

論文 3 次元立体フレームでモデル化した鉄筋コンクリート造学校体育館の地震時挙動

大村 哲矢*1・林 静雄*2

要旨 : RC造2階建てでS造の屋根を有する学校体育館を耐震改修する場合、桁行方向は耐震壁付ラーメン構造であるので耐震改修は容易である。しかし、梁間方向はRC造独立柱となっていることが多いので、2次元フレームとして耐震改修する場合、大掛かりな補強および工事計画となる傾向がある。本論では同構造形式である学校体育館の梁間方向の3次元時刻歴地震応答解析を行い、桁行方向RC造梁の終局曲げ耐力を増加させることによって、建物全体の耐震性能がどのように向上するかを検討する。それらを同体育館の耐震改修設計における桁行方向RC造梁の補強目標とする曲げ終局強度を示す式を示した。

キーワード : 3次元立体フレーム, RC造独立柱, 桁行方向RC造梁, 耐震補強

1. はじめに

1981年に建築基準法が改定され、新耐震設計法が施行された。これにより、中小地震に対する許容応力度設計のみならず、大地震に対する塑性化を考慮した終局時の設計も行うことになった。しかし、同改定の以前に設計された建物は終局時性状を考慮しておらず、施工および品質の管理も十分でなかった既存不適格建物が多く存在する。

1995年兵庫県南部地震を契機に、既存不適格建物の耐震性能不足に対する意識が高まり、同年に建築物の耐震改修の促進に関する法律が施行され、既存不適格建物の耐震化がすすんできた。

地方自治体が所有する公立学校は災害時に避難所および災害復興拠点として活用される場合が多く、児童らの安全を確保する観点からも、1981年以前に設計された鉄筋コンクリート造（以下、RC造）の学校校舎、RC造または鉄骨造（以下、S造）の学校体育館に関する耐震診断および耐震改修がすすみ、耐震化率が大幅に向上した。

RC造建物の耐震診断および耐震改修については、一般的に、日本建築防災協会による指針¹⁾に準ずる。一方、様々な社会的要望を背景に、施工条件を考慮した工法^{例え}ば2), 3), 4)などが多様に開発され、実用化されている。

また、学校体育館については耐震性能診断基準⁵⁾および日本建築防災協会による指針⁶⁾が示され、一般に、それらに準拠して耐震診断および耐震改修が行われている。

S造2階建て、または、1階RC造2階S造の学校体育館の耐震診断において、耐震性能が十分でない判定された場合、桁行方向はブレース増設による補強、梁間方向は方杖の増設による補強などにより、耐震改修後の耐

震性能を確保する。

また、**図-1~3**に示すようなRC造2階建てでS造の屋根を有する学校体育館を耐震改修する場合、桁行方向は耐震壁付ラーメン構造であるので耐震改修は容易である。しかし、梁間方向はRC造独立柱となっていることが多いので、2次元フレームとして耐震改修の場合は大掛かりな補強および工事計画となる傾向がある。

RC造独立柱の耐震性能は地震時に片持ち形式となるので、柱脚の曲げ耐力または基礎の回転耐力に依存する。基礎の回転耐力が十分でない場合が多く、その際には杭を施工して基礎を拡大し、バットレスを増設する方法がしばしばみられる。

同方法は対象建物の周辺スペース、長期的な工期の確保が求められ、工事費が増大する傾向がある。

RC造独立柱を単体で耐震性の評価を行うと、耐震性能が十分ではないと判断され、上記のような補強が必要となる。しかし、実際には桁行方向に存在するRC造梁がRC造独立柱を支える効果があると考えられ、RC造独立柱が地震により倒壊または転倒した被災例は過去に見られない。

よって、本論ではRC造2階建てでS造の屋根を有する学校体育館の3次元静的弾塑性フレーム解析を行って、部材の履歴特性を定め、梁間方向の3次元時刻歴地震応答解析を行うものとする。同解析結果より桁行方向RC造梁の地震時挙動を把握し、次に、同梁の曲げ耐力を増加させることによって、建物全体の耐震性能がどのように向上するかを検討する。それらを同体育館の耐震改修設計をするための基礎データとしてまとめることを目的とする。

*1 東京都市大学 工学部 建築学科 准教授 博士 (工学) (正会員)

*2 東京工業大学 応用セラミックス研究所 教授 工博 (正会員)

