

論文 繰り返し载荷を受ける RC 部材の 3 次元的せん断破壊

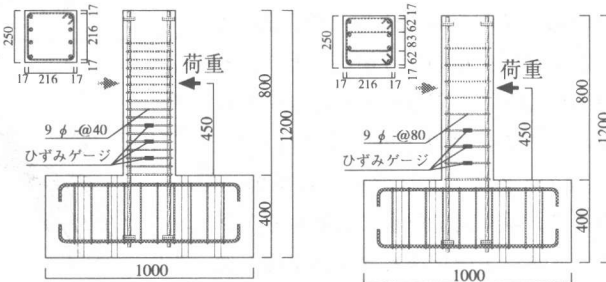
岡野 忠司^{*1}・今井 正洋^{*1}・市之瀬敏勝^{*2}・大橋 一仁^{*3}

要旨: RC 部材は曲げ降伏後であっても繰り返し载荷を受けることでせん断破壊を起こす。本論文はそのような破壊を三次元的な観点から検証したものである。主筋量と中子筋の有無をパラメーターとした計 8 体の試験体で実験した。6 体の試験体は曲げ降伏後せん断破壊を起こしたが、他の 2 体は曲げ降伏前にせん断破壊を起こした。コンクリートの内部ひずみはピアノ線と変位計を用いて測定した。中子筋がある場合でも、コンクリートのひずみは補強筋のひずみの何十倍も大きいことが計測された。これは内部コンクリートが補強筋の間で横方向に膨らんだことを意味する。

キーワード: せん断, 中子筋, 繰り返し载荷, 内部ひずみ, ひび割れ

1. はじめに

鉄筋コンクリート(RC)造の柱及び梁部材は、曲げ強度よりもせん断強度の方が大きい場合であっても、繰り返し载荷を受けることによって曲げ降伏後にせん断破壊を起こすことが実験¹⁾により報告されている。この現象を踏まえた強度式算出にあたって、Priestley²⁾をはじめとして相当数の米国の研究者はコンクリートのせん断力寄与分を少なくする方法を検討している。一方、靱性保証指針³⁾では、①曲げ及びせん断ひび割れを横切るコンクリートの圧縮応力の低減 ②曲げ及びせん断ひび割れの拡大に伴うトラス機構の制限 の 2 点を考慮した強度式を提案している。つまり、繰り返し载荷によってトラス機構が変化するかどうかについて、日米で議論がわかれている。本論文では、RC 柱の繰り返し载荷実験を行い、内部コンクリートの破壊状況より曲げ降伏後のせん断破壊について検討する。また、主筋量と中子筋の有無、又は横補強筋間隔による影響についても検討する。



(a) 中子筋無し (b) 中子筋有り
図-1 試験体形状

表-1 試験体一覧

主筋	D16	D19	D22	P22
中子筋無し	D16N	D19N	D22N	P22N
中子筋有り	D16S	D19S	D22S	P22S
引張鉄筋比 (%)	1.44	2.09	2.85	2.85

試験体名称) 1.D: 普通強度異形鉄筋 P: 異形PC鋼棒
2.数字: 鉄筋径
3.N: 中子筋無し S: 中子筋有り

表-2 鉄筋材料特性 (N/mm²)

	9φ	D16	D19	D22	P22
降伏強度	319	377.3	374.1	390.6	1080*
引張強度	423.3	556.6	594.1	594.1	1230*
弾性係数	1.99×10 ⁵	1.95×10 ⁵	1.91×10 ⁵	1.94×10 ⁵	1.99×10 ⁵ *

*P22の値は規格値

表-3 コンクリートの材料特性 (N/mm²)

	圧縮強度	引張強度	弾性係数 (σ _s /3)
普通コンクリート	28.74	2.83	2.61×10 ⁴

試験体は、主筋を D16, D19, D22, P22(異形 PC 鋼棒) の 4 種と中子筋の有無をパラメータとした計 8 体を用いた。試験体形状を図-1 に、試

