

事例編 ファサードエンジニアリングと耐震改修の統合

竹内徹
東京工業大学助教授

東京工業大学緑が丘1号館

所在地：東京都目黒区大岡山
 デザイナー・キヤク：東工大建築学専攻安田幸一研究室・竹内徹研究室
 設計：東京工業大学施設運営部+アール・アイ・エー+ピー・エー・シー
 施工：清水建設
 用途：大学施設
 建築面積：1,321.53m²
 延床面積：6,607.67m²
 規模：地下1階地上5階
 構造種別：RC造
 既存建物竣工：1967年
 改修年：2006年

居ながら施工を可能とする従来の外付フレーム補強構法では、外観が改悪されるケースが多い。本耐震改修では、意匠・構造・環境のファサードエンジニアリングを統合し、耐震性能のみならず環境性能と外観を改善する構法を提案した。耐震要素としてエネルギー吸収型のブレースを使用し、これを支持材として、既存外壁の外にルーバーとガラスからなる日本の気候に合わせた半開放型ダブルスキンを構成した。



①補強後全景（撮影：石黒守）



②補強後近景



③補強前

補強前の構造特性および補強方針

東京工業大学緑が丘1号館は、1971年の建築基準法改定以前の、1966年に設計されたRC造の理工系校舎である。平面形状は、23.3×60mのほぼ整形な長方形を有する（図1）。各階には、北面に突出した28m²の階段室・便所が2つある。東西方向は柱間が4mと比較的に配置されており、雑壁・耐力壁が不規則に存在するが、ほぼ純ラーメン構造といえる。一方、南北方向は15フレーム中8フレームに連層の耐力壁があり、強度抵抗型の架構となっている。

補強前の建物に対し、日本建築防災協会の耐震診断基準に基づく2次診断を行った結果を図2に示す。南北方向は、各階耐力壁により0.7以上の I_s 値を確保しているが、東西方向は5階を除くすべての階で、耐震改修目標値 $I_s=0.7$ を下まわっている。特に、製図室があり壁が少ない

2階では、 $I_s=0.26$ とかなり低い耐震性能となっている。加えて、多くの柱がせん断破壊の先行する脆性柱となっており、2階南面の代表的な柱の曲げせん断耐力比は、1.20～1.37の値である。このことから、東西方向に大地震入力を受けた場合、2階の柱のせん断破壊から層崩壊に至る可能性があった。

本改修ではこの建物に対し、 I_s 値を満足しながら、かつ応答低減効果と靱性を併せもつ、エネルギー吸収型制振部材とルーバー・ガラスを組み合わせた統合ファサード^{1) 2)}による補強構法を採用した。制振部材には、弾塑性型ダンパーの一種である座屈拘束ブレースを使用し、塑性化長さを限定することにより、小さい層間変形角よりエネルギー吸収を行う。エネルギー吸収型の耐震補強では、強度型と I_s 値は同じであっても、より大きな地震に耐えることができると考えられる。