2. 建物概要

解析対象建物は前述の図-1～3である。1976年に設計され、建物の西側にステージ、東側にエントランスがあり、中央にバスケットボールのコート1面分の広さを有するアリーナがある。2階床レベルには2階RC造梁（2階桁行方向RC造梁）から片持ち形式で支持されたスラブで構成されるギャラリーがある。R階屋根のレベルにはR階RC造梁（3階桁行方向RC造梁）が存在する。

RC造独立柱の頂部に支持され、アンカーボルトにより緊結されたS造梁（H-582×300×12×17）で構成された屋根は水平ブレースを有するが、屋根面荷重の伝達能力が十分にあるわけではない。

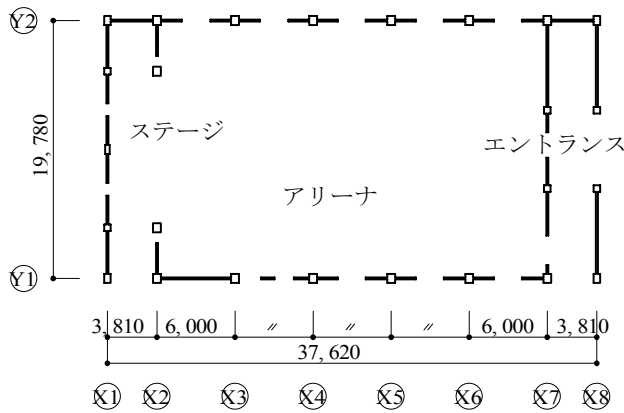


図-1 平面図 (mm)

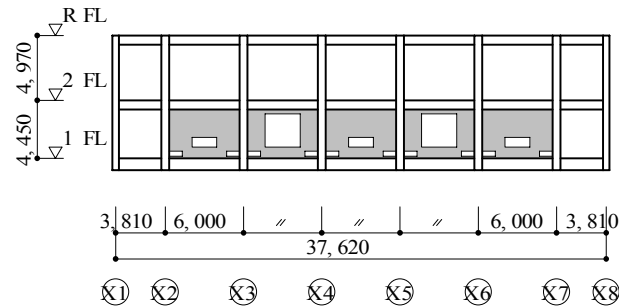


図-2 Y2 通り軸組図 (mm)

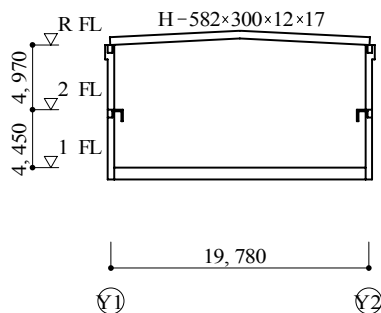


図-3 X3~X4 通り軸組図 (mm)

図-2 に示すように、桁行方向では1階に開口を有するRC造壁が配置され、2階にラーメンが形成されているため、耐震診断の第2次診断におけるIs値¹⁾は1階で1.12、2階で0.87となっている。

梁間方向では西側に位置するステージおよび東側に位置するエントランスの周囲にはそれぞれRC造の壁が多く存在するために、X1~X2間およびX7~X8間の剛性および水平耐力は高く、これらのゾーンのみ耐震性能はIs値で2.05であった。なお、RC造独立柱は片持ち形式となり、剛性が比較的低く、Is値は0.47であった。

RC造独立柱で構成されている空間のX2~X7間は6mスパン、梁間方向スパンは約20m、軒高は約9mである。同様の構造形式であるRC造2階建てでS造の屋根を有する学校体育館26棟を調査し、スパンと軒高をまとめたところ、RC造独立柱の間隔は5.0~7.5m、梁間方向スパンは17.5~31.0m、軒高は7.2~10.0mであった。解析対象建物のスパンおよび軒高は代表的な値であることを確認した。

図-4 に柱および梁の断面リストを示す。梁間方向フレームにおける柱せいは700mmであり、柱幅は600mmである。1階柱においてD22が18本配筋されおり、2階柱において主筋本数および主筋径を減じている。フープ径および間隔は9φ、100mmである。梁幅は2階で350mm、R階で300mmであり、梁せいは2、R階ともに600mmである。コンクリート圧縮強度は32N/mm²、主筋はSD295(σ_y=343N/mm²)であった。

