強鉄筋降伏後に一旦急増する。これは図-19 で示したように、N-1 が荷重の増加とともに徐々に斜めひび割れが進展するのに対し、N-2-2 は 1300kN まではあまり斜めひび割れは進展せず、せん断補強鉄筋降伏後に急激に発生するという事象に対応していると考えられる。ただしその後の部材厚増分の増加率は鈍くなり、最終的に限界値 5mm に達していない。これは先述したように、プレクラックの存在により斜めひび割れの進展が妨げられ、せん断圧縮破壊のモードにやや移行したことが考えられる。

圧縮縁変位については、N-1 と傾向が類似しているが、最終的には N-1 よりやや大きな値となっている。

#### (2) 偏差ひずみ第二不変量

偏差ひずみ第二不変量に対し、コンクリート標準示方書設計編<sup>9)</sup>では、斜めひび割れ発生の限界値を  $1000\mu$  と規定している。また参考文献<sup>14)</sup>では、斜めひび割れあるいは曲げひび割れ発生の限界値として  $1000\sim 1500\mu$  が示されている。偏差ひずみ第二不変量は曲げ・せん断ともに評価できる指標であるが、コンクリート標準示方書ではその限界値を斜めひび割れの発生に対するものとして規定しているため、ここでは主にせん断に対する指標としてその値に注目することとする。

算定は図-21 にイメージを示すように、以下の手順で行う。

- i) 画像解析結果より 100mm 格子点上の変位データを作成
- ii) 上記を節点強制変位として与えた 2次元擬似解析により各要素積分点にて偏差ひずみ第二不変量を算出
- iii) 各積分点を中心とした半径 150mm の円で重み付け平均化して可視化

上述のように偏差ひずみ第二不変量は観測面の 2次元的な処理により評価するが、ケース N-2-1 は斜め荷重であり変形方向が異なること等から、ここでは N-1、P-1、N-2-2 について示す。

図-22 に N-1 の主要な荷重ステップにおける荷重方向の側面に当たる北面の偏差ひずみ第二不変量分布図を示

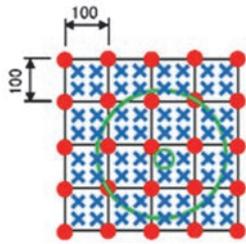
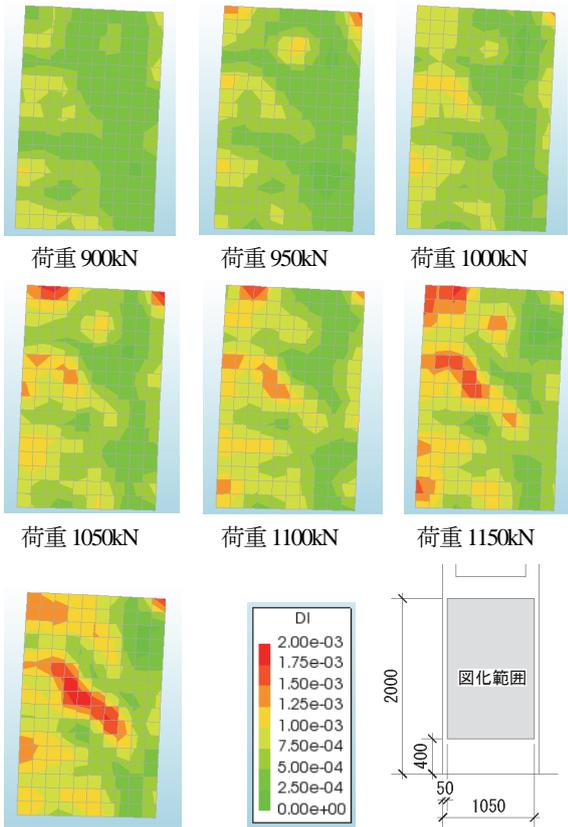


