

火害損傷ビルの補強効果

建設省 建築研究所 久 田 俊 彦
同 中 川 恭 次
日 本 住 宅 公 団 竹之内 清 次

火害損傷ビルにおける補強の効果に関して実際の建物（名古屋市，中部電力株式会社，松ヶ枝町分室建物）で或る程度の確認試験を実施したのでこの結果を報告する。

§1 建物概要と損傷状況

建物は5階建（地下1階，地上4階）で延坪約1600坪のFig. -1に示す如き平面の鉄筋コンクリート造である。罹災は昭和20年3月18日で第1回の調査は昭和27年に全般的調査（被害状況，化学試験，荷重試験，振動試験等）を行い，その結果立案された補強計画に依って補強工事を施工し，補強実施後の調査（振動試験，荷重試験）は昭和28年5月に行った。

罹災当時は1階，2階は倉庫（電気工事関係）上階は事務室に使用していた。従って火災による損傷も全般的に可燃物の多かった倉庫部分が甚しく，上階の事務室部分は比較的軽度である。外観的損傷の程度をa，b，c（aより次第に被害が大となる）の順に大別して見るとFig. -1に記入の如くである。即ち1,2階の損傷状況は柱，梁，床版とも全般にコンクリートが変色し剥落して鉄筋が露出している部分が多かった。上階はコンクリートの変色は僅かで小亀裂が散見される程度の部分が多いが，梁の隅角部や下端面コンクリートが剥落しているものが多かった。

§2 補強概要

この建物はFig. -1に見る如く内部は殆んど壁がなく火害損傷の程度及び使用上の点を考慮して図示の如き位置にFig. -2示す様な補強壁を設けた。火害の甚しいFig. -1に示された柱，梁（主に1,2階）は損傷コンクリートをハツリFig. -2の如く断面を割増してコンクリートを打って補強し，床版，小梁についても火害大なる部分はコンクリー

