

論文 超高層RC造建築物のひび割れ補修後の耐震性能に関する研究

壁谷澤 寿一^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}・福山 洋^{*3}・Xuan Deng^{*4}

要旨: 超高層鉄筋コンクリート造建築物のひび割れ補修前後での耐震性能について立体架構試験体の静的載荷実験により検証した。試験体はスラブ付きの柱梁立体部分架構とし、水平変形角 1/33 rad まで正負交番繰返し載荷後にエポキシ樹脂注入とポリマーセメントモルタル充填による補修作業を行った。補修前後では最大水平耐力の変化はほとんど見られなかったが、小変形領域では補修後試験体の割線剛性は補修前の約 6 割であった。等価粘性減衰定数は水平変形角 1/100 rad 以上の載荷サイクルでは補修前より低下する傾向が確認された。梁の主筋降伏や軸方向塑性変形は補修後もほぼ同程度の水平変形角で生じることが確認された。

キーワード: 超高層建築物, 静的載荷実験, 部分架構, ひび割れ補修, 梁軸のび変形, 等価粘性減衰

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東日本大震災では東日本広域で震度5強以上の地震動が観測され、東京都内の超高層鉄筋コンクリート建築物では長時間にわたり振動が継続する現象が確認されている。今後想定される東海・東南海地震等の海溝型巨大地震において大規模な長周期地震動が励起された場合には、超高層鉄筋コンクリート造建築物においてひび割れ、降伏、圧壊等の損傷が生じうる可能性が指摘されている¹⁾。国土交通省では平成23年度建築基準整備促進事業において長周期地震動に対するRC造建物の安全性検証方法に関する検討委員会(委員長:東京大学 塩原 等 教授)を設置し、超高層鉄筋コンクリート造建築物の安全限界状態を把握するため、平成23年9月に1/4スケール縮小20層鉄筋コンクリート建物の振動台実験を実施している²⁾。

超高層建築物については地震による損傷後に解体することは工期や予算の観点からも容易ではないため、適切なひび割れや欠損部の補修により剛性・減衰性状を回復させ継続使用するための技術開発が求められており、補修効果に関する研究もこれまで数多く実施されている(例えば³⁾)。しかしながら、これらの検討では鉄筋コンクリート部材(または柱梁接合部)の補修効果について検討対象とした事例が多く、超高層鉄筋コンクリート建築物における架構全体の補修効果についてはほとんど実験的に検証されていないのが実情である。

本研究では水平変形角 1/33 rad まで繰返し載荷した超高層鉄筋コンクリートを部分的に模擬した立体架構試験体⁴⁾についてエポキシ樹脂注入によるひび割れ補修及びポリマーセメントモルタル(PCM)を用いた欠損部補修を実施し、静的漸増載荷を実施した。本稿では実験結果お

よび補修前後における部分架構の挙動および荷重-変形関係について比較した結果について示す。

2. 試験体

試験体の平面図および立面図を図-1に示す。試験体は超高層鉄筋コンクリート造建築物の中間階の内部架構を模擬した2/5縮小スケールスラブ付き1層2×2スパン立体部分架構であり、階高中央およびスパン中央を境界部分としてモデル化している。桁行スパンは3200mm、張間スパンは2500mm、階高は1360mmである。各部材断面および配筋詳細を表-1に示す。柱断面は400×400mm、桁行梁断面は300×360mmとしている。

桁行梁主筋は高強度鉄筋(SD490)を使用した2段配筋とし、上下端とも6-D16(引張鉄筋比 $p_t=1.6\%$)としている。床スラブは厚さ100mmのダブル配筋(SD295)であり、上下端ともに2D6@75(主鉄筋比0.76%)としている。梁主筋は端部定着プレート(厚さ40mm)に溶接定着とし、桁行方向のスラブ筋はスラブ端部に直交梁を設けて折曲げ定着としている。なお、図-1にはスラブ筋のひずみ計測位置を示した。コンクリート打設は下柱および柱梁接合部(1回目)、梁およびスラブ(2回目)、上柱(3回目)の3回に分けて行った。柱梁接合部と梁との打継ぎ面は柱端から75mm梁の外側、桁行方向スラブ下端筋の定着長さは直交梁の側面から60mm梁の内側としている。