2nd floor		R floor	
Bar	10 - D22 6 - D19	Upper	5 - D19
Hoop	□ - 9 φ @ 100	Bottom	3 - D19
1st floor		Stirrup	□ - 9 φ @ 200
Bar	18 - D22	2nd floor	
Hoop	□ - 9 φ @ 100	Upper	4 - D22
		Bottom	3 - D22
		Stirrup	□ - 9 φ @ 200

図-4 断面リスト (mm)

3. 解析概要

解析は、はじめに3次元静的弾塑性フレーム解析（以下、静的解析）を行うものとし、一方向単調載荷を実施した。履歴特性を修正武田モデルとし、静的解析結果を用いて部材ごとにモデル化を行い、3次元時刻歴地震応答解析（以下、動的解析）を行った。

図-5に解析ケースを示す。#1は前述の既存建物、#2～#4は桁行方向RC造梁の終局曲げ強度をそれぞれ9、13、41倍としたケースで全4ケースの解析を行った。終局曲げ強度を41倍とした桁行方向RC造梁は左右の両側面に鋼管コンクリートをPC鋼棒で接続し、一体化させて補

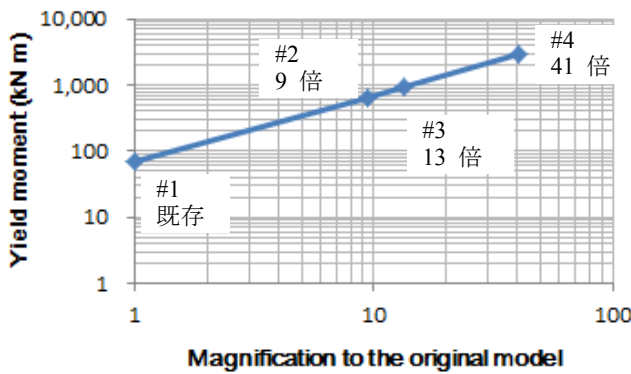


図-5 各モデルの桁行方向RC造梁の終局曲げ強度

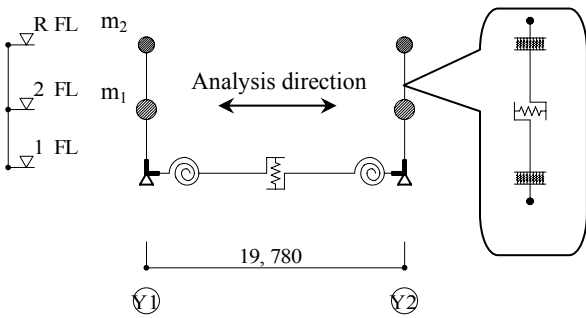


図-6 解析モデル(X3～X6通りフレームを2次元で抽出)

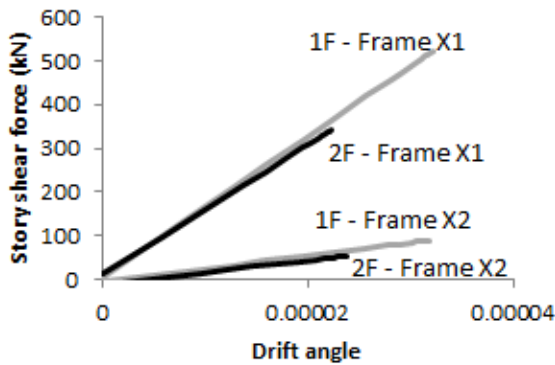


図-8 水平力と層間変形角の関係(X1-X2)

強した梁断面を想定している。

図-6に柱および梁のモデル化の模式図を示す。桁行方向RC造梁を含めたすべての梁は材端にひび割れを考慮した曲げバネを有する弾塑性モデルとし、せん断変形を考慮した。面内および面外の曲げモーメントをそれぞれ独立に考慮するが、面内外の組合せ曲げモーメントの影響は考慮しない。

梁の面外方向曲げ耐力算定はコーナーの主筋のみが有効であると仮定した。フープ末端の折り曲げ形状は90度フックであったが、終局せん断耐力の低減は考慮しない。

柱は材端にひび割れを考慮したマルチスプリングを有する弾塑性モデルとし、せん断変形を考慮した。屋根を支持しているS造梁は重量のみを考慮するものとする。

入力地震波の加速度応答スペクトルを図-7に示す。入力地震波はEl Centro NS (1940), Hachinohe NS (1968), JMA Kobe NS (1995), Taft EW (1952), の位相特性を用