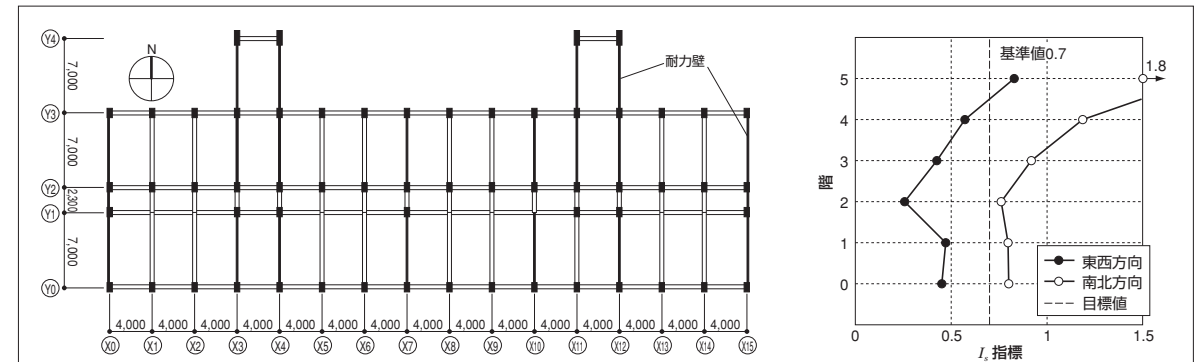


図1 基準階平面図

図2 補強前 I_s 指標

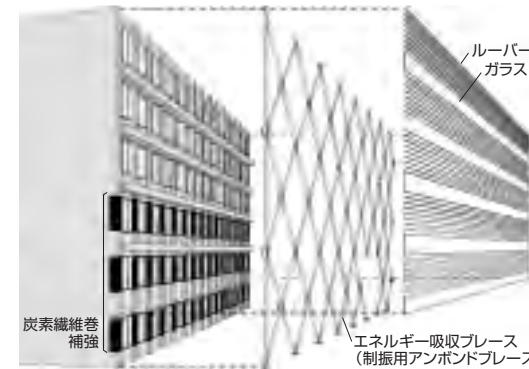


図3 補強コンセプト

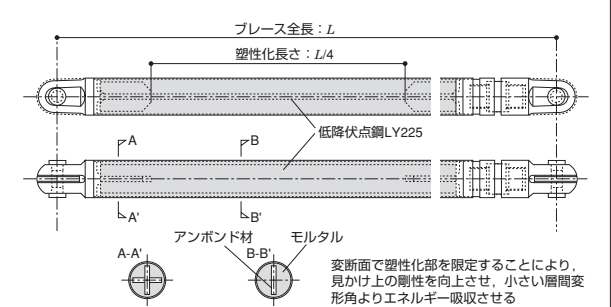


図4 制振ブレース詳細

対象建物において、制振ブレースの効果を十分に発揮させるためには、既存主架構の変形能力を増大させることが望ましい。本補強では、応答変形が大きく、夏休み中の内部作業が可能なB1～2階の独立柱に、炭素繊維巻補強を施し、変形能力を向上させた。さらに、制振ブレースの付加により、耐力向上およびエネルギー吸収による応答低減効果を期待した。一方、3～5階の研究室階は居つき工事となるため、ファサード面の制振ブレース付加のみを行い、最大応答を柱の弾性挙動範囲内に抑え込む方針とした（図3）。

柱の炭素繊維巻補強は、B1～2階の計64本に対し1～4重巻補強を行い、せん断強度を曲げ強度以上とした。さらに、耐力の不足分を補うため、各階の必要増加耐力を基に各階南面15構面、北面13構面ある設置構面に、それぞれ1構面当たり600～1,400kN程度の降伏耐力をもつ制振

ブレースを配置した。塑性化長さは、接点間の25%とした（図4）。

補強後の耐震診断結果を図5に示す。補強により、すべての階で基準値である $I_s=0.7$ を満たしている。補強前最低値であった2階でも、ブレース降伏時で $I_s=0.88$ と、耐震性能が大幅に改善されている。設計にあたっては、鉄筋コンクリート諸規準により各柱・壁のひび割れ強度、終局強度を評価し、立体フレームに組み込んで復元力特性を求め、 I_s 値だけでなく、時刻歴応答解析による性能評価を行った。

架構実験・解析による補強効果の確認

補強効果および復元力特性の確認のため、最も I_s 値の低い2階架構の1/2.5縮小モデルを製作して、水平力繰返し載荷実験を行った。実験は、神奈川大学岩田衛研究室と共同で行った。RC-1（無補強モデル）は、補強前対象建物の1/2.5縮小モデルであり、主筋比、曲げ/せん断耐力比

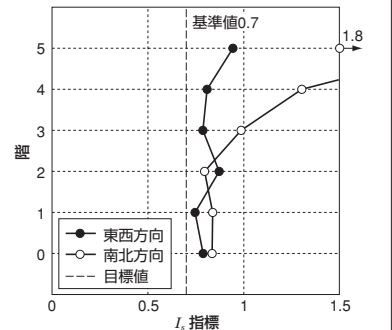
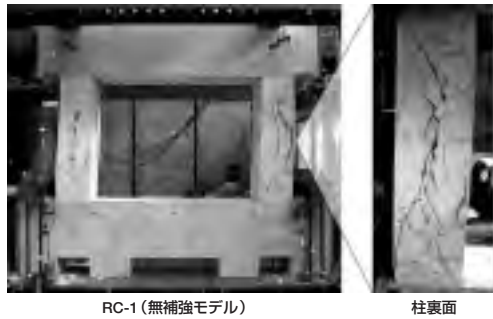