2. 実験方法

2.1 試験体

*1. 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会開発工学専攻 (正会員)

*2. 名古屋工業大学教授 工学部システムマネジメント学科 工博 (正会員)

*3. 名古屋工業大学 工学部 社会開発工学科 (会員外)

験体一覧を表-1に示す。各試験体とも横補強筋に9φの丸鋼を用い、中子筋無しの試験体は横補強筋間隔40mm、中子筋有りの試験体は横補強筋間隔80mmとした。全試験体ともせん断補強筋比 $p_w=1.3\%$ である。使用した鉄筋及びコンクリートの力学的特性を表-2及び表-3に示す。

2.2 荷重及び計測方法

荷重は図-1に示す加力点(シアスパン比1.8)で正負交番の繰り返し載荷を行った。加力サイクルは4/1000rad(水平変位1.8mm)漸増タイプとした。図-2に水平変位及び軸方向変位の計測方法を示す。コンクリートの

内部ひずみを測定するため、図-3に示す装置を用いて「中央」と「柱せい1/5」2ヶ所、計3ヶ所の計測を行った。この方法は以下の手順で行った。

- ①コンクリート打設前に直径2mmのピアノ線を測定位置に設置する
 - ②コンクリート硬化後ピアノ線を抜き取る
 - ③残った直径2mmの穴に、新たに直径1mmのピアノ線を通す
 - ④鋼板の1枚に固定した変位計にピアノ線を通し、鋼板間の変位を測定する
- 各試験体とも最大耐力の約80%程度に耐力が低下するまで載荷を行った。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係, 荷重-変形包絡線

強度が最も弱い試験体(D16N&S)と強い試験体(P22N&S)の荷重-変形関係を図-4に示す。P22N及びP22Sは曲げ降伏後にせん断降伏を起こし、他の6体は曲げ降伏後にせん断降伏を起こした。全試験体とも中子筋有りの試験体に比べ中子筋無しの試験体の方が耐力が低下し始める時の変形が大きい。これは横補強筋間隔の違いによるものと考えられ、今回の実験では部材の持つ変形能力が横補強筋間隔に影響されたことを示唆する。

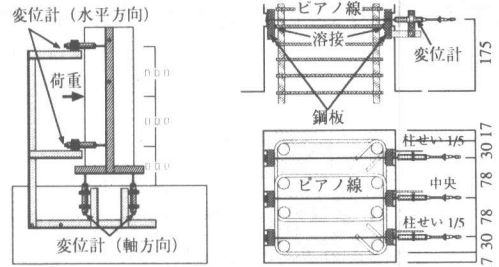


図-2 変位計位置図-3 横方向ひずみ測定

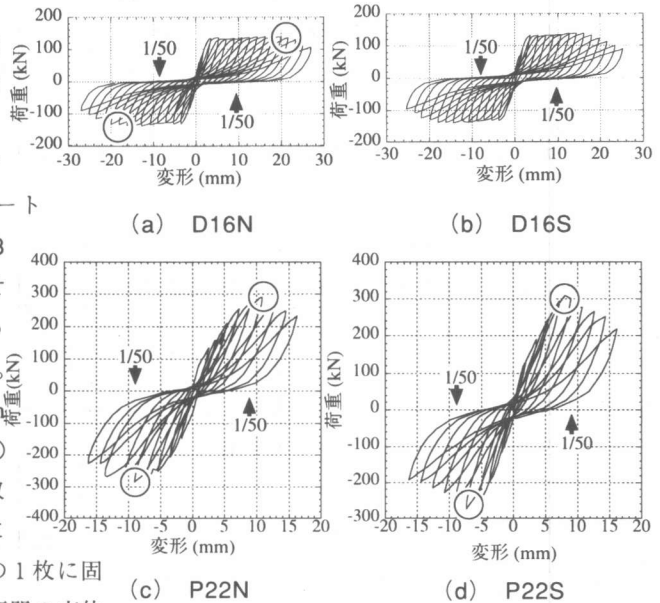
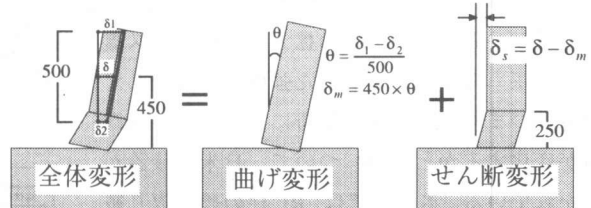