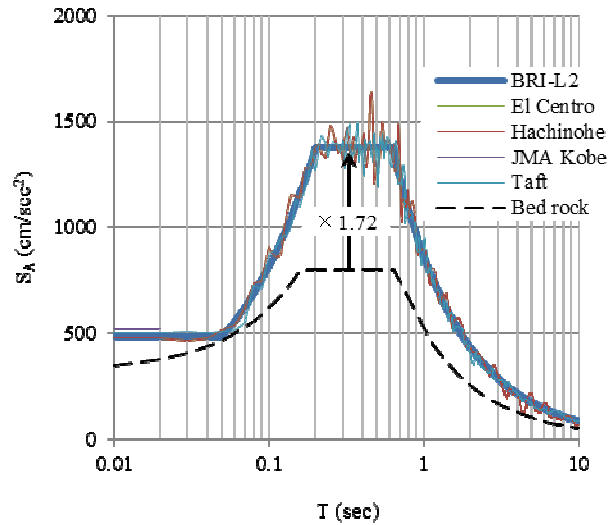


図-7 加速度応答スペクトル

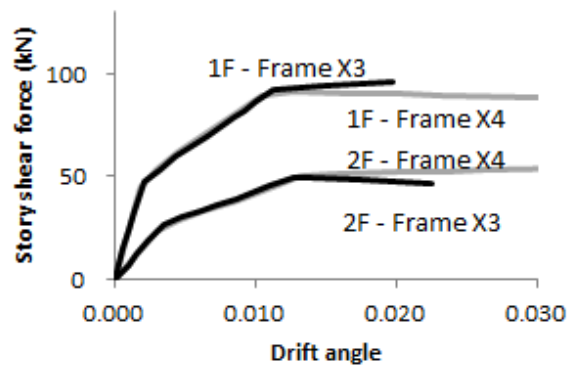


図-9 水平力と層間変形角の関係(X3-X4)

いて振幅特性を目標スペクトルに調整した地震動および人工地震波 BCJ-L2 を用い、水平方向に入力する。ここに目標スペクトルはレベル2の水平動基準化応答スペクトル⁸⁾に、減衰による応答換算率 D_{h0} ⁹⁾ を乗じて表されるモデル化加速度応答スペクトル BRI-L2 とする。

4. 解析結果および考察

4.1 水平力と層間変形角の関係

図-8 および 9 に#1 既存建物の静的解析結果における水平力と水平変位の関係を示す。同建物は概ね左右対称であるので、X1~X4 通りフレームについて述べるものとする。

RC造独立柱を有するX3~X4 フレームはコンクリート壁を有するX1~X2 フレームより剛性と水平耐力が低い。静的解析ではRC造独立柱を有するX3~X6 フレームが崩壊メカニズムを形成し、十分に水平変形をしたのちに計算を終了させた。

図-9 のX3~X4 フレームでは、層間変形角が2階で約0.003rad、1階で約0.002radより剛性が低下しはじめ、2階で約0.013rad、1階で約0.011radにおいて概ね最大の水平耐力に達した。その時の水平耐力は2階で約50kN、1階で約90kNであった。

X3 および X4 フレームでは同様の履歴をたどるが、同一ステップではX4 フレームの層間変形角の方が大きい傾向が見られた。

図-8 のX1~X2 フレームでは、最終ステップで層間変形角が2階で約 3.1×10^{-5} rad、1階で約 2.3×10^{-5} radであった。剛性低下の傾向は見られなかった。X3 および X4 フレームと比較すると十分な剛性と強度を有していることがわかる。

4.2 応力図および降伏ヒンジの形成

図-10 に#1 既存建物のモデルが全体崩壊形を形成したときの曲げモーメント図および降伏ヒンジを示す。X3~X6 通りのRC造独立柱の曲げモーメントは片持ち形式における曲げモーメントと同様の形状を示した。

桁行方向のRC造梁は2階およびR階ともに、面外方向に作用する曲げモーメントが生じることが確認できた。すなわち、RC造独立柱の倒れこみを桁行方向のRC造梁が支持することにより、X3~X6 通りフレームは水平力に対して抵抗している。

桁行方向のRC造梁は2階およびR階ともに、梁のスペンがX3~X6 通りまでの両端固定の長スパン梁とした曲げモーメントを示した。

RC造独立柱の柱脚における終局曲げ耐力は基礎梁端部における終局曲げ耐力よりも大きいために、基礎梁端部において曲げ降伏ヒンジが形成された。また、X3~X6 通りまでの両端固定の長スパンとした桁行方向RC造梁