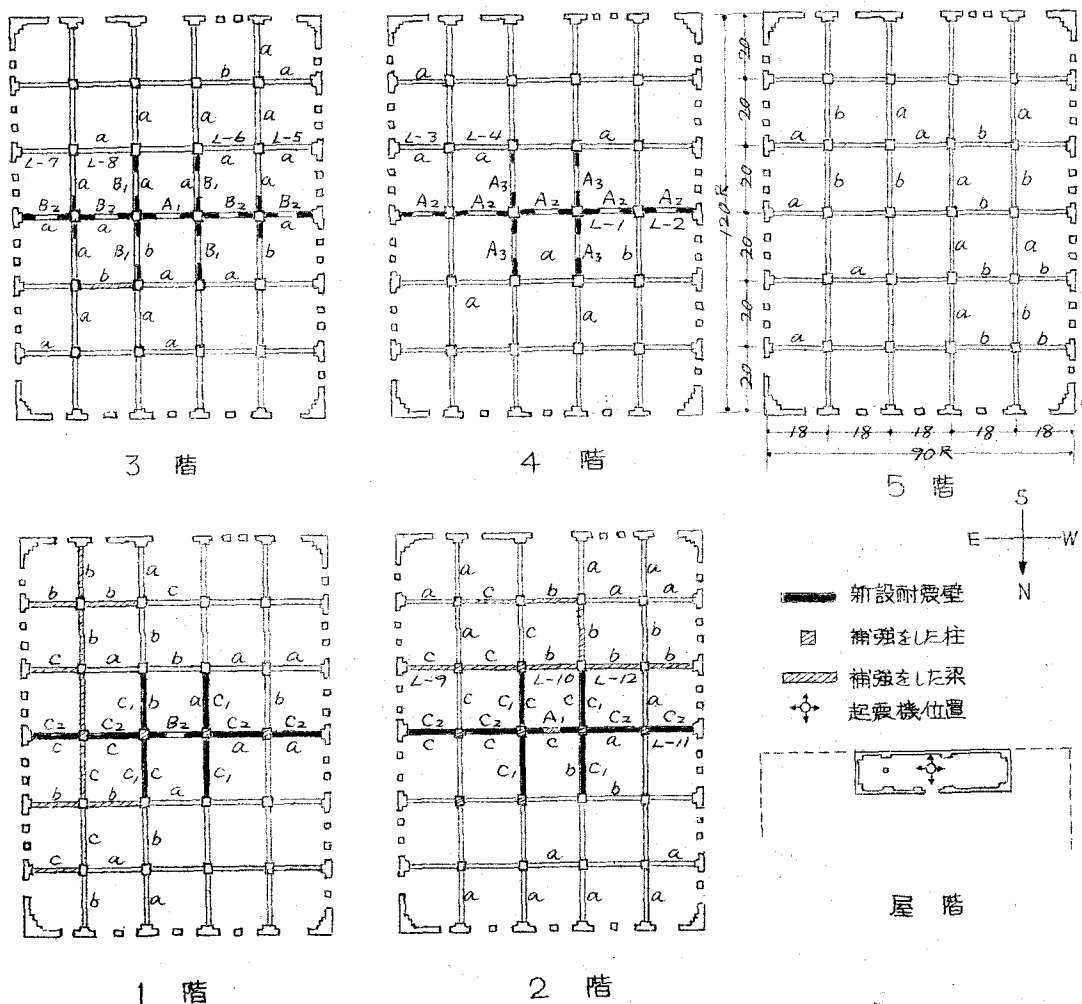


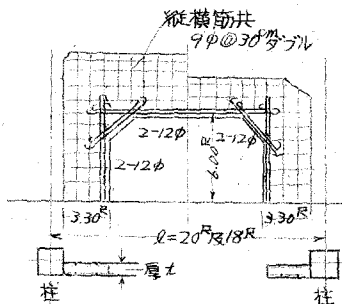
Fig-1 建物平面

ト打直しを行った。上階は火害程度が軽いので柱、床版はそのまゝとし、大梁下端剝落コンクリート部分を鉄筋保護の意味もあって、モルタルガン吹付を以て原形断面程度に補修した。