材料試験結果について表-2に示す。コンクリートの設計基準強度を60N/mm²(柱)、48N/mm²(梁・スラブ)としたが、2割以上高い実強度を示した。材料強度に基づき梁曲げ終局強度および架構水平耐力を算定した結果を表-3に示す。梁の曲げ終局強度は応力中心間距離を引張鉄筋有効せい⁵⁾の0.9倍とした略算式⁵⁾およ

*1 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 研究官 博士(工学) (正会員)

*2 東京大学 地震研究所 教授 工博 (正会員)

*3 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ長 工博 (正会員)

*4 中国建築標準設計研究院 研究員 修士(工学) (正会員)

び靱性保証型設計指針に記載されている平面保持仮定・ストレスブロック法に基づく終局強度算定法⁹⁾により計算している。スラブ有効幅は長さ400mmとした場合(1mの2/5倍)とスラブ全幅とした場合の2ケースについて検討した。また、架構水平耐力は各梁端部(フェイズ位置)に曲げヒンジを仮定し、仮想仕事法により計算した。なお、略算式算定強度に基づく柱梁曲げ耐力比は2.16(スラブ有効幅)、1.58(スラブ全幅)であり、梁降伏が先行するように設計している。

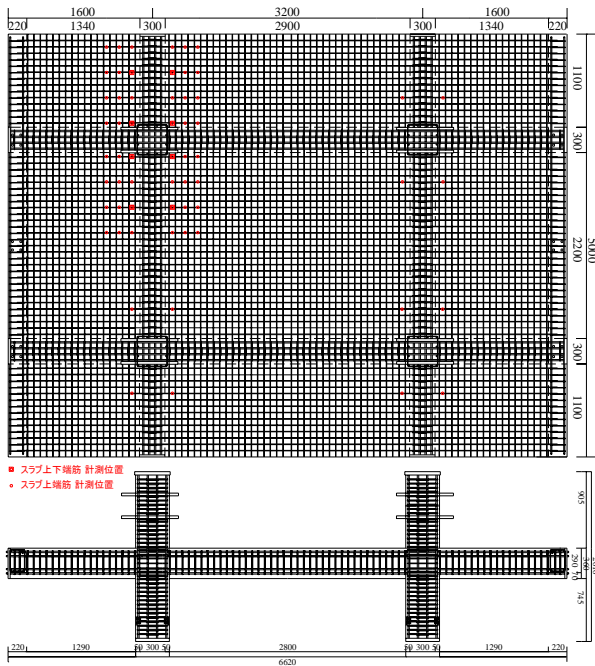


図-1 試験体平面図および立面図

表-1 部材断面および配筋詳細

	部材諸元	配筋
梁	桁行スパン 3200 mm 張間スパン 2500 mm 断面 300×360 mm	上下端 6-D19 (二段配筋) STP 4-D6@75 (SHD685)
柱	階高 1360 mm 断面 400×400 mm	主筋 12-D19 帯筋 4-D6@50 (SHD685)
スラブ	厚さ 100 mm	2D6@75 (SD295)
接合部	せん断補筋 5-D6 (SHD685)	

表-2 材料試験結果

	コンクリート		鉄筋	
	圧縮強度 (N/mm ²)	引張降伏強度 (N/mm ²)	引張降伏強度 (N/mm ²)	引張降伏強度 (N/mm ²)
下階柱	74.6			
接合部			柱梁主筋 D19 SD490	550.3
梁スラブ	58.7		柱梁帯筋 D6 SHD685	712.8
上階柱	56.0		スラブ筋 D6 SD295	371.5

表-3 梁曲げ終局強度および架構水平耐力

	略算設計式		靱性保証型指針式	
	有効幅 上端筋有効	全幅 上下端筋有効	有効幅 上端筋有効	全幅 上下端筋有効
下端曲げ (kNm)	166.0	166.0	205.7	248.5
上端曲げ (kNm)	216.7	358.0	219.0	343.9
水平耐力 (kN)	1286	1761	1428	1991

