

1995年兵庫県南部地震により被災した N市庁舎災害復旧工事に関する報告

古田 智基¹・鈴木 幸三¹・藤田 秀明²・石田 昭浩³

¹ショーボンド建設(株) 建築事業本部 (〒536大阪市城東区永田三丁目12-5)

²(株)竹中工務店 神戸支店 作業所 (〒651神戸市中央区磯上通七丁目1-8)

³(株)山下設計 関西支社 設計監理部 (〒542大阪市中央区南船場二丁目3-2)

1995年兵庫県南部地震により被害を受けたN市庁舎の被害概要を把握した上で、耐震診断、復旧・補強計画、復旧後の構造安全性の検討に基づき、補修・補強工事を行った工事報告である。補修に当たっては、エポキシ樹脂注入、樹脂注入不可コンクリート部分の斫り取りと再打設、鉄筋矯正またはコンクリート全体の再打設を損傷度に応じて適宜組合せている。また、補強に関しては、柱、梁、壁のカーボン繊維シート補強および断面の増大補強、壁の新設および鉄骨プレースの新設等を行っている。

Key Words : Restoration, Retrofitting, Carbon, Hyogo-ken Nambu Earthquake

1. はじめに

本報告における対象建築物は、昭和44年に設計され、昭和47年2月に竣工し、地上8階、塔屋3階、地下3階のSRC構造による高層棟と、地上3階、塔屋1階、地下1階のRC構造による低層棟からなるL字状に配置された構造的に一体の建物である。修復補強後の建築物の耐震性能に関しては、現行建築基準法施行令の要求する必要保有水平耐力以上の保有水平耐力を確保する他、建築物に過大な振り応答が生じないように耐震壁の増厚および新設等が入念に計画された。

2. 建物の概要

図-1に建物の概要を示す。本建築物は、SRC造の高層棟とRC造の低層棟からなるL字状に配置された構造的に一体の建物である。構造骨組の形式は、高・低層棟ともに耐震壁付ラーメン架構で、高層棟のラーメン架構は、柱、梁部材ともSRC造で、鉄骨部分には山形鋼を主材とする組立材および充腹型鉄骨が混用されている。基礎は、高層棟がGL-16.3mを根切底とする直接基礎(べた基礎)であり、低層棟はGL-17mを支持層とする現場打ちコンクリート杭である。

3. 被害概要

本建築物は、兵庫県南部地震により6階および7階に大きな被害が生じ、震災直後の応急危険度判定では6階以上は立入禁止となり、応急復旧が勧告された。また、建物全体としては恒久的な復旧が必要との判断があわせて示された。したがって、恒久的

復旧のために、日本建築防災協会編「震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コンクリート造編)」に準拠して詳細な調査が実施された。高層棟および低層棟の合計1000本の柱の内746本(被害の大きかった高層棟の5,6,7階は全体)が、合計1826本の梁の内582本が、そして合計724枚の耐震壁の内478枚(被害の大きかった高層棟の5,6,7階は全体)が調査された。調査の結果、地下3階から地下1階ではほとんどの部材の損傷度はⅡ(ひび割れ幅1~2mm程度)以下で、地上階は上階に行くにしたがって被害が大きくなり、最も大きな被害を受けた7階では柱および耐震壁の多くが損傷度Ⅴ(鉄筋が曲り、内部のコンクリートも崩れ落ち、一見して柱(耐力壁)の高さ方向の変形が生じていることがわかるもの。)であった。6階および7階では、損傷度がⅤに達している部材も多いが、部材種別毎に個々の被害程度に応じて適切かつ慎重な復旧工事を実施すれば再使用可能であると判断された。また、最も被害の大きかった6階と7階の梁の水平からの偏差は-7mm~+5mmの範囲にあって、鉛直方向の変形は微小なものであった。したがって、本建築物は原形状を変更せずに、修復と補強によって全て再使用することとなった。

4. 復旧計画概要

補修および補強は、日本建築防災協会編「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針」等に準拠しており、修復および補強に用いるコンクリートの設計基準強度は、既設コンクリートと同じとしている。

所で平均5mm、無い箇所では平均13mmであり、中性化の程度は許容範囲内であると判断された。また、塩分濃度は平均 0.70kg/m^3 であり、環境作用による増加塩素イオン量を含めた限界値 1.2kg/m^3 以下となっており[1]、調査の結果からは錆発生によるコンクリートのひび割れ、錆汁などは観察されておらず、許容範囲内と判断した。

(3) 建築物全体としての構造特性係数 (D_s 値)

3階以下は高層棟がSRC造、低層棟がRC造の混合構造となっているため、それぞれ異なった D_s 値を仮定した。そして、これらの異なった D_s 値に関しては、 D_s 値の相違する各部分の強度に応じた重み付け平均化手法[2]を適用して、建築物全体として D_s 値を算定した。