図5 補強後 I_s 指標

を実大と同じ値に設定し、PC鋼棒により実在と同様の軸力比を与えた。RC-2（エネルギー吸収型補強モデル）は、RC-1試験体の両柱に炭素繊維巻補強を施し、制振ブレースを取り付けたモデルとなっている。載荷は、層間変形1/500から最大1/50に至る漸増繰返し載荷を行った。

試験状況を図6に示す。RC-1（無補強）試験体は、層間変形角1/500では無傷であったものの、1/200前後で柱がせん断破壊を起こして耐力低下を伴うスリップ型の履歴に移行し、1/50の載荷で完全に破壊した。これに対しRC-2（補強後）試験体



補強対象建物は、1971年の基準法改正以前の設計のため、柱のせん断補強筋間隔が広い。RC-1では、1/200で柱はせん断破壊し、その後耐力は徐々に低下した



RC-2では、RC-1が崩壊に至った層間変形角1/100においても、柱が崩壊することなく、層間変形角1/50での安定した履歴曲線を描いた

図6 縮小架構実験

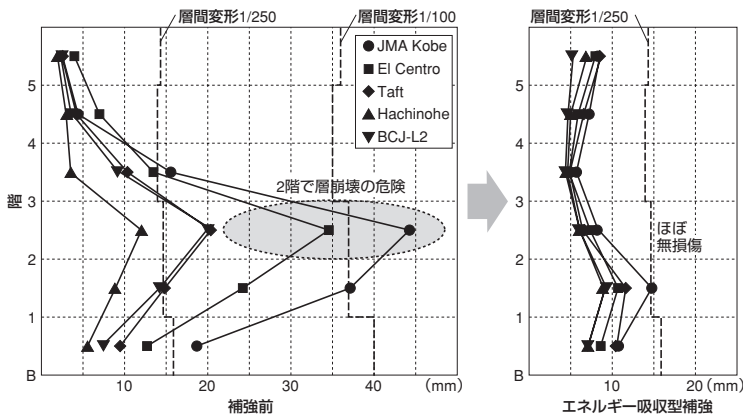


図7 補強前後の応答層間変形

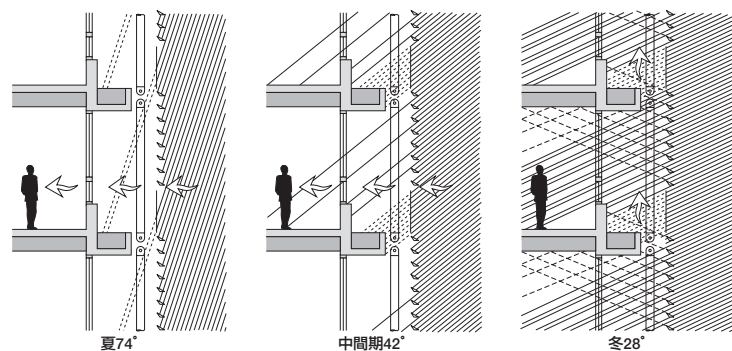


図8 半開放型ダブルスキンの概念

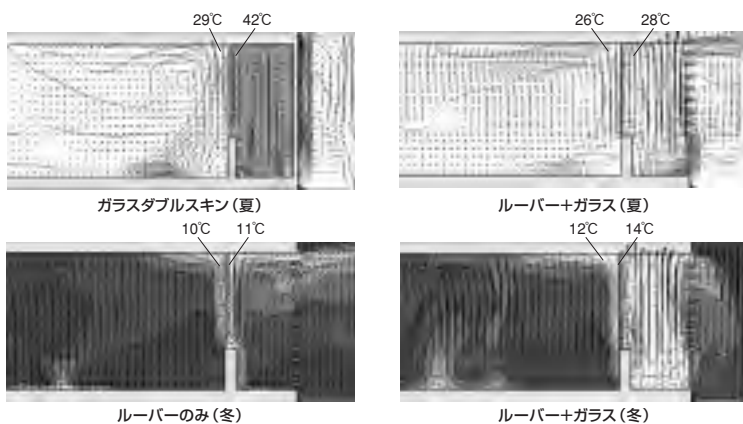


図9 各ファサードの熱環境解析例 (東京・正午)

は、耐力もRC-1の倍以上を保持したまま安定した紡錘型の履歴性状を示し、1/50の荷重2度ループ後も耐力低下は生じなかった。荷重-変位関係より求めた補強後の累積吸収エネルギーは、補強前に比べ、約5倍以上の性能を示した。