3. 載荷方法

載荷実験における試験体加力方法を図-2に示す。本実験では上階柱の中間位置および下階柱のピン・ローラー位置を両端ピンの油圧ジャッキにより水平加力している。下階柱の端部はピン支承またはピン・ローラー支承とし、ラーメン架構に地震力作用時の理想的なモーメント応力状態を再現した。架構に作用させた水平せん断力は各上階柱に作用させている水平荷重を累加して算定した。桁行梁端部に設けた直交梁中央には両端にピン支承を有するロードセルを配置して、梁に作用するせん断力を計測している。直交梁には補剛材として梁上部に鋼製枠梁を設置している。各柱には超高層鉄筋コンクリート建物の上層階を想定して、アクチュエータにより固定軸力(柱1本あたり約990kN)を作用させている。アクチュエータ上部は水平ローラーとなっており、P-δ効果を反映させた載荷形式となっている。

本実験では超高層鉄筋コンクリート建物の上層階を想定しており、梁軸のび変形を柱脚部が水平拘束することで発生する梁軸力を過大に評価しないよう柱脚は南側ではピン支承、北側ではピン・ローラー支承としている。ただし、支承の詳細が完全に意図した通りには働かず、柱脚の凹台座が摩擦力を受けて予想された位置まで運動しなかったため、柱軸力反力が柱芯から偏心し、柱脚部分で曲げモーメントを負担してしまう結果となった。

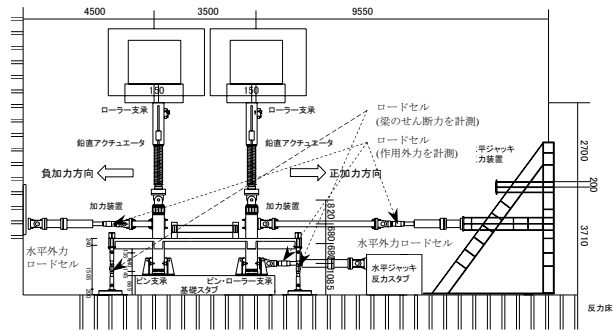


図-2 試験体加力方法

載荷実験において下階柱において目視による曲げひび割れは確認されず、主筋ひずみの最大値は1026μ(補修前)、1291μ(補修後)であり、下階柱の荷重変形関係はほぼ線形弾性状態を保持していたと考えられる。そこで、下階柱の上下端の回転角に基づき、柱脚に発生した反力モーメントの推定を行った。

図-3に示す柱の応力状態(式(1))に対して線形比例する曲率分布は式(2)となる。計測している下階柱の2つのセグメントについて、これらの曲率を積分するとそれぞれの回転角は式(3)(4)の形で表される。これらの回転角の比率は柱脚モーメントと水平力をパラメータとした関数として与えられるため、柱脚に作用したモーメントを

推定することができる(式(5))。上記の方法により、加力履歴における下階柱の回転変形(鉛直相対変位の差分)により柱脚モーメントを算定し、架構に作用した水平せん断力から柱脚反力モーメントにより発生するせん断力を差し引いた値を梁端で抵抗した架構負担水平せん断力として算定した。また、水平変形角が小さく、下端回転角(θ_2)が著しく小さくなる荷重範囲では本式により推定される柱脚モーメントは過大評価となるため、柱脚モーメントを0としている。なお、推定法については既往の研究⁴⁾において柱主筋ひずみ分布から推定される柱頭モーメントとの比較から推定精度を検証し、良好な対応関係があることを確認している。

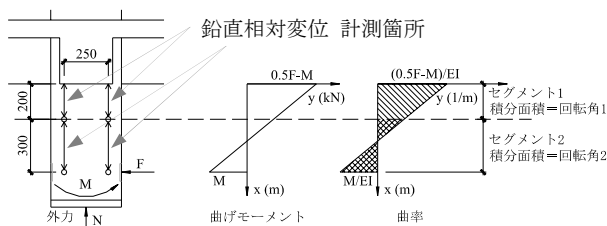


図-3 柱脚モーメントの推定方法

$$M(x) = (0.5 - x)F - M \quad (1)$$

$$\phi(x) = (0.5F - M - Fx) / EI \quad (2)$$

$$\theta_1 = \int_0^{0.2} \phi(x) dx = (0.08F - 0.2M) / EI \quad (3)$$

$$\theta_2 = \int_{0.2}^{0.5} \phi(x) dx = (0.045F - 0.3M) / EI \quad (4)$$

$$M = \frac{0.045K - 0.08}{0.3K - 0.2} F \quad (K = \frac{\theta_1}{\theta_2}) \quad (5)$$