(4) 地震時の振り応答の影響

力学的特性が互いに相違する高層棟と低層棟が3階以下の部分でつながっているため、地震時の振れ応答の影響に関して検討しておく必要がある。また、高層棟は直接基礎であるのに対して、低層棟はRC杭であるため、両基礎部分の水平剛性の違いによっても振れが生じる可能性がある。これらの問題については、高層棟と低層棟を一体とした全体モデルに対して静的漸増解析および弾性動的応答解析を行って、悪影響の無いことを確認した。

(5) 連層耐震壁の壁脚曲げ降伏型 (高層棟 Y 方向の破壊モード)

高層棟が Y 方向に地震力を受ける場合の破壊モードは、連層耐震壁の壁脚曲げ降伏型である。これに関しては、連層耐震壁に直交する壁に含まれる壁軸鉄筋の寄与を考慮に入れた場合においても連続耐震壁がせん断破壊することなく、付帯柱軸鉄筋および鉄骨ならびに直交壁軸鉄筋の三者の引張降伏が、連層耐震壁のせん断破壊に先行することを確認した。

(6) 高層棟から低層棟に伝達される水平せん断力

本建築物が Y 方向に地震力を受ける場合は、大きなせん断力が高層棟の軸組から低層棟の軸組に伝達する。したがって、これによって床スラブ面内に生じるせん断応力を算定し、必要に応じて床スラブを増打し、その構造安全性を確認した。また、高層棟から低層棟に伝達する水平せん断力は、最終的には低層棟の耐震壁が負担するため、耐震壁の脆性的破壊発生の可能性が検討された。その結果、Y 方向の架構が保有水平耐力に達する時の層間変形角 $=1/380$ に対して、壁の限界変形角は $1/100$ 以上でありそれを下回ること、また(5)で確認したように、高層棟の Y 方向連続耐震壁は壁脚部で曲げ降伏するため、高層棟から低層棟へ伝達するせん断力はそれによって頭打ちになることの二点から、低層棟耐震壁には

脆性的な破壊は生じないものと判断した。

(7) 鉄骨プレースの座屈

Y 方向連続耐震壁の高層棟 6～8 階に配置された鉄骨プレースは、地震時に万一圧縮プレースが座屈しても急激な耐力低下を示さず、鉄骨プレースは安定した履歴挙動を示すことを確認した。

(8) 連続耐震壁直下の柱

高層棟 Y 方向連続耐震壁架構のうち、1 階で壁が欠落し、独立柱が 2 階以上の連続耐震壁を支える形式の架構がある。この架構の独立柱の強度と変形能力について検討した結果、柱断面の増大と鉄板巻き補強 (設計変更でカーボン繊維シート補強) を併用することによって、この独立柱に要求される軸力保持能力が確保されることを確認した。また、独立柱につながる地下階の柱にも同様の補強をしており、これらの柱についても十分な軸力保持能力が保証されている。

(9) 地震応答解析

最大地震速度を 50kine とする 4 種類の入力地震動に対する応答を、並進モデルを用いた弾塑性振動解析により計算している。その結果、兵庫県南部地震の記録 (海洋気象台 EW 成分) を入力した時の応答層間変形角は、9 階 (PH1F) および 10 階 (PH2F) で各々 $1/191$ および $1/195$ (塑性率で 0.93 相当) となりわずかに $1/200$ を超えるが、他の階では全て $1/200$ 以下であることを確認している。また、立体モデルを用いた弾性振動解析 (入力地震動は、最大地震速度が 12.5kine のもの) を行っている。その結果と静的解析の結果を比較するかぎりでは、有害な振れ応答は生じないと判断した。

(10) 低層棟基礎杭の構造安全性および液状化

低層棟基礎杭の構造安全性に関しては、高層棟と低層棟の間のせん断力伝達が無いとしたときに、低層棟が負担すべき保有耐力時水平せん断力を求め、それに対する杭の安全性を確認した。また、地盤のボーリングデータに基づいて地盤液状化の検討を行った結果、本建築物の基礎地盤は 400gal 以下の加速度に対して液状化しないと判断した。

6. 補強工事概要

以上の復旧建築物の構造安全性の検討を行った結果、各構造部材に適合した補強工法を採用し復旧工事が行われた。以下に、主な補強工法を示すとともに、原設計において提案された補強工法に対して、工程、作業環境、コスト等の検討を通して、原設計通りの各補強構造部材性能が発揮できるか否か慎重に検討して行った補強工法の変更内容も合わせて示す。ここで、各補強位置は図-1の○番号および記号で

示す。

(1) 壁増打・新設補強 [図-1 (a) : 記号]

原設計においては、普通コンクリートを梁下端から20cmの位置まで打設後、間隙部に無収縮モルタルを注入する工法であったが、梁下端まで高流動コンクリート（スランプフロー：50cm）を打設し、梁下端と高流動コンクリートの沈下・ブリージング・浮上空気泡による間隙にエポキシ樹脂を注入する工法に変更した。

(2) 柱鉄板巻き補強 [図-1 (b) : ③]

