

報告 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^{*2}・藤田秀明^{*3}・阿部晃三^{*4}

要旨：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ブレースの新設等を行っている。

キーワード：震災復旧、耐震補強、カーボン繊維シート、兵庫県南部地震

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の1.1倍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

* 1 ショーボンド建設(株) 建築事業本部 技術部、工修（正会員）
 * 2 ショーボンド建設(株) 建築事業本部 建築事業所
 * 3 (株)竹中工務店 神戸支店 作業所
 * 4 (株)山下設計 関西支社

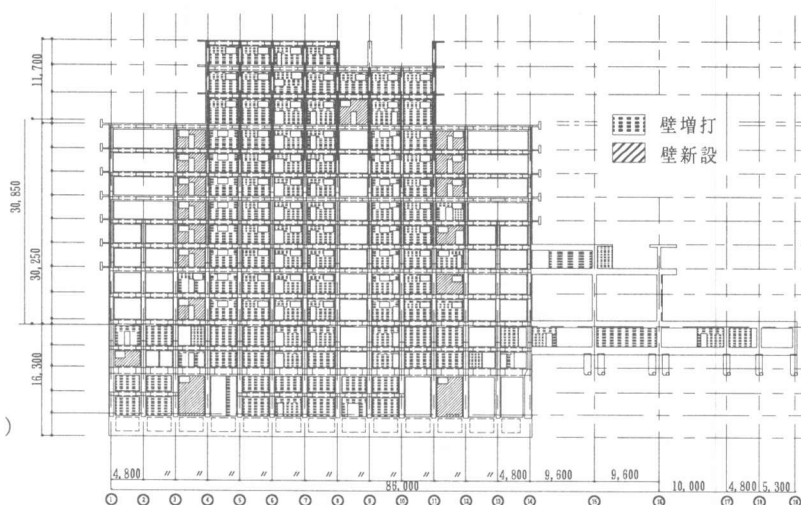
したがって被害が大きくなり、最も大きな被害を受けた7階では柱および耐震壁の多くが損傷度V（鉄筋が曲り、内部のコンクリートも崩れ落ち、一見して柱（耐力壁）の高さ方向の変形が生じていることがわかるもの。）であった。6階および7階では、損傷度がVに達している部材も多いが、部材種