加力計画を図-4に示す。荷重方法はピーク変位制御の正負交番繰返し荷重とし、各柱の変形角が一致するよう水平荷重を制御している。なお、北側柱(ピン・ローラー支承)の上下水平ジャッキ、東西方向の水平ジャッキは同一加力ポンプから分岐させて連結し、同じ水平力が作用するように計画した。補修前の試験体については荷重ピークの水平変形角を1/1000 radから1/33 radまで徐々に漸増させ、水平変形角1/200 rad以降は最終荷重サイクルを除いてすべて2回繰返し荷重を実施している。補修後の試験体の加力計画も補修前と同様であるが、最終荷重サイクルの水平変形角を1/25 radとしている。

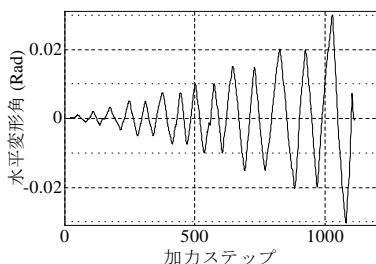


図-4 加力計画

4. 補修方法

荷重後の試験体はひび割れ補修を行った後に荷重実験を実施している(写真-1)。補修前の試験体ひび割れ状況の詳細については参考文献⁴⁾を参照されたい。補修はすべての部材(桁行梁・張間梁・スラブ・柱)について残留ひび割れ幅0.2mm以上のひび割れを対象とし、補修工事は架構の残留変形を0とした状態で実施している。幅1.0mm以下のひび割れについては硬質型低粘度エポキシ樹脂材料(JIS A 6024)、幅1.0mm以上のひび割れについては硬質型中粘度エポキシ樹脂材料(JIS A 6024)を使用し、いずれも注入工法を採用した。樹脂硬化後にはディスクサンダー等によりコンクリート表面を仕上げた。確認されたひび割れ本数は1287本、総ひび割れ長さは488mであった。注入材の材齢1週における圧縮強度はそれぞれ76 N/mm²(低粘度)、79 N/mm²(中粘度)であった。

また、桁行梁下端や直交梁スラブ境界等のコンクリート圧縮破壊が生じている部分についてはポリマーセメントモルタル(PCM)による断面欠損補修を行っている。修復範囲については打音ハンマー等によりコンクリート浮き部分を特定し、ハツリだし後に左官仕上げによるPCM充填作業を行った。補修材硬化後にはやすりにより表面を研磨している。充填作業を行った剥離・浮き面積は約0.3m²であった。補修材の材齢1週における圧縮強度は42.5 N/mm²であった。補修を実施した残留ひび割れの最大幅はスラブ上面で4.0 mm、梁底面で1.4 mm、上階柱で0.6 mmであった。試験体は補修作業終了後15日後に荷重実験を実施した。



(a) エポキシ樹脂注入作業 (b) PCM 充填作業
写真-1 試験体補修作業の様子

5. 実験結果

5.1 荷重-変形関係

補修前の試験体の荷重-変形関係を図-5に示す。最大架構負担水平力は正方向では水平変形角1/33 radで1965 kNを記録し、負方向では水平変形角1/50 radで1841 kNを記録した。正方向荷重では断面解析に基づきスラブ全幅有効とした架構計算耐力(1991 kN)をやや下回る程度の値を示した。水平変形角1/100 radにおける架構負担水平力は1561 kNであり、スラブ有効幅を400 mmとした架構計算耐力(1428 kN)を約1割程度上回っている。復元力形状は最終荷重サイクルまで紡錘形を示していた。本実験では主要水平変形角において2回繰返し荷重を実

施しているが、いずれも処女載荷時の最大荷重に対する繰返し載荷時の最大荷重の割合は90%以上であり、繰返し載荷による梁耐力劣化性状はほぼ確認されなかった。

補修後の試験体の荷重－変形関係を図-5に重ねて示す。最大架構負担水平力は正方向では水平変形角 1/33 rad で 2017 kN を記録し、負方向では水平変形角 1/33 rad で 1801 kN を記録した。架構負担水平力は補修前とほぼ同程度の値を示した。水平変形角 1/100 rad における架構負担水平力は 1531 kN であった。処女載荷時の最大荷重に対する繰返し載荷時の最大荷重の割合についても概ね 90% 以上であり、補修後の試験体においても繰返し載荷による耐力劣化性状はほぼ見られなかった。