図-21 偏差ひずみ第二不変量算定方法



荷重 1200kN

図-22 N-1 偏差ひずみ第二不変量分布図 北面

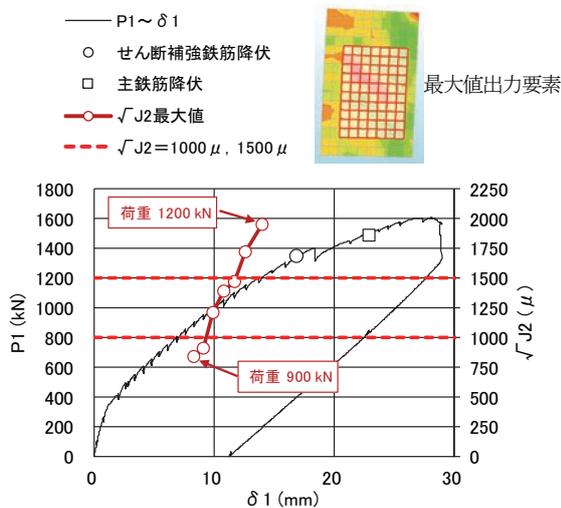


図-23 N-1 偏差ひずみ第二不変量最大値～荷重位置変位関係

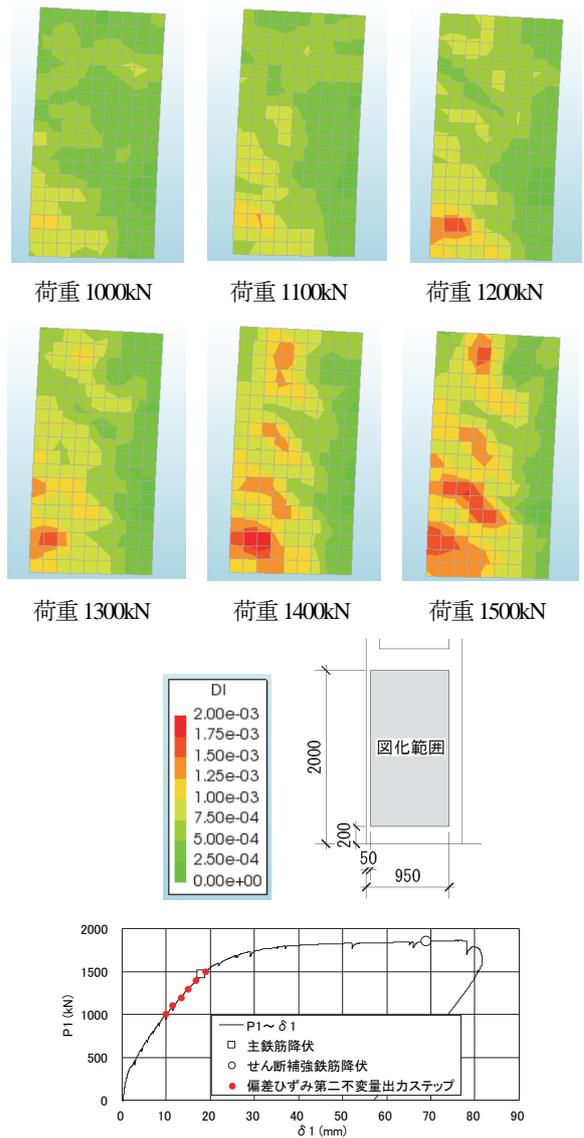


図-24 P-1 偏差ひずみ第二不変量分布図 北面

す。図化範囲は、図-7に示したひび割れ状況図から、主要な斜めひび割れを包含する範囲とした。

偏差ひずみ第二不変量は引張の指標であるため、左端から伸びる曲げひび割れに対しても有意な値が発生している。試験体中央付近では、斜めひび割れに沿って偏差ひずみ第二不変量の値が有意な領域が進展・拡大していく様子がわかる。図-23に上記荷重ステップでの偏差ひずみ第二不変量の最大値～荷重位置変位関係を示す。図には参考として荷重～変位関係も併記する。斜めひび割れ発生位置における値を求めるため、図中に併記した要素範囲での最大値を算定する。基本ケースであるN-1では、荷重1000kNで1000 $\mu$ に、荷重1150kNで1500 $\mu$ に達している。偏差ひずみ第二不変量が1000 $\mu$ に達する荷重1000kNは図-8で有意な部材厚増分が発生し始めるタイミングと概ね一致している。また偏差ひずみ第二不変量が1500 $\mu$ に達する荷重1150kNにおいては、まだせん断補強鉄筋の降伏は生じていない。