架構の履歴特性評価時に用いた復元力特性は、実験より得られた荷重-変位関係とよい対応を示したため、これを用いて時刻歴応答解析 ($V_{max}=50\text{cm/s}$) による性能評価を行った。図7に補強前後の応答層間変位を示す。補強前では、 I_d 値が最低となる2階で、最大層間変形角がほとんどの地震波で1/250を超え、1/100を超える場合もあることから、崩壊する危険が高いことがわかる。一方、エネルギー吸収型補強では、座屈拘束ブレースの塑性化長さを短くするに従って、応答変位が減少し、塑性化長さ $<L/4$ で応答変位が1/250以下に抑えられ、ほぼ無損傷のレベルにとどまった。

得られた2階Y0通りのブレースの吸収エネルギーを、同等の弾性エネルギーで確保できるH形断面ブレースに置き換えることで、エネルギー吸収型ブレースの等価靱性指標を算出すると、 F 値は3~5に相当する。これを用いて、対象建物の2階における補強後の I_d 指標を算出すると、1.39となる。

定着部およびルーバー・ガラスの設計

図8にファサードの構成を示す。



④補強前底



⑤鋼製梁設置後



⑥制振ブレース取付



⑦構面端部の鉛直柱納まり

本建物正面は真南を向いており、制振ブレースを下地材としてルーバーとガラスを組み合わせ、半開放型ダブルスキンを構成した。図中に示すように、ルーバーの幅および間隔は夏期の日射を遮断し、冬期は室内に日射を導入できるように設定している。

また、各層下部にガラス部を設けて、冬期には底部に日射を導入し、熱を発生させる効果を期待している。ヨーロッパ型のガラスのダブルスキンと比較し、夏期および冬期のCFD解析を行った結果例を図9に示す。ガラスのダブルスキンが、夏暑くなりすぎて環境負荷が増大するのに対し、ルーバーとガラスを組み合わせた本構法では、夏はガラスのダブルスキンより涼しく、冬は単なるルーバーより暖かくなっている。また、外側スキンをルーバー+ガラスとすることで、中間期には内側スキンである既存開口部を開閉することにより、自然風を室内に導入することが可能となり、眺望も阻害されない。外側スキンの空調負荷削減効果は、年間で約2割と試算されている。ルーバーはアルミ押出材で構成し、表面に白色の人工木材を使用している。ルーバー断面は日射をルーバー間に反射させ、室内天井の照度を向上させる形状に設定されている。

エネルギー吸収ブレースと本体の接続部には、最大約2,000kNの水平力を伝達することが要求される。こ

の接合部を居室に影響を与えることなく構成するために、まず、本体壁梁にケミカルアンカーを外部より打ち込み、これに対応するシアスタッドを溶接したブラケット付鋼製梁を既存庇の中にはめ込んでブレースを接合し、本体と鋼製梁間にモルタルを充填し一体化する方式とした。定着部の施工状況を写4~6に示す。なお、建物両端ではブレース端部に鉛直方向の反力が発生するため、これを反力耐力壁に伝達する組立柱を同様の形式で構成している(写7)。

改修工事は、便所などの改修と合わせて約9か月の工程で行われた。工費は内装・設備改修を含めて、約6億円となっている。建物に居住する各研究室は別棟に移動できるスペースが確保されたが、おおむね6割の居住者が全工期を通して建物に居

続けた。内部環境確保のためには、騒音・粉塵・空調対策に配慮することが必要であるが、居つきのままの施工が可能な改修構法であることが確認された。竣工後のファサードの詳細を写8に示す。元の外壁と新たな外皮との間の空間(写9)は、視覚的に縁側のような奥行きを与えるとともに、火災時の避難経路としても機能することが期待される。

(たけうち とおる)

【参考文献】

- 1) 竹内徹, 小谷野一尚, 岩田衛: ファサードエンジニアリングの統合に関する研究-既存ファサードの性能調査・分析-, 日本建築学会環境系論文集, No.592, pp.97-104, 2005年6月
- 2) 竹内徹, 小谷野一尚, 安田幸一, 湯浅和博, 岩田衛: ファサードエンジニアリングの統合に関する研究-統合ファサードの提案および性能評価-, 日本建築学会環境系論文集, No.601, pp.81-88, 2006年3月



⑧ファサード詳細



⑨ダブルスキン間の空間 (撮影: 石黒守)