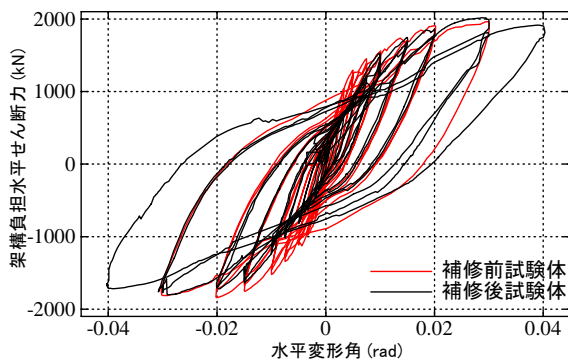


図-5 試験体の荷重－変形関係

5.2 等価剛性および等価粘性減衰

各正負載荷サイクルのピークにおける割線剛性について補修前に対する補修後の値の比率を図-6に示す。補修後の試験体剛性は処女載荷サイクル後に補修試験体では補修前試験体に比べて補修表面部分にひずみが生じるため、補修前の6割程度に低下するものの、変形の増大に伴い補修前の試験体剛性に漸近している。割線剛性比は水平変形角 1/100 rad で 89%, 1/50 rad では 96% であり、水平変形角 1/100 rad 以降の載荷サイクルでは試験体が補修前と概ね同等の等価剛性を有していた。

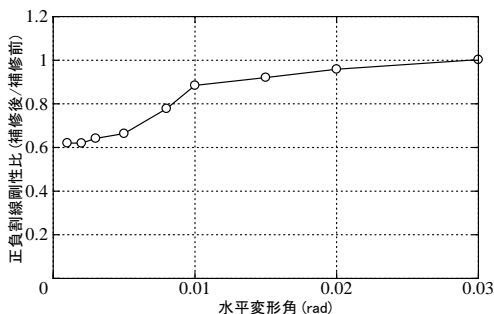


図-6 試験体補修前・補修後における等価剛性

補修前・補修後の試験体について各載荷サイクルにおける等価粘性減衰定数を図-7に比較して示す。等価粘性減衰定数は2サイクル目の正方向最大応答時の弾性ひずみエネルギーに対する載荷履歴消費エネルギーの比と

して式(6)に基づき算定した⁵⁾。また、初めて梁下端主筋の降伏が確認された水平変形角 ($R=1/100$ rad) を降伏変形角として試験体塑性率 μ を算出し、告示式⁵⁾ (下限値、式(7))における減衰定数 h に対し非定常応答を考慮した低減係数 0.8 で除した値と比較した。水平変形角 1/133 rad までは補修後試験体の方が大きな等価粘性減衰定数を示しているが、水平変形角 1/100 rad から補修後試験体の減衰値が小さくなった。これは補修後の試験体では荷重－変形関係曲線がややスリップしており、鉄筋周囲の微細ひび割れまで樹脂注入できなかったことが原因と考えられる。補修前後における試験体の等価粘性減衰定数は水平変形角 1/100 rad では 10.1% (補修前), 10.2% (補修後), 1/50 rad では 14.9% (補修前), 13.1% (補修後) であった。これらの補修前・補修後試験体における等価粘性減衰定数はいずれも告示式に基づいて算定される等価粘性減衰定数を上回っていた。

$$h_{eq} = 1/(4\pi) \times (\Delta W / W) \quad (6)$$

$$h = 0.2 \times (1 - 1/\sqrt{\mu}) + 0.05 \quad (7)$$

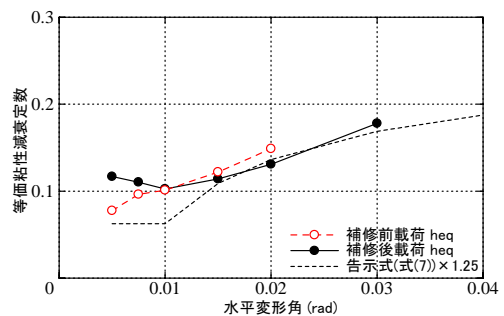


図-7 試験体補修前・補修後における等価粘性減衰

5.3 モーメント－水平変形角関係

水平変形角と梁内端・外端の平均負担モーメントの関係を図-8、図-9に示す。ピーク変形時の最大梁端モーメント(上下端引張方向の平均値)は外端および内端で概ね同程度の値を示しているものの、復元力性状を比較すると明らかに梁外端の方が原点指向性の高い履歴形状を示していた。補修後の試験体においても同様の傾向が確認されており、小変形角サイクルで剛性がやや低くなっているものの、補修前と概ね同じ履歴形状を示している。