の端部および中央においても曲げ降伏ヒンジが形成された。

以上より、RC造独立柱は水平力に対して片持ち形式で抵抗し、桁行方向RC造梁の面外方向に対する曲げモーメント抵抗も有効な耐震要素として考慮できる。

4.3 最大応答せん断力およびせん断力係数

図-11 および 12 に#1 既存建物の最大応答せん断力およびせん断力係数を示す。図-11 は弾性、図-12 は弾塑性解析結果である。

実線は1階、破線は2階を示す。本節および以降の節においても位相特性によって解析結果は異なり、また、X4 および X5 通りフレームは、ほぼ同様の結果を示した。

Y1 および Y2 通りフレームはほぼ同様であり、RC造独立柱はほぼ同様の解析結果を示したので、以降、Y2 通りフレームの結果を代表させて述べるものとする。

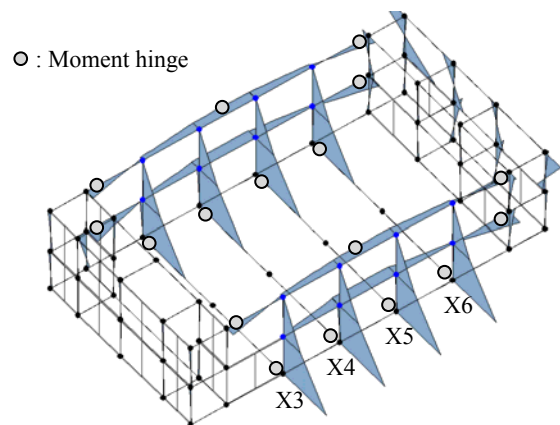


図-10 曲げモーメントと降伏ヒンジ

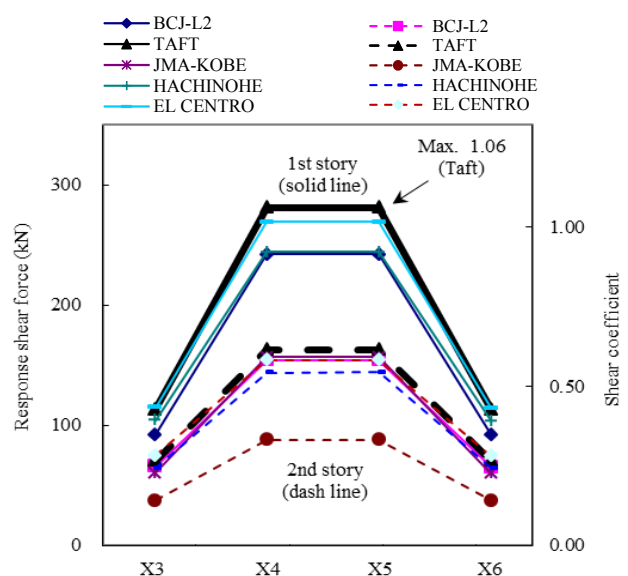


図-11 最大応答せん断力とせん断力係数 (弾性解析結果)

弾性および弾塑性解析結果における最大応答せん断力係数はそれぞれ 1.06 および 0.35 を示した。部材の塑性化に伴い最大応答せん断力係数は低下した。

4.4 最大応答層間変位および変形角

図-13 に R 階レベルの最大応答層間変位および層間変形角を示す。弾塑性解析結果において最大応答層間変位および変形角はそれぞれ 220mm および 2.3% を示した。

図-14 に桁行方向 RC 造梁の面外方向終局曲げ耐力を 13 倍に増加したモデルの最大応答層間変位および層間変形角を示す。同耐力の増加は水平剛性の増加、履歴ループ面積の増加に伴うエネルギー吸収能力の向上および曲げ降伏ヒンジの形成の遅れに大きく関係するので最大応答層間変形角は 166mm まで減少した。

本節および前節より、桁行方向 RC 造梁の面外方向終局曲げ耐力を増加させると、最大応答層間変位は低下する傾向が見られた。よって、桁行方向 RC 造梁の面外方向終局曲げ耐力を増加させる耐震補強は有効である。

