

[178] 既存鉄筋コンクリート造建物の鉄骨プレース、パネルによる耐震補強

正会員 菅野俊介（竹中工務店技術研究所）

正会員 ○藤村 勝（竹中工務店東京本店）

1. 序

本建物は昭和42年に竣工した地上4階のRC造建物で、学校建築の特別教室棟である。この建物は静岡県東部に位置し東海地震を想定した県の地域区分の中で、最も大きな耐震性能が必要とされるA地域に属する。耐震診断基準による診断の結果、桁行(X)方向の下層で I_s 指標が県の耐震性判定指標値(E_T)をかなり下回ったので、補強が必要になった。検討の結果、補強による重量増加や建物機能の低下を最小限にとどめるため、大きな耐力と窓開口が得られる鉄骨要素を主として用いた補強法を採用することになった。

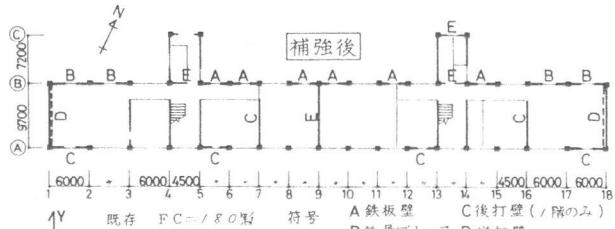
本報では補強設計と地震応答解析による補強効果の検討結果を述べた上で、実施工を踏えて、今回の鉄骨補強法と従来のRC補強法の特色等を比較してみる。

2. 補強設計

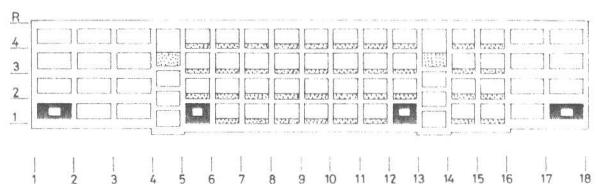
2.1 補強計画

本建物のX方向は17スパンの腰壁付ラーメン架構で、Y方向は1, 2スパンの連層壁と1スパンのラーメン架構から構成される。柱は $60 \times 74 \text{ cm}^2$ で、旧RC基準の設計でフープ間隔は 25 cm と粗い。基礎はGL-1.8mの砂層を支持層とする独立基礎である。2次診断の結果は、X方向では柱の大半がせん断破壊型となり、 I_s 指標は1階で0.39, 2・3階でも E_T 値(0.95)をかなり下回り、Y方向は1・2階が E_T 値を多少下回った。各階に極めて柱が数本認められるが直交壁の存在により第2種構造要素に該当しない。

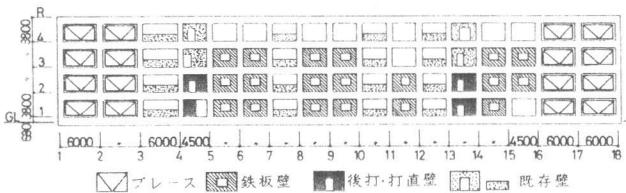
補強は強度抵抗型とし、X方向の補強を主体とするがY方向も機能に支障が無い範囲で補強する。本建物は防災拠点でなく重要度係数は1.0とし、補強目標を2次診断の I_s 指標で0.95とした。1階および南側・北側架構の補強部材配置を図-1に示す。X方向の補強では教室の採光や建物の外観を重視して北面に補強を集中させ、6.0mスパンには鉄骨プレース、4.5mスパンには6mm厚の鉄板壁を用いた。図-2～4に示す補強鉄骨の詳細には、実験で優れた性能が確認され