スラブ伸び変形は張間方向5列のスラブ上面の直交梁間(桁行梁直上では上階柱脚)の変形を計測している。各計測位置においてピーク変形時における内端および外端のスラブ伸び変形を比較した結果を図-10に示す。スラブ伸び変形の絶対値は内端が大きく、桁行梁芯からの離間距離に応じたスラブ伸び変形の減衰傾向は梁外端で顕著であった。したがって、スラブ端部の境界条件は内端および外端で異なり、内端および外端における負担モーメントの復元力性状に差異が生じたと考えられる。

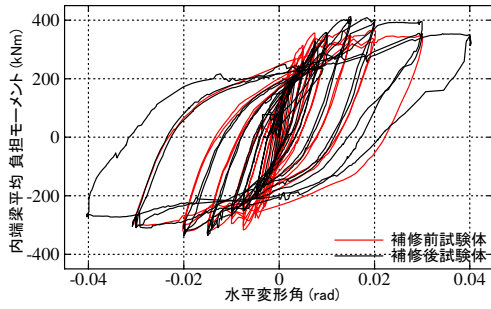


図-8 梁内端の上下端引張方向の平均負担モーメント

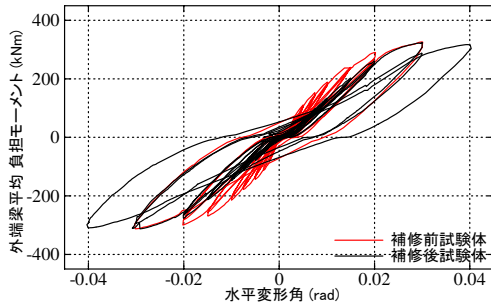


図-9 梁外端の上下端引張方向の平均負担モーメント

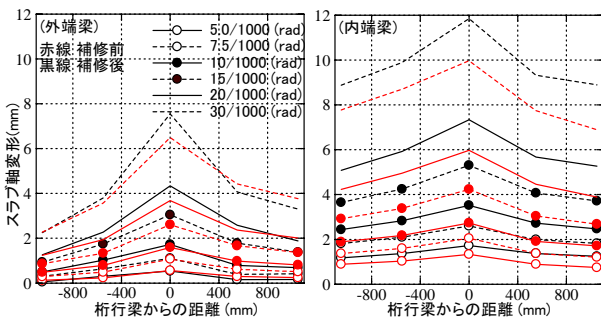


図-10 試験体補修前・補修後のスラブ伸び変形の比較

正方向荷重ピーク変形における各梁端部での負担モーメントを図-11に示す。梁内端の上端引張時のモーメントが最も大きく、水平変形角 $1/50$ rad で概ね 400 kNm に達している。これはスラブ全幅の総鉄筋・コンクリート断面を有効と仮定した場合に算定される梁耐力計算値に対応している。水平変形角 $1/100$ rad では 351 kNm であり、有効幅を考慮した設計耐力値を大きく上回る結果となった(1.37 倍程度)。梁内端の下端引張時のモーメントは水平変形角 $1/100$ rad で 265 kNm に達している。これはスラブ全幅の総鉄筋・コンクリート断面を有効と仮定した場合に算定される梁耐力計算値の 1.1 倍程度であり、有効幅を考慮した設計耐力値の 1.29 倍であった。外端梁のモーメントはスラブの境界条件が異なるため内端梁に比べて水平変形角に対する剛性が低くなっている。梁主筋の降伏が確認された $1/100$ rad では下端引張で 235 kNm、上端引張で 288 kNm であり、いずれの設計耐力値の 1.1 倍程度である。これらの検討結果から従来の T 型