また、図-15 において桁行方向 RC 造梁の終局曲げ耐力増大率と最大応答層間変形角を示す。同増大率の増加に伴い、最大応答層間変形角は減少する傾向がみられた。同倍率が 41 倍までその効果を確認することができた。桁行方向 RC 造梁の終局曲げ耐力増大率を α 、最大応答層間変形角を R とし、同図の最大値を包絡するように直線で回帰線を引くと以下の(1)式を得ることができる。

$$R = -0.036 \cdot \alpha + 2.34 \dots \dots \dots (1)$$

耐震改修においては、RC 造独立柱で許容できる層間変形角を設計者が設定し、(1)式を用いることにより、桁行

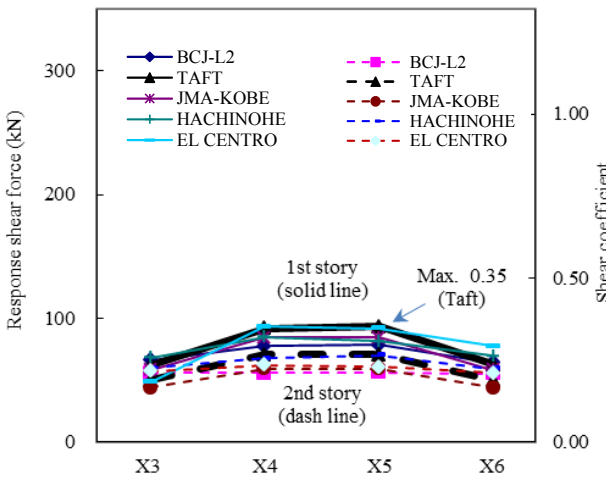


図-12 最大応答せん断力とせん断力係数 (弾塑性解析結果)

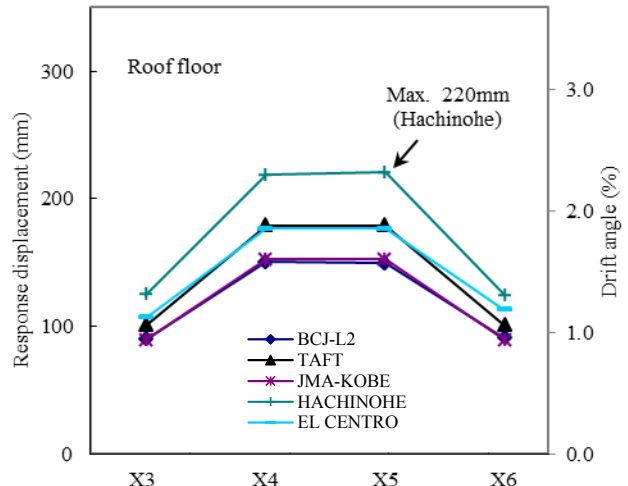


図-13 最大応答層間変位および変形角 (#1 既存建物のケース)

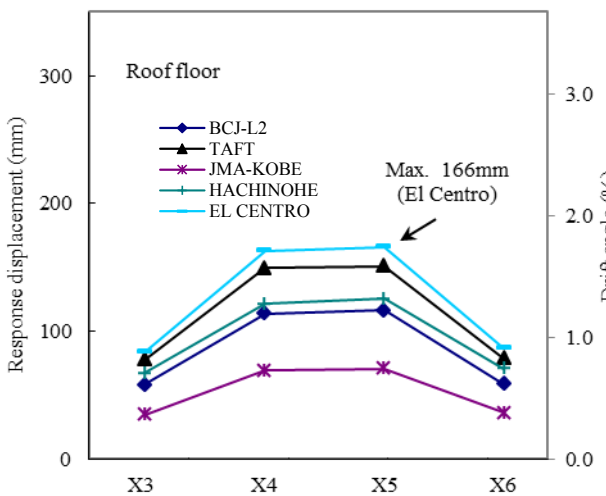


図-14 最大応答層間変位および変形角 (#3 桁行方向 RC 造梁 M_y が 13 倍のケース)

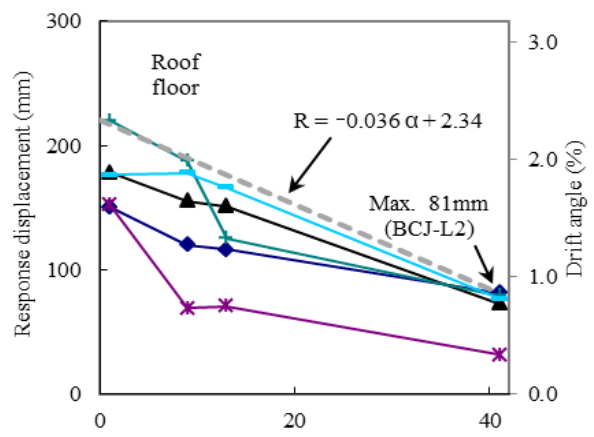


Figure 15: Maximum response inter-story displacement and drift angle vs. magnification to ultimate moment strength of girders