図-4 荷重-変形関係



δ : 全体変形 δ_1, δ_2 : 水平変形測定値
 θ : 曲げ変形角 δ_s : せん断変形成分

図-5 せん断ひずみ定義

3.2 せん断変形成分-全体変形関係

図-5に示すようにせん断変形は全体変形から曲げ変形成分をひいた値とし、曲げ変形は危険断面での回転変形として生じているものと仮定した。せん断ひずみは、せん断変形成分(δ_s)を部材せい250mmで除したものとした。この理由は3.9で述べる。せん断ひずみ-変形関係を

図-6に示す。25%, 50%, 80%の数字の近くの直線は全変形に対するせん断ひずみの割合を示している。载荷の早い段階では、せん断ひずみの割合はすべての試験体において、载荷開始時は約25%であり、変形が増加するにつれて、約80%まで増加した。また、せん断ひずみの増加する割合は一定であった。

3.3 横補強筋ひずみ-変形関係

図-1に示すように横補強筋のひずみを危険断面から80, 160, 240mmの3ヶ所で計測した。最も値の大きかった160mmの位置でのD16N及びD16Sの横補強筋ひずみ-変形関係を図-7に示す。D16Sの外側の横補強筋ひずみは内側のひずみよりも小さい。これは中子筋のある試験体全てに共通していた。また、中子筋の有無に関わらず全ての試験体で耐力の低下とともに横補強筋ひずみは減少した。破線の丸は横補強筋ひずみが低下し始める点である。このことは、トラス機構によるせん断応力伝達の減少を意味し、靱性保証指針³⁾の妥当性を示唆する。

3.4 横方向ひずみ-変形関係

D16N及びD16Sの横方向ひずみ-変形関係を図-8に示す。但し、横方向ひずみの値は図-3での相対変位を部材の有効せい216mmで除した値を用い、「柱せい1/5」は2ヶ所の平均値である。全試験体とも横方向ひずみは横補強筋ひずみの数十倍の値であった。中子筋の無いD16Nでは「中央」でのひずみが「柱せい1/5」でのひずみに比べ大きい。これに対し、中子筋の有るD16Sでは「中央」「柱せい1/5」ともひずみの大きさに差はほとんど見られない。さらに、中子筋の無いD16Nよりも中子筋の有るD16Sの方が横方向ひずみは小さい。これらの事から、同じせん断補強筋比であっても中子筋の有無によって部材内部の破壊状況は異なると考えられ、図-9に示すような変形が生