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。

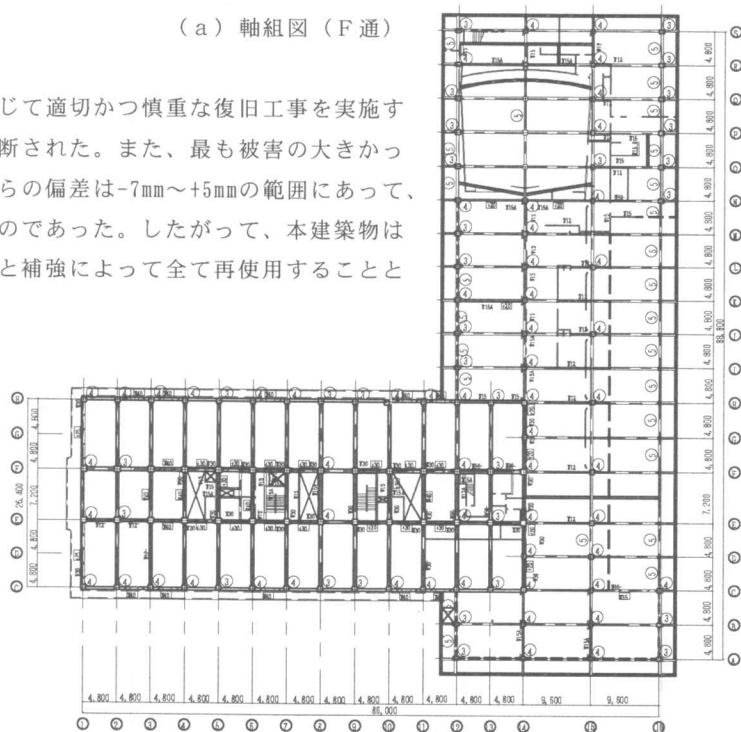
4. 復旧計画概要

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。

X方向架構（X方向とは、高層棟の平面長辺方向を指し、以下ではそれに直交する方向をY方向とする。）は、強度抵抗型の架構にするよう耐震壁の増厚と新設を行い、Y方向架構は、壁脚曲げ降伏架構にすべく耐震壁の増厚と新設を行うこととしている。また、修復の要否に係わらず、せん断破壊すると判断される柱および梁は、断面の増大、せん断補強筋の追加または鉄板巻き（設計変更によりカーボン繊維シート巻き）を適宜組合せることによって、全て曲げ降伏先行型に移行させている。既設壁の増厚補強および新設に関しては、壁鉄筋を後施工アンカーによって定着することとしており、その埋込鉄筋のダウエ



(a) 軸組図（F通）



(b) 伏図（3階）

図-1 建物概要（補強部位記入）

ル強度の90%に基づいて壁のせん断強度を算出している。そして、増厚後の総壁厚および新設の壁厚は、全て梁幅以下となるようにしている。また、耐震壁間の開口部に架かる梁は境界梁として挙動するため、それに伴ってせん断破壊する恐れのある場合には、たれ壁あるいは腰壁を増厚するとともに外側に鉄板（設計変更によりカーボン繊維シート）を付加して、十分なせん断強度を付与している。

5. 復旧建築物の構造安全性

復旧建築物の設計目標は、先述したとおり現行の建築基準法施行令の要求する必要保有水平耐力の1.1倍以上の保有水平耐力を確保することであり、耐震1次設計および2次設計において、層間変形角、剛性率、偏心率の確認を行うとともに、保有水平耐力の検討を行い目標性能が満足されていることを確認している。なお、保有水平耐力は、漸増載荷解析においてある層の層間変形角が1/200に達した時の水平耐力、ある層の水平剛性が 10^{-12} t/cm以下になった時の水平耐力または建築物頂部の水平変位が建物高さの1/100に達した時の水平耐力のいずれか小さい値を採ることとしている。

以下に、復旧建築物の構造安全性に係わる問題として、特に検討された点を示す。

(I) 復旧建築物の構造設計におけるコンクリート設計基準強度 (F_c)

既設コンクリートの圧縮強度をコア抜き取り試験で調査した結果、 $F_c=180\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートの実強度は、 $\sigma_B=143\sim 314\text{kgf/cm}^2$ の範囲にあり、平均 201kgf/cm^2 であった。一方、 $F_c=210\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートの実強度は、 $\sigma_B=201\sim 289\text{kgf/cm}^2$ の範囲内にあり、平均 228kgf/cm^2 であった。このように、実強度が設計基準強度を下回る部分が若干確認されたが、全体としてはほぼ当初設計で想定した設計基準強度が満足されていたため、構造設計におけるコンクリートの F_c は、既設コンクリートと同じでよいと判断した。

(II) コンクリートの中性化および塩分濃度

コンクリートの中性化深さは、表面仕上のある箇所では平均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にあると判断された。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。

(III) 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2つの異なった 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。

(IV) 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、地震時の振り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。

(V) 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

で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。

(VI) 高層棟から低層棟に伝達される水平せん断力（Y方向）

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（V）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。

(VII) 鉄骨ブレースの座屈

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

(VIII) 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。

(IX) 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。

(X) 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。

(Ⅰ) 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。

(Ⅱ) 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、(Ⅲ) 柱増打補強ならびに(Ⅳ) 柱カーボン繊維シート補強工法に変更した。

(Ⅲ) 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。

(Ⅳ) 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。

(Ⅴ) 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。

(Ⅵ) 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、(Ⅴ) 同様カーボン繊維シート補強に変更した。

(Ⅶ) 梁端部補強 [図-4]

SRC梁において、柱芯から160cmの位置で鉄骨がH形鋼から山形鋼を主材とする組立材に変わっているため、そのジョイント部の短期の曲げ耐力が不足していた。そこで、原設計においては鉄板補強工法であったが、スラブが引張力を受ける場合はスラブ筋を考慮すると補強の必要はなく、スラブが圧縮力を受ける場合の鋼材の補強が必要となったため、梁下端のカーボン繊維シート補強工法に変更した。ここで、カーボン繊維シート端部の定着に鋼板と樹脂アンカーを使用した。