事例編 外装全面改修と 接着工法による 高層建築の制振 ブレース補強

土屋中+原田公明+林博之
株式会社 日建設計

ホテルニューオータニ本館

所在地：東京都千代田区紀尾井町
既存設計：大成建設
改修設計：日建設計
施工：大成建設
用途：ホテル・商業施設
建築面積：7,319.86m²
延床面積：83,531.38m²
規模：地下2階地上17階塔屋3階
構造種別：3階以上SRC造、3階床以下SRC造
既存建物竣工年：1964年
改修年：2005年11月～2007年9月予定

本建物は、1964年に竣工した大臣認定取得第1号の高層建物である。40年経過したこともあり、イメージを刷新すべく、外装を全面的に改修することとなった。法的には、耐震改修促進法を適用し、構造安全性については、現行の建築基準法および告示に照査し、構造性能を確認した。結果として、既存の耐震ブレースを、制振ブレースに改修する制振型補強を行った。制振ブレースと既存躯体との接合には、エポキシ樹脂による接着工法を部分的に用いている。



図1 改修後、全景イメージパース



①既存建物、全景

歴史的背景

ホテルニューオータニ本館は、1964年東京オリンピックに合わせて開業したわが国を代表する国際ホテルである（写①）。大成建設によって設計および施工が行われた。60m以上の超高層建物大臣認定第1号、本格的ガラスカーテンウォールの採用、ユニットバスの採用など、わが国の建築史上初の新技術が多く取り入れられた。純鉄骨の構造形式であったことと、工期17か月が絶対条件であったことから、当時の構造・施工技術の粋を集めてつくられた建物であった。大成建設が構造設計を進めるにあたっては、梅村魁東京大学教授を始めとする各構造分野の先生方と協同で、各種調査、実験などを行い、安全性を確認し設計を行った。建築業界をあげて取り組んだプロジェクトといっても、過言ではない建物である。

改修内容とその目的および条件

竣工後40年が経過する中で、建物自体の経年変化による老朽化もさることながら、外資系ホテルの都内への進出など、業界を取り巻く競争が激しくなることが予想された。そこで、今後の企業イメージおよび地位をさらに向上させるための改修提案が、日建設計に求められた。以下に、主な改修計画の内容を示す。

- 建物外周のアルミパネル外装を最新技術を用いたフルハイトガラスCWへ全面改修（図1）
- シングルタイプからツインあるいはデラックスタイプへの客室変更（内装改修）
- 配水管、冷温水管などの設備更新
- 耐震性向上のための耐震改修

この建物は、多くの客室をもつだけでなく、複数の宴会場、レストランなど宿泊以外の商業機能を有している。改修時も、これらの機能を使用しながら施工することが前提条件となった。施工により客室の営業ができない期間を、最小限に抑える工程計画も、必須条件であった。