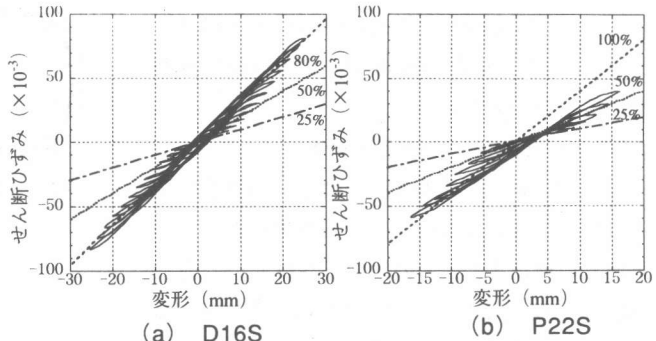


図-6 せん断変形-全変形関係

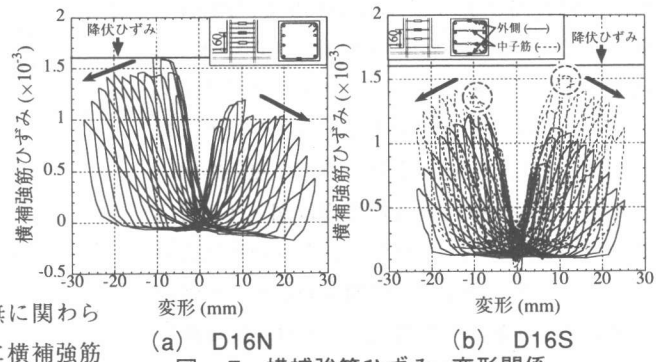


図-7 横補強筋ひずみ-変形関係

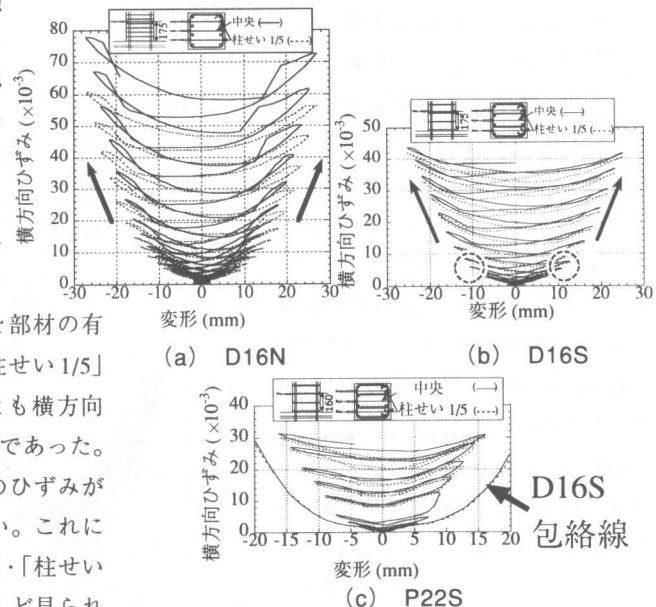


図-8 内部ひずみ-変形関係

じているといえる。また、全ての試験体とも破線の丸で示す横補強筋のひずみの低下とともに横方向ひずみは急激に増加した。これは、横補強筋ひずみとは逆の結果となった。すなわち、内部ひび割れの拡大(内部ひずみの増加)がコン

クリートの応力の伝達を妨げ耐力低下を招いたと言える。P22Sは、D16Sより横方向ひずみが増える割合が大きかった。

3.5 軸方向ひずみ-変形関係

図-2に示した計測方法で軸方向の伸びを測定した。本論文では軸方向全体の伸びをヒンジ領域での伸びとし、この領域を部材せいと同じ250mmと仮定した。この理由も3.9で述べる。この軸方向の伸びをヒンジ領域250mmで除したものを軸方向ひずみとした。D16S及びP22Nの軸方向ひずみ-変形関係を図-10に示す。D16S(図-10(a))の右下のグラフは同サイクルでの荷重-変形関係である。バウシinger効果による左右の主筋の応力-ひずみ関係を図-11に示す。図中の1~4の数字は図-8と対応させている。D16Sは、バウシinger効果によって点1→2と3→4の間で軸方向ひずみが増加している。点2→3の間では主筋は弾性範囲であり軸方向ひずみはほとんど変化しない。このことから、変形の増加に伴う主筋の塑性ひずみの蓄積が、軸方向ひずみ増加の原因と考えられる。また、強度低下が始まると軸方向ひずみは変化しなくなる。なぜなら、強度低下に伴い、主筋の応力が弾性範囲に留められ、塑性化を起さなくなってしまうためである。これに対し、主筋が塑性化しなかったP22Nでは、軸方向ひずみは載荷時に増加するが除荷時では減少した。弾性範囲内なので、塑性ひずみの蓄積が起きず、軸方向の伸びも蓄積されなかった。