図-15 最大応答層間変位および変形角と桁行方向 RC 造梁の M_y の倍率

方向 RC 造梁の補強目標とする曲げ終局強度を得ることができる。

5. 結論

1976年に設計された S 造の屋根を有する RC 造 2 階建て学校体育館を 3 次元立体フレームでモデル化し、3 次元弾塑性静的解析および時刻歴地震応答解析を行った。

梁間方向フレームである X3~X6 通りフレームにおける RC 造独立柱を一般的な方法で耐震診断を行った結果、Is 値は 0.47 であり、RC 造独立柱の耐震性能が十分ではないため、2 階および R 階の桁行方向 RC 造梁の面外方向に水平力に対する抵抗を期待するものとした。

まず、既存の上記体育館の解析を行い、次に同桁行方向 RC 造梁の曲げ終局耐力を増加させ、耐震補強した解析ケースを作成して解析を行い、以下の知見を得た。

- 1) 各フレームの水平力と層間変位の関係においては X3~X4 フレームで、層間変形角が 2 階で約 0.013rad、1 階で約 0.011rad において概ね最大の水平耐力に達した。一方、X1~X2 フレームでは、最終ステップで層間変形角が 2 階で約 3.1×10^{-5} rad、1 階で約 2.3×10^{-5} rad であり、X3~X4 に比べて十分に小さかった。剛性低下の傾向は見られず、十分な剛性と強度を有している。
- 2) 応力図および降伏ヒンジの形成においては、RC 造独立柱は水平力に対して片持ち形式で抵抗し、桁行方向 RC 造梁の面外方向に対する曲げモーメント抵抗も有効な耐震要素として考慮できる。
- 3) 最大応答せん断力およびせん断力係数においては弾性および弾塑性解析結果における最大応答せん断力係数はそれぞれ 1.06 および 0.35 を示した。部材の塑性化に伴い最大応答せん断力係数は低下した。
- 4) 弾塑性動的解析結果において最大応答層間変位および変形角はそれぞれ 220mm および 2.3% を示した。桁行方向 RC 造梁の面外方向終局曲げ耐力を 13 倍に増加したモデルの最大応答層間変形角は 166mm まで減少したので、桁行方向 RC 造梁の面外方向終局曲げ耐力を増強する耐震補強は有効である。

- 5) 本論の範囲においては、RC 造独立柱で許容できる層間変形角を設定すれば、桁行方向 RC 造梁の補強目標とする曲げ終局強度を得ることができる(1)式を示した。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説
- 2) 金田和浩，林静雄，大村哲矢，中村敏治：あと施工アンカーを用いずに補強した鉄筋コンクリート架構の耐力評価に関する研究(鉄骨ブレースで補強した連層架構の性状とせん断伝達機構)，日本建築学会構造系論文集，No.665，pp1329~1336，2011 年 7 月
- 3) 高瀬裕也，佐藤貴志，今井清史，尾中敦義，阿部隆英，池田隆明，久保田雅春：コンクリート系構造物の耐震補強に用いる高いせん断耐力と剛性を持つ新たな接合要素のせん断抵抗性能の基礎的検証(鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究)，日本建築学会構造系論文集，No.681，p1727，2012 年 11 月
- 4) 植木 理枝子，倉本 洋，都祭 弘幸，今井 克彦：外付け鉄骨フレーム工法における間接接合部の応力伝達機構，日本建築学会構造系論文集，No.677，p1105，2012 年 7 月
- 5) 文部科学省大臣官房文教施設企画部：屋内運動場等の耐震性能診断基準(平成 18 年版)，2010 年 12 月
- 6) 日本建築防災協会：2011 年改訂版 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説
- 7) 日本建築センター：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書
- 8) 建設省建築研究所：建築研究資料 第 83 号 設計用入力地震動作成手法，1994 年 11 月
- 9) 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法，日本建築学会構造系論文集，第 571 号，pp53-62，2003 年 9 月