(a) 1階平面図



(b) 南側(⑧通)軸組図



(c) 北側(⑩通)軸組図

図-1 補強部材の配置

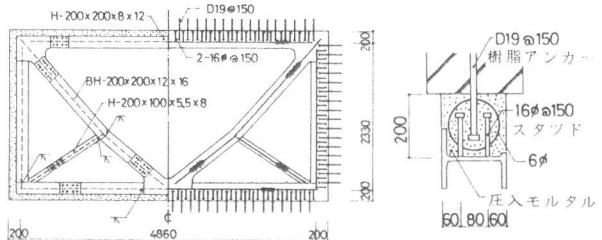


図-2 鉄骨プレース

図-3 接合部

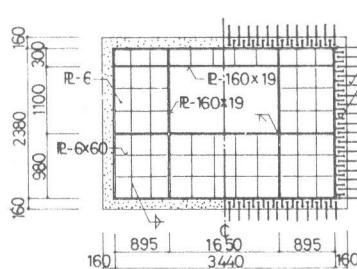


図-4 鉄板壁の詳細

ている枠つき工法を用いた。この場合、鉄骨が取付く構面の腰壁は除去し、ALC版の外装を新設した。なお、鉄骨部材の配置が困難な南側の壁梁架構や北側の出入口およびY方向1・2階の補強には、樹脂アンカーで接合した後打ち壁を用いた。

2.2 鉄骨補強架構の耐力

鉄骨要素で補強した架構のせん断耐力(Q_{su})は補強骨組の実験結果を基に、図-5に示すRC骨組と補強部材の耐力の累加として求めた。鉄板壁には外枠と開口周辺に曲げ降伏が先行しない程度のフランジを設け、板厚の6.5倍以下の間隔に補強リブを配した。プレースおよび鉄板壁の耐力(sQu)は267.9t、²⁾155.7tと計算され、梁下接合部にはこのせん断力を伝達できる本数の頭付きスタッドを設けた。スタッドの耐力は山本らの実験結果²⁾に基づき16φで5.24t/本、19φで7.41t/本とした。

2.3 補強効果の検討

2次診断による補強前後の I_s 指標を表-1(C)、X方向の強度指標(C)とじん性指標(F)の関係を図-6に示す。診断計算にはSAFE-R/C³⁾を用い、鉄骨などの補強部材を含む架構は耐力が等価な一体RC壁に置換して計算した。実験では鉄骨補強架構はせん断降伏型でも優れたじん性が得られているが、本建物では補強材に取付く柱の形状が極短柱に近いことも考慮してF指標を1.0とした。

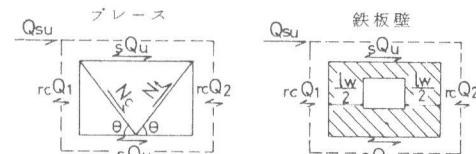
補強によりX方向の I_s 指標は1階で補強前の2.5倍となったのを始め、全階で目標値0.95を上回り、十分な補強効果が認められた。Y方向では1階で目標値をわずかに下回ったが、3次診断結果は目標値を満足している。また、補強を北面に集中させることによる偏心率は3%であり、十分に小さい。

3. 地震応答解析

3.1 静的弾塑性解析

鉄骨要素で補強したX方向について地震応答解析に用いる復元力特性を得るために、擬似立体弾塑性解析プログラム⁵⁾により荷重増分解析を行う。

解析モデルを図-7に示す。柱・梁等の曲げ要素はTri-linear型の復元力とし、基礎にはbi-linear car型のバネを設けた。せん断耐力の評価は荒川mean式を基本とし、壁では広沢式を用いた。補強鉄骨は剛性と耐力が等価なX型プレースに置換した。



$$Q_{su} = (rcQ_1 + rcQ_2) + sQu$$

$$sQu = (N_t + N_c) \cos \theta, \text{ or } tw \cdot \ell_w \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$$

rcQ_i : RC柱の曲げ・せん断耐力の小なる値

N_t, N_c : 引張、圧縮プレースの降伏、座屈時軸力⁴⁾

θ : プレース角度 σ_y : 鋼材の降伏強度

t_w, ℓ_w : 鉄板壁の厚さ、有効長さ

図-5 鉄骨補強架構の耐力算定

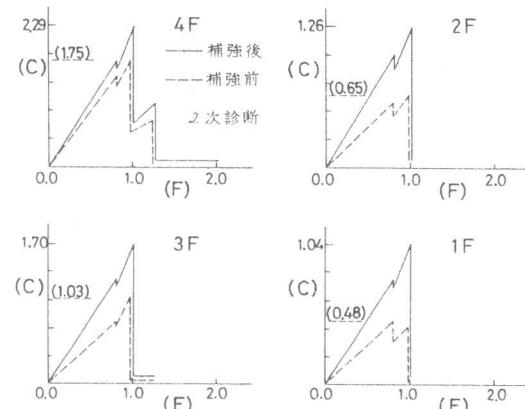


図-6 X方向の強度(C)-じん性(F)関係

表-1 補強前後の I_s 指標(2次診断)