梁曲げ耐力算定式はスラブ付き片持ち梁形式の曲げ断面耐力に対応した値となっており、四辺固定スラブが付帯した梁耐力は耐力算定式を大きく上回ることが実験的に示された。一方、補修後試験体における梁端モーメントについて最大応答値は補修前のモーメントをやや上回るが、概ね同程度であった。水平変形角に対する剛性は梁内端の下端引張時を除いて低くなっている。

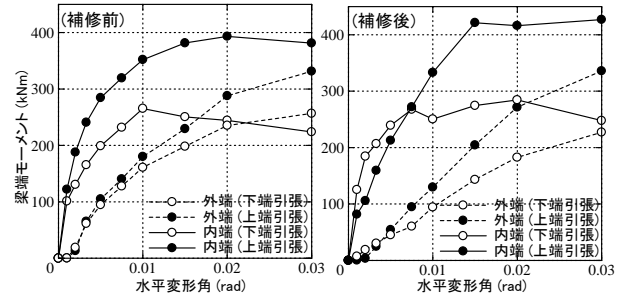


図-11 水平変形角-梁端モーメント関係

5.4 損傷過程

各正負荷サイクルのピーク変形時における試験体の最大残留ひび割れ幅を表-4に示す。桁行梁せい面における水平変形角に対する残留ひび割れ幅の大きさは補修前と補修後で大きく変わっていない。床スラブ上面における残留ひび割れ幅は補修後の方が著しく低下しており、これはエポキシ樹脂注入によりひび割れ発生位置が分散したためであると考えられる。桁行梁および床スラブについて鉄筋降伏が確認された変形角を表-5に示す。本実験における補修後の鉄筋降伏については補修前と同一の降伏ひずみを判定値としており、厳密な方法での鉄筋再降伏を判定する方法とはなっていない。

内端桁行梁については最下端主筋が $1/100$ rad、上端二段筋が $1/60$ rad で降伏しており、補修前後で主筋降伏が確認される変形に違いは見られなかった。また、外端桁行梁に関してもいずれの梁主筋も $1/60$ rad 前後で降伏しており、明確な違いは確認されなかった。スラブ筋に関しては補修前において内端スラブ筋は $1/100$ rad 以下、外端スラブ筋は概ね $1/33$ rad 程度で降伏が確認されている。特に内端スラブではひずみのばらつきが大きく、非常に小さな変形角で降伏が確認されている。これに対して補修後では内端スラブ筋は概ね $1/50$ rad 程度、外端スラブ筋は概ね $1/33$ rad 程度で降伏が確認されている。

補修前の試験体では特定のスラブ筋に大きなひずみが計測された。スラブ筋の計測箇所には限りがあり、補修前とひび割れ発生位置が異なっているため断定はできないものの、補修後の試験体では既往の文献⁷⁾で指摘されているように、ひび割れが発生した部分の付着性能が向上したため概ねどのスラブ筋にも同じ変形角レベルで降伏が確認されたと考えられる。

表-4 ピーク変形時の最大残留ひび割れ幅 (mm)

変形角 (rad)	桁行梁せい面		床スラブ上面	
	補修前	補修後	補修前	補修後
1.0/1000	0.10	0.00	0.05	0.00
-1.0/1000	0.15	0.00	0.15	0.00
2.0/1000	0.15	0.00	0.15	0.00
-2.0/1000	0.15	0.00	0.20	0.00
3.3/1000	0.25	0.10	0.25	0.20
-3.3/1000	0.20	0.10	0.25	0.20
5.0/1000	0.25	0.10	0.35	0.25
-5.0/1000	0.35	0.10	0.30	0.30
7.5/1000	0.45	0.20	0.40	0.35
-7.5/1000	0.40	0.15	0.40	0.35
10.0/1000	0.55	0.40	0.50	0.40
-10.0/1000	0.55	0.35	0.50	0.40
15.0/1000	1.30	0.70	1.10	0.50
-15.0/1000	0.85	0.65	0.95	0.75
20.0/1000	1.70	2.00	3.00	0.90
-20.0/1000	2.50	1.40	2.00	1.40

表-5 梁主筋およびスラブ筋の降伏変形角 (rad)