3.6 主ひずみ-変形関係

図-6, 8, 10に示したせん断ひずみ($2\gamma_{xy}$), 横方向ひずみ(ϵ_x)をもとに、図-12, 図-13のような主ひずみ-変形関係を求めた。主ひずみは材軸位置での値に相当する。主ひずみの大きい方を「主ひずみ1」、小さい方を「主ひずみ2」とした。図-12(a), 図-13(a)は非常に大きなひずみが生じていたことがわかる。図中の丸は耐力の低下を表している。また、水平線はコン

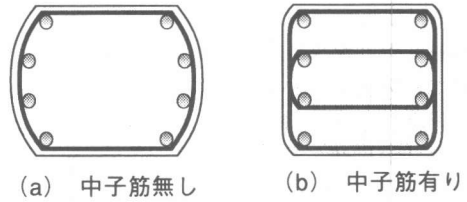
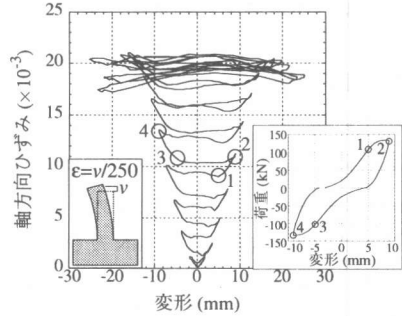
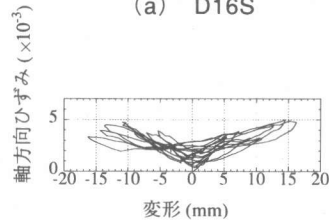


図-9 内部変形のイメージ



(a) D16S



(b) P22N

図-10 軸方向ひずみ-変形関係

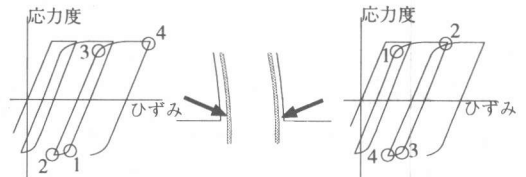


図-11 バウシinger効果補足図

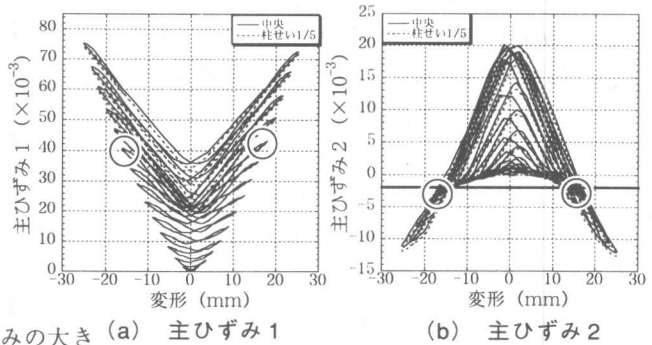


図-12 主ひずみ-変形関係(D16S)

クリートの破壊時のひずみ度を表している。およそこの点より、圧縮ひずみが大きくなっていくことがわかる。図-12(b)は図-13(b)に比べ、

早い段階でひずみが圧縮側に移行していることがわかり、そのことから、せん断破壊を早く起こしたことを示す。

3.7 主ひずみ角度 - 変形関係

横方向ひずみ (ϵ_x), 軸方向ひずみ (ϵ_y), せん断ひずみ ($2\gamma_{xy}$) から主ひずみ1の方向を求めたのが図-14である。実線の丸は、耐力の低下の位置を示す。どの試験体も小変形時の主ひずみ方向は45度であった。そして、変形の増加とともに θ は減少した。その傾向は、強度の高い試験体ほど著しかった。