方向	X(桁行)				Y(梁間)				
	階	1	2	3	4	1	2	3	4
I_s	補強前	0.39	0.48	0.65	0.97	0.68	0.90	1.12	1.83
	補強後	0.99	1.00	1.04	1.22	0.92	1.01	1.22	1.98
	後/前	2.54	2.08	1.60	1.26	1.35	1.12	1.09	1.08

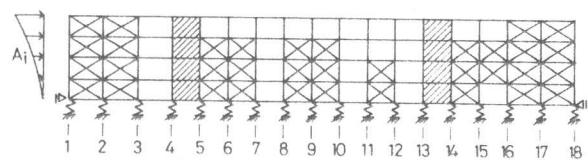


図-7 B通架構の解析モデル

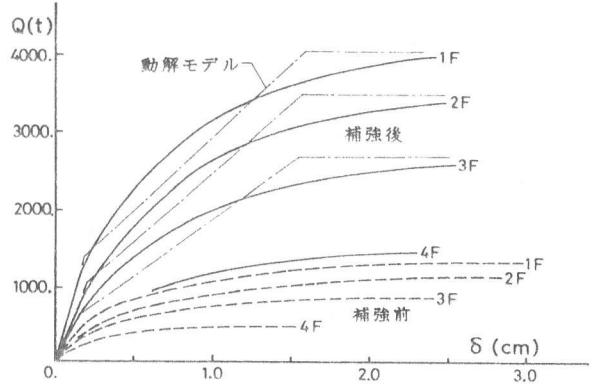


図-8 静的弾塑性解析結果

解析で得られた各階の荷重-変位関係を図-8に示す。この結果では、補強により1.5~2.3倍の弾性剛性と、約3.0倍の耐力が得られている。なお、図中の鎖線は動的解析に用いる復元力モデルを示す。

3.2 地震応答解析

動解析モデルは柱脚固定の等価せん断剛性型で、履歴特性はD-Tri型、減衰定数は1次に対し5%とする内部粘性系で与えた。解析モデルの諸定数を表-2に示す。このモデルによる1次固有周期は補強前で0.38秒、補強後は0.27秒である。

入力地震動の最大振巾は東海地震を想定した断層モデルによる検討結果等を踏まえて⁶⁾450 Galに設定し、地震動は既往の観測地震動の中の、次の4波とした。

- ・ EL CENTRO 1940 NS HACHINOHE 1968 EW
- ・ TAFT 1952 EW TOHOKU 1978 NS

解析結果は図-9に示すとおり、補強前では1・2階でHACHINOHE、TOHOKUの2波により降伏変形の5倍を超える過大な変形が生じたのに対し、補強後はいずれの地震動でも各層とも降伏変形以下となっており、著しく耐震性能が向上したと言える。

4. 施工

今回の耐震補強工事は昭和59年7月初旬に着手され、外構と内部塗装工事の一部を残して9月末に完工した。実質的な工期は80日で、工事工程の概要は表-3に示すとおりである。

この建物の補強工事は、35箇所の鉄骨プレースと鉄板壁の新設や、16箇所のRC後打壁の増設工事であるが、補強に関係しない外壁の再塗装などのリフレッシュ工事も多くの部分で実施した。補強鉄骨は既存建物の実測寸法に基づき工場で製作し、一体として現地に搬入した後、15t用クレーン車により建物外部から取付けた。鉄骨プレース、鉄板壁の重量は約2.0t、1.5tである。一般に鉄骨要素で補強する場合、既存部に設置する樹脂アンカーの施工誤差の処置が困難であるが、この工事では枠つき工法(図-3)を用いることにより、スムーズに鉄骨を取付けることができた。なお、鉄骨枠周辺の接合部にはセックエース添加の無収縮モルタル(フロー値20~30秒)を圧入した。施工状況を写真-1、2に示す。