原設計においては、柱のせん断補強として鉄板巻き工法を採用していたが、(3) 柱増打補強ならびに(4) 柱カーボン繊維シート補強工法に変更した。

(3) 柱増打補強 [図-1 (b) : ④]

原設計においては、柱増打に無収縮モルタルを充填する工法であったが、高流動コンクリートを打設する工法に変更した。

(4) 柱カーボン繊維シート補強 [図-1 (b) : ③] [図-2]

原設計においては、10cm幅のカーボン繊維シートを@14cmに巻く要領になっていたため、カーボン繊維シート間に4cmの空きができ、コンクリートのコンファインドを高める効果が少なかった。そこで、カーボン繊維シートを柱全体に巻く要領に変更した。

(5) 梁せん断補強 [図-1 (b) : ⑤] [図-3]

原設計においては、鉄筋および無収縮モルタルによるせん断補強工法であったため、梁を一定の幅で

斫り撤去後、スラブを貫通し梁にせん断補強筋を巻き、スラブ上で鉄筋とフラットバーを溶接により緊結し、型枠建込み後無収縮モルタルを注入する工法であった。それを、カーボン繊維シート補強に変更し、カーボン繊維シート端部はスラブ下で樹脂アンカーのせん断耐力とフラットプレートの接着耐力により定着する工法とした。

(6) 開口部補強

原設計においては、耐震壁間の開口部に架かる境界梁は、たれ壁あるいは腰壁を増厚するとともに外側に鉄板を付加する工法となっていたが、(5) 同様カーボン繊維シート補強に変更した。

(7) 梁曲げおよびせん断補強 [図-4]

梁の長期応力に対する曲げおよびせん断耐力が不足したため、カーボン繊維シート補強工法により曲げおよびせん断耐力の向上を行った。

(8) 壁カーボン繊維シート補強

原設計では、階段室廻りの耐震壁の増打補強が必要であったが、壁を増打すると有効幅120cmが確保できなくなるため、カーボン繊維シート補強に変更した。

(9) 床打ち直しおよび増打補強

原設計では、床を打ち直して床厚を増打する工法であったが、床のクラックにエポキシ樹脂を充填すれば補修できる程度の損傷であったため、床の補修後下端に高流動コンクリートを使用して増打する工法に変更した。

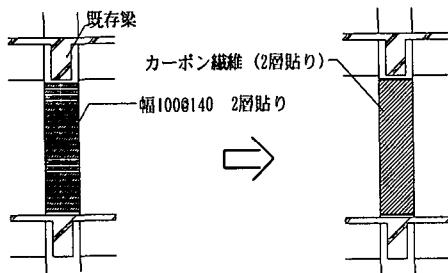


図-2 柱カーボン繊維シート補強

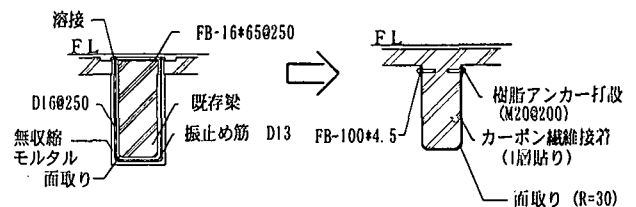


図-3 梁せん断補強

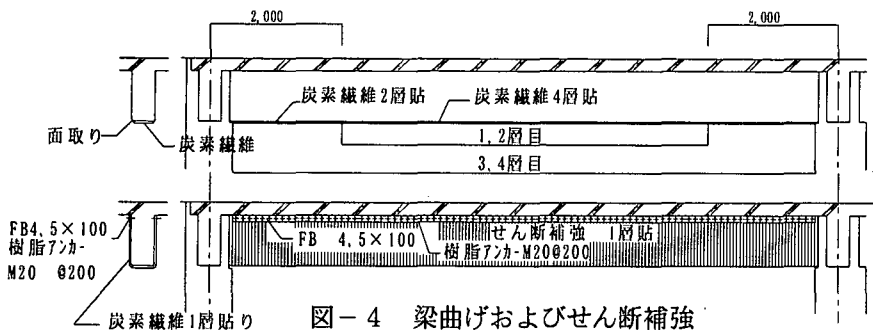


図-4 梁曲げおよびせん断補強

平剛性の適正な分布、地震時架構内応力伝達経路の健全性、基礎構造の安全性等を十分に考慮し、細心の注意を払って検討し、各補強工法により復旧工事が行われた。そして、復旧建築物は、現行の建築基準法施行令が要求する必要保有水平耐力を確保しており、現在の耐震設計の水準から考えると十分な構造安全性を有しているものとなった。

7. まとめ

復旧建築物の構造安全性に対して、復旧方法、部材の安全性、架構の降伏形式、建築物重量および水

の耐震設計の水準から考えると十分な構造安全性を有しているものとなった。

[参考文献] [1]岸谷, 西澤等編: コンクリート構造物の耐久性シリーズ(1)

[2]建設省住宅局建築指導課編: 耐震設計法Q&A集(1993年版)