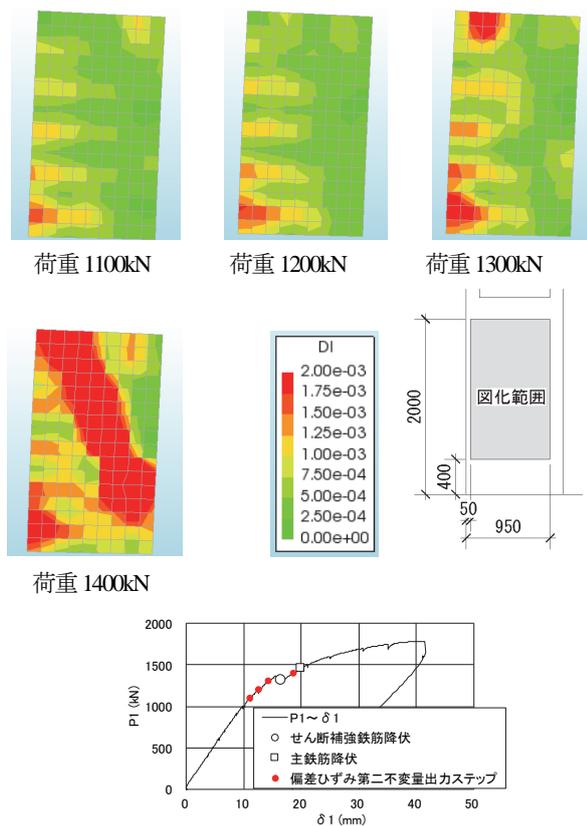


図-25 N-2-2 偏差ひずみ第二不変量分布図 北面

図-24 に P-1 の主要な荷重ステップにおける偏差ひずみ第二不変量分布図を示す。図-11 で述べたように、P-1 は有意なひび割れが試験体下部に集中しているため、図化範囲は N-1 よりもやや下部まで取っているが、画像解析は端部では精度が悪くなるので、フーチング上面よりも 200mm 以上の範囲とした。P-1 は曲げ破壊先行型であるため、N-1 のように大きな斜めひび割れは発生しないが、1200kN あたりから下部に発生する小さな斜めひび割れにおいて偏差ひずみ第二不変量が  $1000\mu$  に達し、主鉄筋が降伏する 1500kN で  $1500\mu$  に達する。

図-25 に N-2-2 の主要な荷重ステップにおける偏差ひずみ第二不変量分布図を示す。

偏差ひずみ第二不変量は引張の指標であるため、水平に伸びるプレクラックに対しても有意な値が発生している。N-1 がせん断補強鉄筋降伏前から徐々に斜めひび割れの偏差ひずみ第二不変量が増加していくのに対し、このケースでは、プレクラックの影響により、荷重 1300kN までは斜めひび割れ位置で偏差ひずみ第二不変量が  $1000\mu$  に達している部分はないが、図-19 でも示したように、せん断補強鉄筋の降伏後の荷重 1400kN で急激に大きな斜めひび割れが発生して  $1500\mu$  を超過する。

なお P-1 については曲げひび割れと斜めひび割れの位置的な明確な区分けが難しいこと、また N-2-2 についてはプレクラックと斜めひび割れが混在していることから、

図-23 の凡例で示したような斜めひび割れに起因する偏差ひずみ第二不変量の最大値を抽出する要素範囲の設定が困難であったため、偏差ひずみ第二不変量最大値～載荷位置変位関係は図化していない。