5. 常時微動測定

補強効果を剛性向上の観点から検討するため、微動

表-2 動解析モデルの諸定数

モデル	階	重量(t)	初期剛性(t/cm)	ひび割れ耐力(t)	降伏耐力(t)	降伏変形(cm)
補強前	4	1099.	2177.	130.	495.	0.59
	3	1298.	2398.	340.	880.	1.09
	2	1191.	2601.	540.	1140.	1.48
	1	1178.	3229.	620.	1340.	1.44
補強後	4	1097.	3263.	340.	1490.	1.37
	3	1304.	4416.	580.	2700.	1.55
	2	1216.	5336.	1020.	3490.	1.57
	1	1253.	7472.	1390.	4040.	1.59

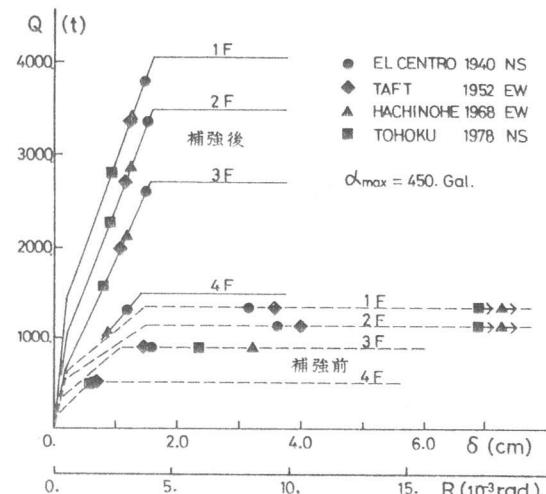


図-9 地震応答解析結果

表-3 工事工程

月日 工事	7月		8月		9月	
	10	20	10	20	10	20
仮設・養生						
解体						
鉄骨補強			施工図		アンカー モルタル圧入	
RC補強					製作 取付	
外部仕上						
内部仕上						

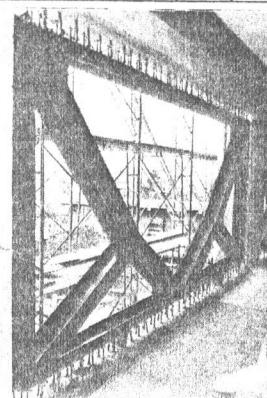


写真-1 鉄骨プレース

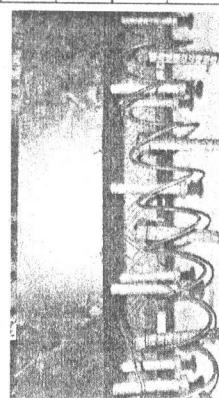


写真-2 接合部

測定で観察した建物の固有振動数の変化に注目してみる。表-4に補強前、腰壁除去時、補強後の測定値をまとめた。この結果から得られる補強後の剛性はX方向で1.4～1.7倍、Y方向で1.1倍となる。なお、X方向の振動数は解析値に対して、補強前で1.8倍、補強後で1.5～1.6倍の実測値となっている。

6. 鉄骨補強とRC補強の比較

今回の鉄骨補強に先立ってRC増設壁による補強案を検討したが、補強による建物機能の低下や重量増加を懸念して見送りになった。本項ではこのRC補強案との比較などにより、鉄骨補強の特色を探ってみる。

耐力：図-10にRC増設壁で補強した1スパン架構の壁厚とせん断耐力の関係を示し、鉄骨補強架構の耐力と比較する。増設壁では後打ちによる耐力低減率(ϕ_1)と開口低減率(ϕ_2)を考慮すると、今回のプレース(H-200)と鉄板壁(6mm)に等価な耐力を得るために、38, 32cmもの壁厚が必要になる。

補強箇所数：鉄骨補強の対象となったX方向について、壁等を増設した構面数を両案で比較して表-5に示す。RC補強案は鉄骨補強案の1.8倍の箇所での補強を必要とし、補強が広範囲にわたっている。