意匠的に洗練された外装デザインを追求し、なおかつ構造躯体に極力負担をかけないよう、既存外装とほぼ同等の荷重とすることを条件とし

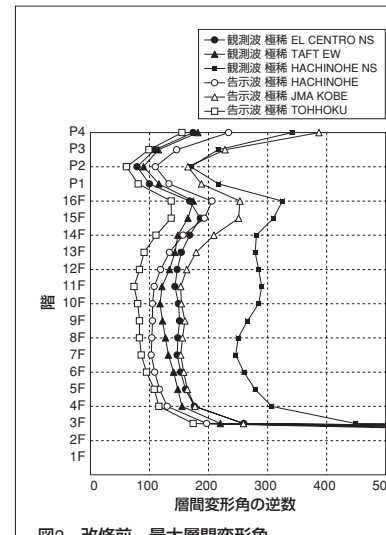


図2 改修前、最大層間変形角

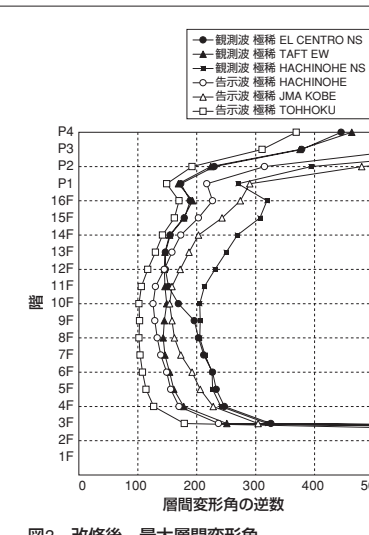


図3 改修後、最大層間変形角

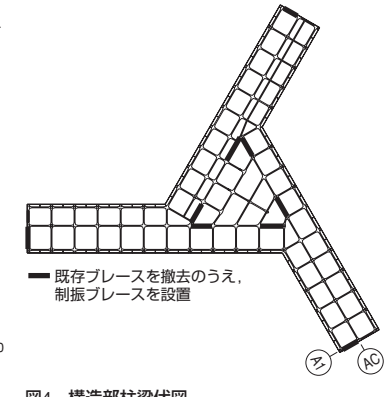


図4 構造部柱梁伏図

て、外装材の選定を行った。また、ホテル用途の性格上、改修工事に伴う騒音、振動を極力出さない改修方法が必要であった。

法的な取扱い

本改修は、法的には耐震改修促進法を適用している。前述したように、本建物は40年前に大臣認定を取得した超高層建物であり、改修に伴う荷重条件は、既存外装（500N/m²）を新設外装（800N/m²）に変更するのみで、建物全体重量の増加は3%程度である。東京都との協議の結果、過去に大臣認定を取得した建物ではあるが、現行の建築基準法および関連告示に照査し、構造性能を確認することとなった。

改修ではあるが新築と同様に、耐震性能について、日本建築センターで超高層性能評価の審査を受け、大臣認定を改めて取得した。

耐震改修の概要

改修前の既存建物を現行の基準法および告示に照査した結果、「極めて稀に発生する地震動」に対して、耐力的には安全であるものの、一部の現行告示地震波での最大層間変形角が1/100を超える結果となった（図2）。これは、現行の検討用告示地震波のレベルが、設計当時の検討