§3 床梁の荷重試験

荷重試験の方法はオイルジャッキを使用して中央集中加力で0～9 t迄の繰返し漸増加力を行って、その下階でダイヤルゲージで中央部の撓みを測定した(試験梁の位置は

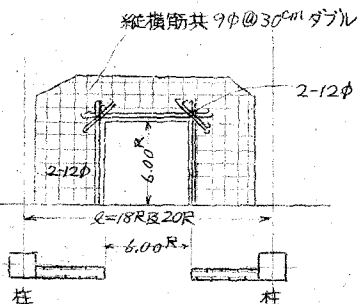
A型 アーチ



A型の種類

	A ₁	A ₂	A ₃
ℓ	550 ^{cm}	550 ^{cm}	600 ^{cm}
t	25	20	20

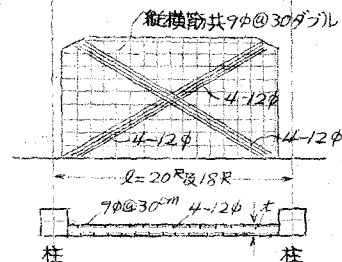
B型 有開口耐震壁



B型の種類

	B ₁	B ₂
ℓ	600 ^{cm}	550 ^{cm}
t	25	25

C型 耐震壁



C型の種類

	C ₁	C ₂
ℓ	600 ^{cm}	550 ^{cm}
t	25	25

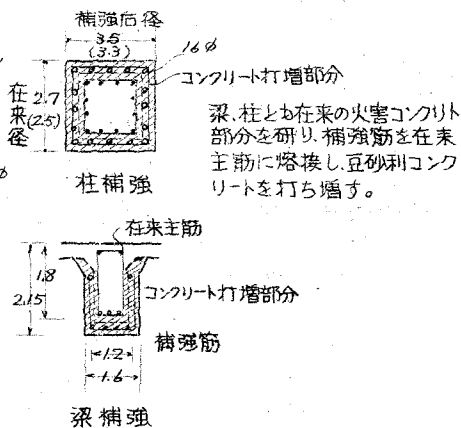


Fig-2

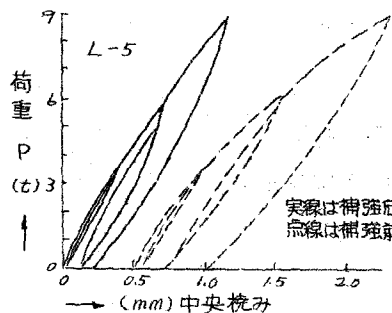


Fig-3 荷重撓み曲線

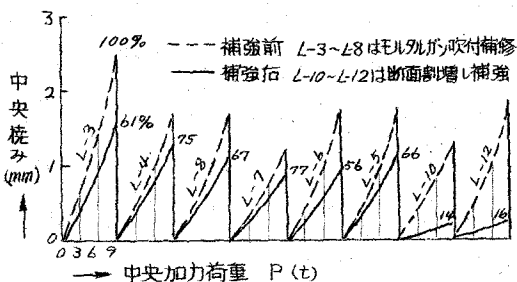


Fig-4

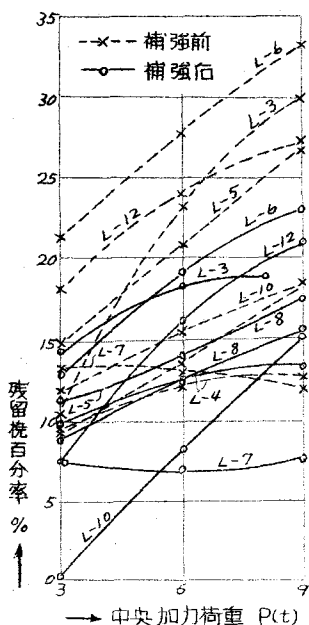


Fig-5

§4 振動性状

1 実験方法

建物の補強前及び補強後の各状態について振動試験を行い構造の補強が振動性状に如何なる影響を及ぼすかを調査した。

起振機及び測定器 起振機は建研2軸4輪電動式を補強の前後に使用し更に補強後には震研2軸3輪手廻し式を併用した。その偏心モーメントは前者は補強前に514kg・cm, 補強後に503kg・cm で用い, 後者は1275kg・cm で使用した。測定計器は倍率250 倍程度, 振子固有周期1.0秒の微動計2台である。

実験経過 起振機は建物のS側屋上ベントハウス (Fig. -1 参照) にNS (桁行) 方向又はEW (梁間) 方向に据え付け, 建物南側或いは北側に於て各階の振動を測定すると共に4階各部の測定をして平面的な振動型をも併せて観測した。

2 実験結果

補強前後の代表的共振曲線をFig. -6 に示す。

即ちEW方向についていえば補強前は剪断 (Translation) と捩れの2つの山

Fig. -1 参照)。その荷重撓み曲線の一例を示せば Fig. -3 の如し。

この様に行った同一梁の補強前, 後の試験結果を示せば Fig. -4 の如くで, L-3~L-8の梁下端面をモルタルガン吹付で補修した程度のもに於てはその撓みは荷重9tの時補強前の平均67%位に減少し, 従って曲げ剛性としては1.5倍に増強されている。L-10, L-12は2階天井梁でこの梁は火害が甚しく断面も Fig. -5 に示す如く増大して補強されているので, 撓みは15%位に減少し, 曲げ剛性は6.6倍位に増した。Fig. -5 は繰返し荷重点 (3, 6, 9 t) に於ける各梁の全撓みに対する残留撓み百分率を示したものであるが, これに依っても補強後は補強前に比較して残留撓みの割合は減少し弾性的性質を増加して居る。