増加重量：補強に伴う建物重量の増加率は表-6に示すとおり、RC補強案では1.07%に達するが、鉄骨補強案では2.2%にとどまっている。

コスト：本工事の施工実績に基づき、保有水平耐力を1.0t向上させるに必要な工事費を図-11で検討してみた。鉄骨補強法は鉄骨本体のコスト比が大きく、補強に直接的な工事費はRC補強の1.3～1.5倍となり、全工事費に対して1割程度の割高となる。ただし基礎補強が必要な建物では割安となる可能性がある。

7.まとめ

最近の研究成果を基に既存RC造建物を鉄骨要素で補強することにより、建物機能への影響と重量の増大を最小限にとどめながら、効果的に耐震性能を向上させることができた。この工法は直接的な工事費が既往の補強法を上回るもの、得られる性能を総合的に判断すれば、優れた耐震補強工法であると言える。

なお、本補強計画は(財)日本建築防災協会から委託され、計画を進めるにあたり東大青山教授、芝工大山本助教授の御指導を賜り、施工では静岡県都市住宅部建築課の監理を得たことを記し、謝意を表します。

文献 1) 日本特殊建築安全センター(現 日本建築防災協会)「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」1977年

2) 清田、山本、青山「既存鉄筋コンクリート造建築物の鉄骨枠つき補強法に関する実験的研究(その1～その3)」昭58年建築学会大会号

3) 滝野他「DEMOS-Eにおける新耐震設計用プログラム」第4回電算機利用シンポジウム 1982年

4) 日本建築学会「耐震設計における保有耐力と変形性能」 1981年 P.90

5) 相沢他「擬似立体塑性解析プログラムの開発」第6回電算機利用シンポジウム 1984年

6) 菅野他「鉄骨プレースと鉄骨バネルによる既存RC造建物の耐震補強(その1～その4)」昭59年建築学会大会号

表-4 常時微動測定による建物振動数(Hz)

測定時期		補強前	解体時	補強後
実測値	X方向	4.6	3.7	6.0(西側) 5.4(東側)
	Y方向	4.6	4.1	4.8
解析値(X方向)		2.6	—	3.8

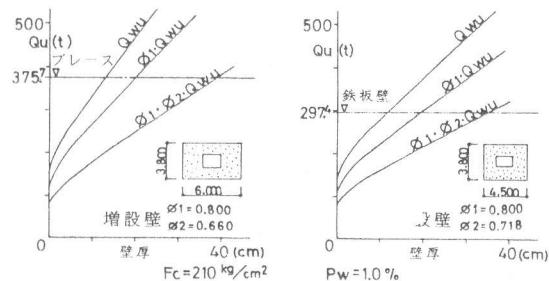


図-10 鉄骨補強架構と増設壁の耐力の比較

表-5 補強構面数

階	鉄骨 補強	RC 補強	RC/ 鉄骨
4	4	8	2.00
3	10	22	2.20
2	13	22	1.69
1	17	25	1.47
全階	44	77	1.75

表-6 重量増加率

階	鉄骨 補強 (%)	RC 補強 (%)	RC/ 鉄骨
4	-0.2	3.1	—
3	0.4	5.7	14.3
2	2.1	14.1	6.7
1	6.4	19.7	3.1
全階	2.2	10.7	4.9

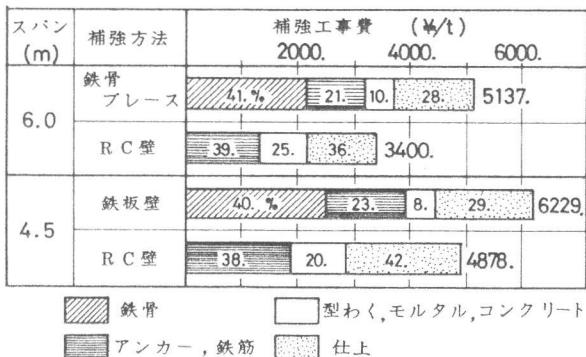


図-11 1tの耐力向上に必要な補強工事費