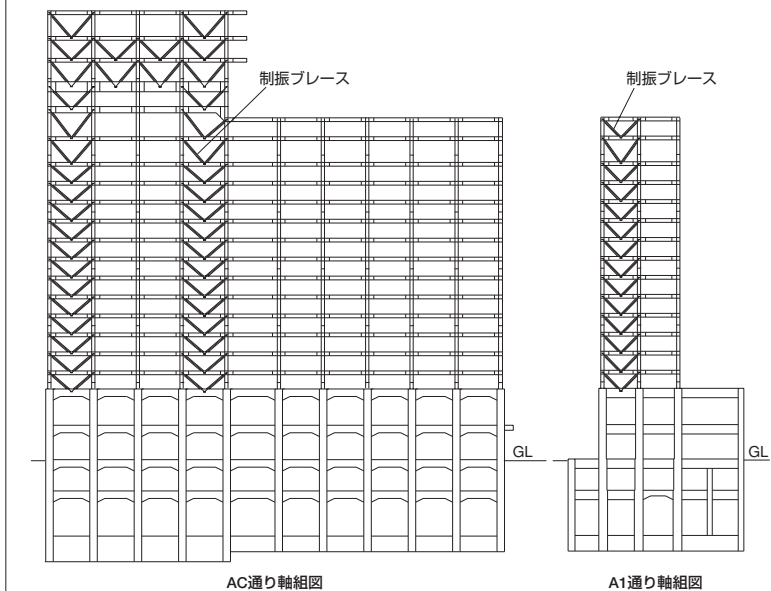


図5 軸組図 S=1:1,200

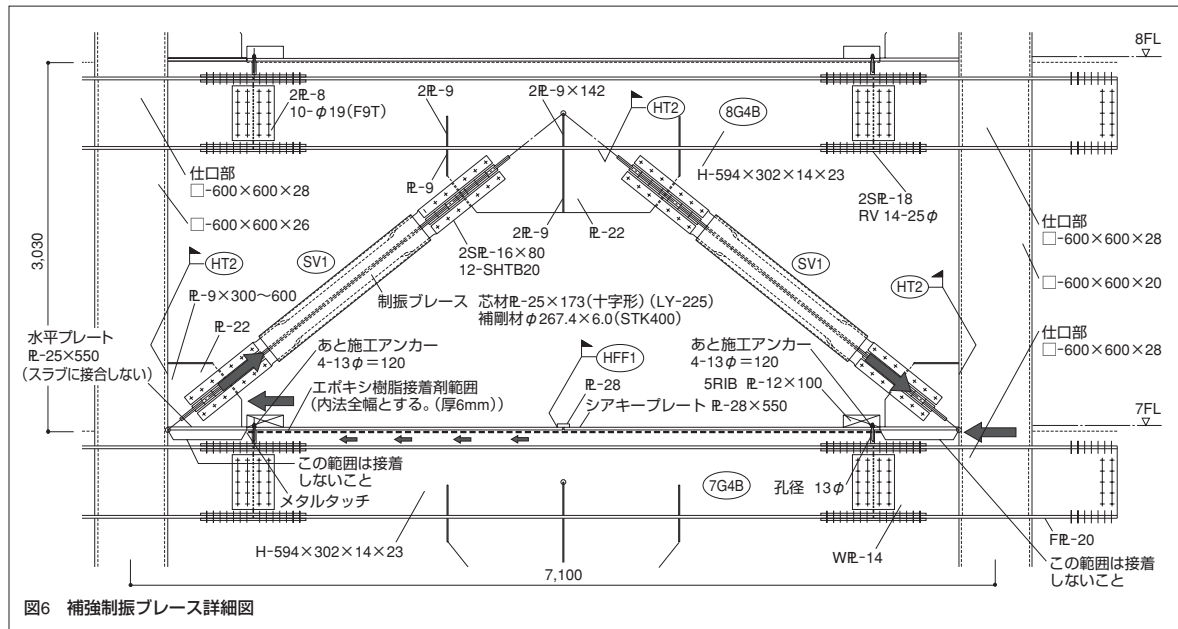
用地震波（El Centro波、Taft波）より高いためである。

今回の改修では、主に大地震時の耐震性能を向上するため、座屈補剛制振ブレースを用いた制振型補強とした。制振ブレースが中地震時以降に降伏することでエネルギーを吸収し、既存の柱梁への負担を軽減させた。改修後の目標値としては、最大層間変形角で1/100以内、部材の最大塑性率で4.0未満（結果として最大で1.7）に抑えるようにした。改修後の最大層間変形角を図3に示す。

制振ブレースは、改修範囲を広げないために、連層で配置されている既存耐震ブレース（溝形鋼）を撤去し、同位置に配置する計画とした（図4）。また、制振ブレースの既存躯体との接合方法は、騒音・振動を極力生じさせないよう、可能な範囲でエポキシ樹脂による接着工法を採用した。部分的には、従来の溶接工法・アンカー工法も用いている。

制振ブレース補強

制振ブレースは、LY225のアンボンドブレースとし、三つ矢型の最外



②補強制振ブレース

縁の妻面とコア部にバランスよく配置した(図5)。建物中央部のコア部には、接着工法およびアンカー工法の八の字形状のブレース(写②③)を、最外縁の妻面は階段室となっているため、ガセットプレートを直接既存鉄骨に溶接する従来工法のV字形状のブレースを、連層に配置した。

エポキシ樹脂による接着工法接合

今回用いた接着工法は、鋼板(以後、シアキープレート)とスラブ間の隙間(6mm程度)にエポキシ樹脂を注入し、一体とする接合方法であ



③制振ブレース接合状況



④エポキシ樹脂注入状況

る(写④)。ブレースに生じる引張力の水平成分は、ブレース端部のガセットに取り付く水平プレート(スラブに接合しない)からメタルタッチされたシアキープレートへ支圧で伝え、エポキシ樹脂による接着力で既存のスラブ、大梁へと伝達させた。なお、シアキープレートの形状は、550×2,500mmとした。また、ブレースに生じる圧縮力の水平成分は、水平プレートと柱を溶接で一体とし、力を伝達させた(図6)。

エポキシ樹脂の接着耐力は、実大実験での耐力に対し2倍の安全率を



⑤接着工法実大実験・試験体

採った。また、左右のシアキープレートを中央で一体とすることで、反対側の圧縮力でも伝達可能なフェールセーフ機構を有する納まりとした。

本接合は、在来工法で発生する現場溶接やスラブコンクリートのはつり作業などが不要で、騒音・振動・粉塵などはほとんど発生せず、ホテルという用途上有効な接合方法であった。なお、この接合方法は、和田章東京工業大学教授、山田哲助教授の指導のもと、新日本製鐵の実大実験などを含めた技術協力により、接合部の耐力評価および性状について把握し、断面設計に反映させた(写⑤)。

(つちや あたる、
はらだ ひろあき、
はやし ひろゆき)

【参考文献】

1) カラム, No.10, 八幡製鐵カラム刊行委員会, 1964年