#### 4. まとめ

三次元効果やあと施工せん断補強の効果に着目した実大規模の RC 柱を対象とした以下の 4 ケースの水平二方向載荷実験から、材料非線形解析により耐震性能照査を行う場合の照査基準について、損傷指標としての限界値の適用性の検討を行った。

- 基本ケース（せん断破壊先行型）
  - あと施工せん断補強ありのケース（曲げ破壊先行型）
  - 斜め載荷のケース（せん断破壊先行型）
  - プレクラックありのケース（せん断破壊先行型）
- 検討の結果、以下の知見が得られた。

##### (1) 部材厚増分

- ・基本ケースでは、耐力ピークの少し手前で限界値に達した。
- ・あと施工せん断補強ありのケースは曲げ破壊先行型であるため、限界値に達しなかった。
- ・斜め載荷のケースでは、部材厚増分として引張側・圧縮側の対角辺の載荷方向の変位差分をとれば、基本ケースと概ね同様の傾向となった。
- ・プレクラックありのケースでは、耐力ピーク確認時においても限界値にわずかに達しなかった。これはプレクラックの影響により斜めひび割れの進展が妨げられ、めと考えられる。

以上より、二方向加力の部材においても、せん断に対する照査基準としての部材厚増分の量はマニュアル<sup>3)</sup>の規定と概ね整合しており、その適用性が確認された。また基本ケースにおいて耐力ピークの手前で限界値に達していることから、マニュアル<sup>3)</sup>に記載されている耐力残留率の観点からは、安全側に評価できていることを確認した。

##### (2) 圧縮縁変位差

- ・基本ケースおよびプレクラックありのケースでは、耐力ピーク確認後の変位保持時に限界値を超過した。値としてはピーク荷重時においてプレクラックありの方がわずかに大きい。
- ・あと施工せん断補強ありのケースでは、耐力ピーク確認時の水平変位の半分程度の水平変位が発生した時点で限界値を超過した。
- ・斜め載荷のケースでは、圧縮縁変位差として圧縮側の角の値をとった場合、耐力ピーク確認時の水平変位の半分程度の水平変位が発生した時点で限界値を超過し

た。せん断破壊先行型であるにもかかわらず早めに超過するのは、中立軸からの距離が遠い角部では同じ曲率に対して鉛直変位が大きくなるためと考えられる。

以上より、圧縮縁変位差は曲げに伴う圧縮損傷の照査基準として適用性が確認された。ただし斜め載荷の場合に圧縮側の角で評価するとその値が大きくなり、せん断破壊先行型であっても早めに限界値を超えることがわかった。

曲げ破壊先行型であるあと施工せん断補強ありのケースにおいて耐力ピークの手前で限界値に達していることから、参考文献<sup>4)</sup>に記されている耐力残留率の観点からは、安全側に評価できていることを確認した。

### (3) 偏差ひずみ第二不変量

- 基本ケースでは、有意な部材厚増分が発生し始めるタイミングで $1000\mu$ に到達し、せん断補強鉄筋降伏前に $1500\mu$ を超過した。
- あと施工せん断補強ありのケースは曲げ破壊先行型であるが、試験体下部において一部斜めひび割れが発生し、 $1500\mu$ を超過した。
- プレクラックありのケースでは、 $1000\mu$ に達しない状態から、せん断補強鉄筋降伏後に急激に大きな斜めひび割れが発生して $1500\mu$ を超過した。

以上より、偏差ひずみ第二不変量は、せん断に対する照査基準である部材厚増分と比較すると早めに限界値に達するが、破壊に対する指標というよりは優位なひび割れ発生指標であることから、従来の概念に整合していることが確認された。

今後は、今回の実験の再現解析等を通して、各種照査基準の限界値の適用性を検討していく予定である。

**謝辞：**本研究は、電力会社9社、日本原子力発電（株）、電源開発（株）、日本原燃（株）による原子力リスク研究センター共通研究の一環として実施されたものである。関係各位に厚く謝意を表す。

### 参考文献

- 1) 坂下克之, 山本悠人, 畑明仁, 松尾豊史, 松居伸明: 水平二方向載荷履歴が実規模 RC 部材のせん断耐力に与える影響に関する実験的検討, 構造工学論

文集, Vol.67A, pp.578-590, 2021.