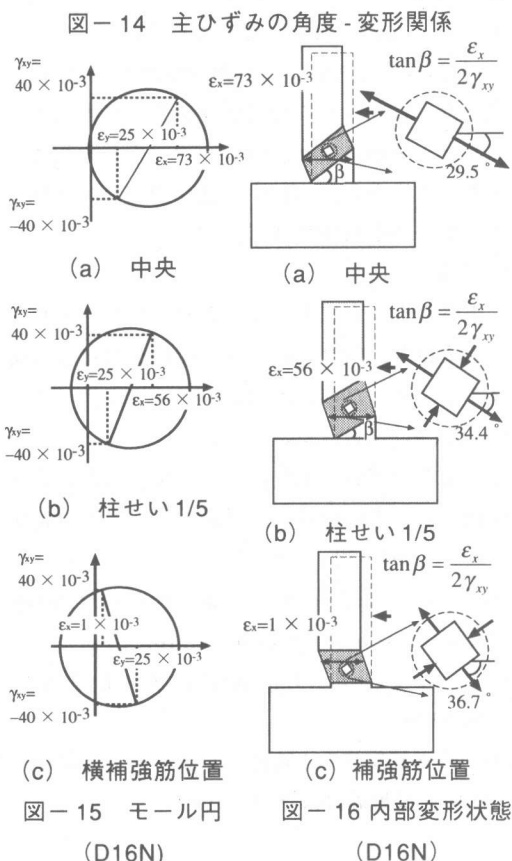
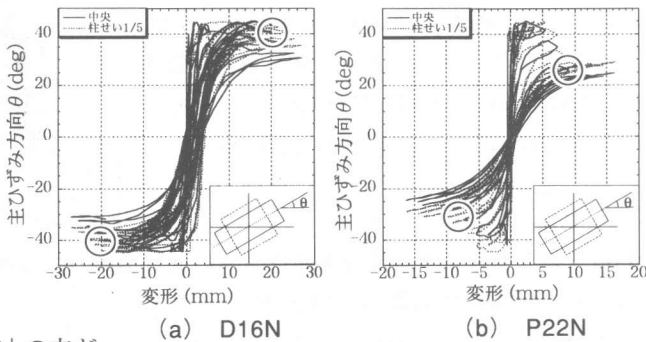
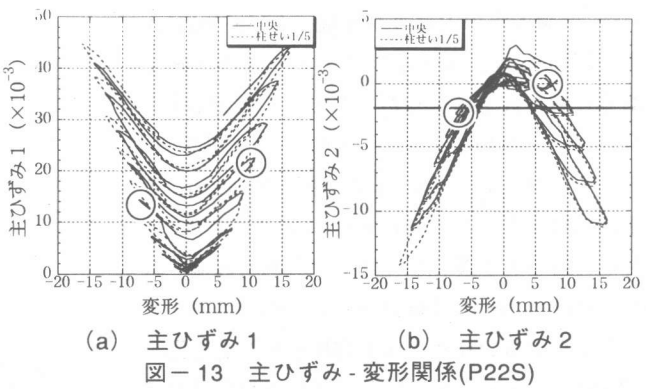
3.8 モール円と内部変形状態

最大変形時のD16Nの「中央」, 「柱せい1/5」, 「補強筋位置」でのモール円を図-15に示す。図中の(ϵ_x)はそのときの横方向ひずみを表している。主圧縮ひずみは「中央」より「柱せい1/5」の方が大きい。また、「補強筋位置」での圧縮ひずみはさらに大きかった。

せん断破壊がある特定の領域(破壊領域)で一様ひずみにより生じているとすると、各断面での変形状態は図-16のように表される。図中の角度は主ひずみの方向を表している、また β は $\tan\beta = \epsilon_x / 2\gamma_{xy}$ より求めることができる。つまり、せん断破壊領域は3次元的に分布していたと言える。一方、D16Sは「中央」と「柱せい1/5」に大きな違いがなく、図-17に示す内部変形状態が一様であった。

3.9 内部ひび割れ状態

内部ひび割れを確認するためにエポキシ樹脂に蛍光塗料を混ぜ、最大変形時でひび割れに注入した。エポキシ硬化後荷重を除荷し図-18に示す位置で試験体を切断し、ブラックライトをあて、ひび割れを撮影した。図19にD16Nの水平方向の内部写真を示す。せい方向に膨らむひび割れは目立ったが、幅方向のひび割れはあまり見られず、幅方向には柱は膨らんでいないことがわかる。次に、D16Nの「中央」と「柱せい