が見られてその平面的振動型もその性状を示したが補強後には剪断振動の周期が短くなり、振れ共振の山の中に含まれるような形になっている。NS方向については補強後は振れやEW方向の振動が入って少々変わった形になった。

3 考 察

全般について 補強前後の固有周期の変化はTable-1の通りであってEW方向で約70%NS方向で約80%に減少した。

又振れ剛性は補強耐震壁を中央附近に集中したため差異がない。

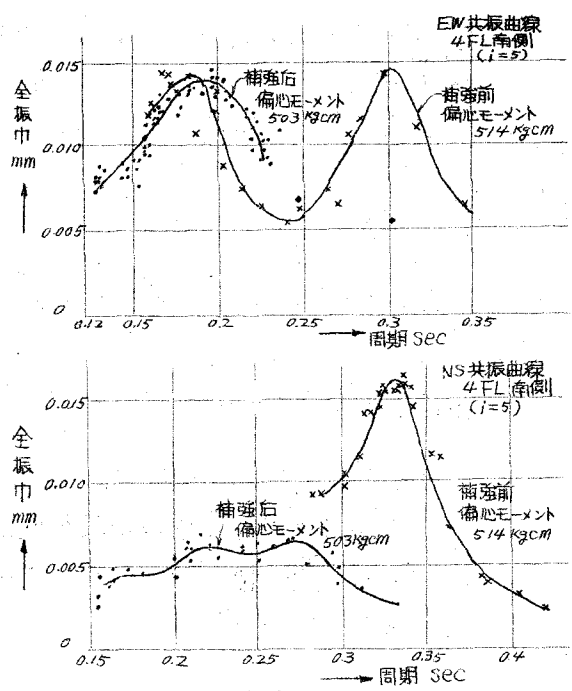


Fig-6

Table-1

種 類	方 向	補強前周期 T sec	補強後周期 T' sec
剪断振動	EW (梁間)	0.305	0.22
	NS (桁行)	0.330	0.275
振れ振動	—	0.192	0.192

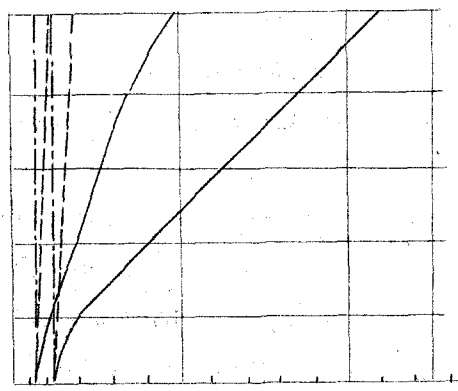


Fig-7

各階の剪断剛性について NS方向の補強前後の垂直振動型を偏心モーメント514kg・cmに統一換算して比較すればFig. -7のようになる。之について重量が各階床位置に集中していると見なして第2次振動以下の影響を無視し剪断力、モーメントを算出し、之等を用いて各階の剪断剛性を算出すればTable-2のようになる。但し上

下動の測定を行わなかったのでロッキングによる廻転角は地盤係数 p_v を仮定して算出した。Table-2 に於ける各記号及びそれらの関係は次の通りである。(但し補強後のものについてはすべてダッシュを附す)。尚補強の前後に於ける剛性の変化も算出併示した。