- 2) 永田聖二, 松尾豊史, 畑明仁, 山本悠人, 松居伸明: 水平二方向載荷実験に基づくあと施工型せん断補強鉄筋で一面耐震補強を施した実規模 RC 部材の終局挙動に関する検討, コンクリート構造物の補修補強, アップグレード論文報告集, 第20巻, pp.399-404, 2020.
- 3) 土木学会原子力土木委員会: 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル・照査例, 2018.
- 4) 小松怜史, 松尾豊史: コンクリートの圧縮破壊挙動に着目した RC 部材の変形指標と限界値に関する検討, 土木学会第76回年次学術講演会集講演概要集, CS11-33, 2021.
- 5) 土木研究センター: 建設技術審査証明報告書(建技審証第0522号)後施工プレート定着型せん断補強鉄筋(Post-Head-bar), 2020.
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書[2017年制定]設計編, 丸善出版, 2018.
- 7) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp.167-176, 1986.
- 8) 非接触歪み・変位計測 デジタル画像相関法:DIC システム | 西華デジタルイメージ: < <https://www.seikadi.com/measurement/material/dic.html> > (2021年7月30日アクセス)
- 9) 3次元測定システム | アキュイティ: < <https://www.acuity-inc.co.jp/solutions/dimension/> > (2021年7月30日アクセス)
- 10) Alexander M. Aurand, Jonathan S. Dufour, William S. Marras: Accuracy map of an optical motion capture system with 42 or 21 cameras in a large measurement volume, *Journal of Biomechanics*, Vol. 58, pp.237-240, 2017.
- 11) Pimanmas. A and Maekawa, K.: Influence of pre-crack on RC behavior in shear, *J. Materials, Conc. Struct., Pavements*, JSCE, No.669/V-50, pp.277-291, 2001.
- 12) 宮川義範, 永田聖二, 松村卓郎: せん断補強筋の無い鉄筋コンクリート部材の横膨張と残留耐力の関係, 土木学会論文集, Vol. 70, No. 4, pp. 402-416, 2015.
- 13) Torsak LERTSRISAKULRAT, Ken WATANABE, Maki MATSUO and Junichiro NIWA: Experimental study on parameters in localization of concrete subjected to compression, *J. Materials, Conc. Struct., Pavements*, JSCE, No.669/V-50, pp.309-321, 2001.
- 14) 齊藤成彦, 牧剛史, 土屋智史, 渡邊忠朋: 非線形有限要素解析による RC はり部材の損傷評価, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), vol.67, No.2, pp.166-180, 2011.

## STUDIES ON APPLICABILITY OF FAILURE CRITERIA UNDER TWO DIRECTIONAL LOADING OF FULL-SCALE RC MEMBERS

Katsuyuki SAKASHITA, Akihito HATA, Kazuaki WATANABE,  
Satoshi KOMATSU and Keisuke NOJIRI

In this paper, the applicability of failure criteria (thickness increment of RC member, relative displacement at compressive edge, deviation strain second invariant) for seismic safety evaluation of structure have been studied by comparing with results of two directional loading experiments. Specimens are W1100mm×D1100mm×H3100mm RC columns. Experiment cases are as follows: Standard case (case1), Post-installed shear reinforcements (case2), Loading in diagonal direction (case3), Effects of pre-cracks (case4). Case1, case 3 and case 4 are shear-failure type, and case2 is bending-failure type. As a result, relationships between values of failure criteria and damage states of specimens under each condition of experiments are obtained, and applicability of each failure criteria in current manuals is verified.