1/5」の軸方向の内部写真を図-20(a)(b)に示す。図20より、塑性ヒンジゾーンが250mmであるという仮定は正しかったといえる。D16Nの目立つひび割れは「柱せい1/5」よりも「中央」のほうが直立している。これは図-15(a)(b)の破壊領域のパターンと一致する。「中央」より「柱せい1/5」の方が多くの圧縮ひびわれが観測された。「柱せい1/5」で確認された圧縮ひずみの影響とみられる。D16Sの軸方向断面の写真を図-20(c)(d)に示す。目立つひび割れの傾向はお互い似ており、D16Nの試験体より水平であった。これは図-17に示してある破壊領域と一致する。内部変形状態と同様に「中央」と「柱せい1/5」を比較しても、大きな違いはなかった。

4. 結論

(1) 繰り返し荷重による横補強筋ひずみの低下は、トラス機構のせん断力負担分が低下したことを意味する。トラス機構による耐力が一定である Priestley の仮定とは一致しない。

(2) 上記のトラスによる負担分の低下の原因は、繰り返しによるせん断力がせい方向に内部コンクリートを膨らませ、部材の3次元変形を起こさせることにある。一方、中子筋は内部コンクリートの膨らみを減少させる。

【謝辞】

本研究を行うにあたり、愛知県生コンクリート工業組合、ショーボンド建設株式会社より供与を受けましたことに謝意を表します。

【参考文献】

- [1] 衣笠, 野村: 正負繰り返し履歴による曲げ降伏ヒンジの破壊性状, コンクリート工学論文集 6(2), pp21-32, 1994.7.
- [2] Priestley, M.J.N, and Benzoni, G. (1994): "Seismic shear strength of reinforced concrete columns," J. Struct. Engineering, ASCE, 120(8), 2310-2329
- [3] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針, 1999

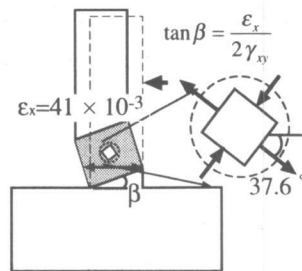


図-17 内部変形状態 (D16S)

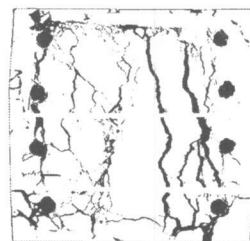
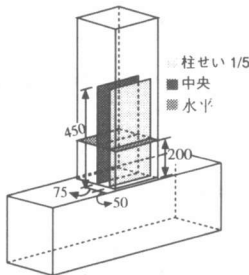
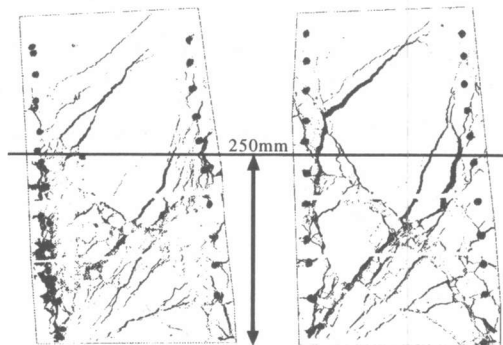
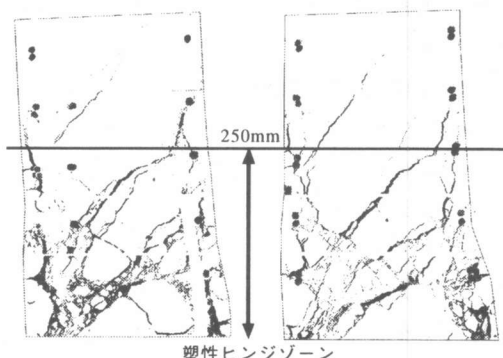


図-18 試験体切断位置 図-19 内部ひびわれ写真 (水平) D16N



(a) D16N 柱せい1/5 (b) D16N 中央



(c) D16S 柱せい1/5 (d) D16S 中央

図-20 内部ひび割れ写真 (垂直)