(Ⅷ) 梁曲げおよびせん断補強 [図-5]

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。

(Ⅸ) 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。

(Ⅹ) 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。

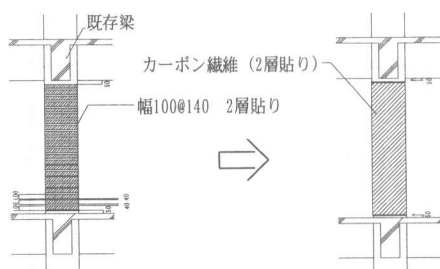


図-2 柱カーボン繊維シート補強

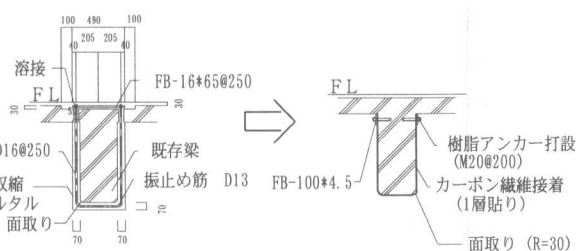


図-3 梁せん断補強

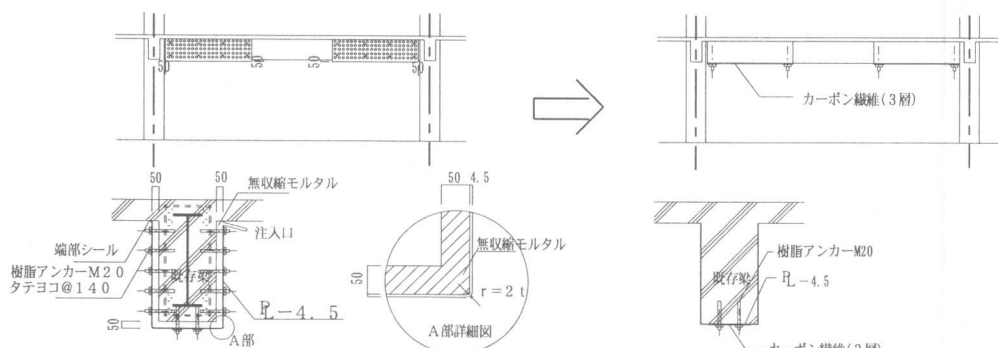


図-4 梁端部補強

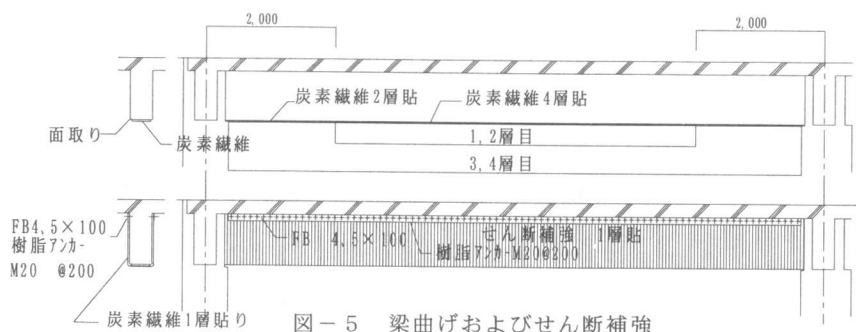


図-5 梁曲げおよびせん断補強

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の1.1倍以上の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。しかしながら、来るべき地震動のレベルおよび特性は現時点では合理的根拠に基づいて想定することは困難であり、またどのように大きな地震動を受けても無被害であるように建築物を設計することは不可能である。したがって、本建築物においても、将来今回の復旧設計・工事において想定したレベルをはるかに上回る大きな地震動を受けた場合は、高層棟と低層棟の連続部分等に被害が生じる可能性が皆無でないことを付け加えておきたい。

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監修: 耐震設計法 Q & A 集 (1993年版)