W_i = 各階重量

$\ddot{y}_i$ = 各階加速度

$$Q = \text{基礎面に於ける剪断力} = \sum_{i=1}^6 \frac{W_i}{g} \ddot{y}_i$$

$$M = \text{基礎面に対するモーメント} = \sum_{i=2}^6 \frac{W_i}{g} \ddot{y}_i h_i$$

$$\theta = \text{ロッキング廻転角} = M/p_v J_e$$

$$p_v = \text{地盤係数 (垂直方向)} = 4 \text{ kg/cm}^3 \text{ (砂交り粘土)}$$

$$J_e = \text{基礎面の中心軸に対する断面 2 次モーメント}$$

$$k_i = \text{各階の剪断剛性}$$

$$k_1 = \frac{\sum_{i=1}^6 M_i \ddot{y}_i}{\ddot{y}_1} \dots \dots \text{地盤の剛性 (水平方向)}$$

$$k_r = \frac{\sum_{i=r}^6 M_i \ddot{y}_i}{(y_r - y_{r-1} - h_r \theta)} \dots \text{各階の剛性,}$$

$$h_i = r \text{ 階の階高}$$

Table 2 から地盤及び最上6階の剛性が殆ど変らないことは当然であるが2~5階の剛性が30~80%増大していることが判る。又 k_i の増加値 ($k'_i - k_i$) は Fig. 1 に示した補強方法に大体比例しているようである。 $i = 2, 3$ 階では耐震壁の効果にラーメン部の損傷補強の効果が合成されているが $i = 4, 5$ 階では大体耐震壁の効果とみてよいであろう。 k_i の欄の () 内は k_0 を1としたときの下階の剛性比であり、之等の間の関係は補修前の場合について柱の剪断力分担係数の算出式 (略算) を用いて内部ラーメンについて算出した関係と大略一致する。

尚この建物の減衰常数については補強前の剪断振動共振時の振幅と起振力の関係を用いて、解析的に求めればNS方向で約0.06であり、共振曲線の形状から求めたものはNS 0.06, EW 0.10であった。すなわち減衰常数0.06及び剛性をTable-2 の値を使えばこの建物の剪断振動は質点系理論でよく説明し得る。補強後についてはその共振曲線に振れが混入しているため減衰を check 出来ないで解析計算も省略した。

4 結 び

かなりの火害損傷をうけた5階建ビルの部材を補修補強し、耐震壁を設置した実施例について振動試験を行った結果次の性質が得られた。

- 1) 特に振動に対する固有周期は補強後に於て補強前の70～80%に減少した。
- 2) 桁行方向の剪断剛性は各階に於て30～80%程度の増加を示したようである。梁間方向については換れ振動との分離が困難なため明確でないが周期から考察しても同程度以上の増加が考えられる。
- 3) 換れ振動の周期は差異を示さなかったが之は耐震壁の位置によるものと思われる。

以上の結果は今後の焼ビルの補修の参考となると共に耐震壁の効果の1資料となるであろう。

謝辞：本実験は中部電力株式会社建築課の依頼並に好意ある申出によって行われたものであり、多大の協力を惜しまれなかった同社水野建築課長，中村副長，浅井技師その他の方々に厚く御礼申上げると共にあっせんの労をとられた愛知県水野建築課長に対しても謝意を表する次第である。

Table-2

階	補 強 前					補 強 後					剛性の変化			
i	W_i ton	y_i cm sec ²	Q kg	M kg-m	θ rad 10^{-7} kg/cm	W_i' ton	y_i' cm sec ²	Q' kg	M' kg-m	θ' rad 10^{-7} kg/cm	k_i' kg/cm	$k_i' - k_i$ 10^{-7} kg/cm		
1 (地)	2435	0.0435	1337	14990	0.36	112 (6.65)	2499	0.0364	884	9570	0.23	126 (6.74)	1.12	0.12
2 (1)	1155	0.0725				195 (9.9)	1175	0.0572				251 (13.4)	1.29	0.56
3 (2)	1076	0.149				0564 (2.86)	1131	0.099				102 (5.45)	1.81	0.46
4 (3)	1031	0.229				0471 (2.39)	1107	0.140				0861 (4.6)	1.83	0.39
5 (4)	929	0.308				0356 (1.81)	953	0.182				0501 (2.63)	1.41	0.145
6 (屋)	1113	0.396				0197 (1)	1113	0.250				0187 (1)	0.95	0.01