梁主筋	補修前試験体		補修後試験体	
	内端	外端	内端	外端
梁上端 1 段筋	1/73	1/53	1/122	1/56
梁上端 2 段筋	1/63	1/54	1/89	1/42
梁下端 2 段筋	1/79	1/52	1/56	1/56
梁下端 1 段筋	1/100	1/55	1/100	1/65
スラブ上端筋	内端	外端	内端	外端
梁脇 1 本目	1/126	1/33	1/61	1/50
梁脇 5 本目	---	1/33	1/58	1/34
梁脇 9 本目	1/385	---	1/47	1/26
梁脇 14 本目	---	1/35	1/48	---

5.5 中央梁の伸び変形

中央桁行梁の軸方向変形と水平変形角の関係を図-12に示す。試験体では水平変形角 1/100 rad までは水平変位 0 における残留軸ひずみはほとんど観測されておらず、この傾向は補修前・補修後の実験結果で共通している。水平変形角 1/100 rad 以降の応答では梁端降伏による塑性化により軸のび変形が進展している。一方、同一水平変形角に対する梁伸び変形量は明らかに補修後の方が大きく、補修したスラブ上面のコンクリートひび割れが梁軸剛性に寄与していたと考えられる。

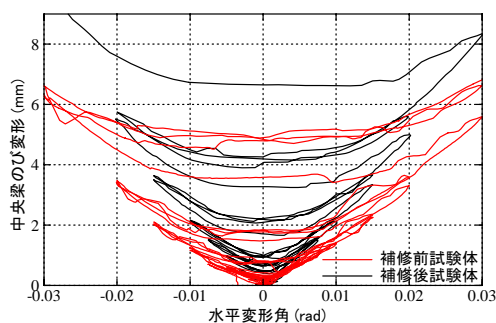


図-12 水平変形角-中央梁伸び変形関係

6. まとめ

本研究では超高層 RC 造建築物を模擬したスラブ付き立体部分架構のひび割れ補修前後での耐震性能について

静的載荷実験により比較し、以下の結論が得られた。

- 1) 補修前・補修後の最大架構負担水平力は概ね一致していた。最大値はスラブ全幅有効とした架構算定強度と概ね対応し、水平変形角 1/100 rad ではスラブ有効幅を考慮した架構耐力計算値に対応している。
- 2) 補修後の試験体では補修前と比較して降伏以前の割線剛性は 6 割程度に低下するが、徐々に回復して降伏以降はほぼ同程度の割線剛性を有していた。一方、等価粘性減衰定数は小変形サイクルでは高い値を示したが、水平変形角 1/100 rad 以降の載荷サイクルでは補修前よりも低下している。
- 3) 外端および内端の梁ではスラブ境界に伴う梁軸拘束条件が異なるため、外端は内端に比べて履歴減衰が小さく、等価剛性も低かった。
- 4) 補修前・補修後試験体の中央梁は 1/100 rad 以降の載荷サイクルでは軸方向の残留変形が生じていた。同一水平変形角に対する梁伸び変形量は補修後の方が明らかに大きな値を示した。
- 5) 補修後の試験体では床スラブ上面における残留ひび割れ幅は小さく、スラブ筋の降伏も補修前より大きな変形角で確認された。これは補修によりスラブ筋の付着性状が向上したためであると考えられる。

謝辞

試験体のひび割れ補修作業は(株)土木管理総合試験所に実施いただいた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 建築研究資料 第 132 号,国土技術政策総合研究所資料 第 636 号:平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震 調査研究(速報)(東日本大震災), 2011
- 2) K. Sugimoto, H. Katsumata, H. Fukuyama, T. Saito & T. Kabeyasawa: Earthquake Resistant Performance of High-Rise Reinforced Concrete Buildings under Long-Period Ground Motions, No.1253, Proceedings of 15th WCEE, 2012
- 3) 高橋俊之, 向井智久, 菊田繁美, 衣笠秀行, 出水俊彦: 多数回繰り返し変形を受ける RC 造梁部材の劣化性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp283-288, 2010
- 4) X. Deng: 鉄筋コンクリート造建物のスラブ協力に関する研究, 東京大学 学位論文, 2012.9
- 5) 国土交通省ほか: 2007 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007
- 6) 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・同解説, 1999
- 7) 境有紀ほか: 震害を受けた鉄筋コンクリート造部材のエポキシ樹脂による補修に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, pp263-268, 1987