

2. 3. 6 連層鉄骨ブレースで補強されたRC骨組の力学特性と地震応答

(1) 研究の目的

兵庫県南部地震（1995年）によって多くの鉄筋コンクリート（RC）建物に重大な被害が生じたことを教訓として、耐震性能の劣った既存建物を補強することの重要性が再認識され、耐震診断および耐震補強が積極的に推進されている。既存のRC建物を耐震補強する工法として、鉄骨ブレースを躯体にはめ込んで一体化する方法が多く用いられる。この工法の特徴として、増設部材の重量を軽減できる、RC増設壁ほどの剛性はないため補強部材の増設による剛性の偏在を防止できる、採光や通気を確保できる、などが挙げられる。複数階に渡って鉄骨ブレースを増設する際には、上下で連なった位置に設置する（以降、連層ブレースと呼ぶ）のが力学的に明快である。このような連層鉄骨ブレースの破壊モードとして、鉄骨ブレースとRC既存躯体とのあいだの間接接合部の破壊を除くと、

- a) ブレース斜材の引張り降伏および圧縮座屈
- b) ブレースに隣接するRC柱の主筋すべてがブレース脚部断面で引張り降伏する全体曲げ破壊
- c) 境界梁などの破壊によって生じる基礎の浮き上がり回転

の三つが考えられる。このうち後者二つの全体曲げ降伏と基礎の浮き上がり回転との破壊性状については概念的に理解され、耐力を算定する方法も概略示されている。変形性能としては、両者ともかなり靱性能に富んだ挙動を示すものと想定して、補強建物の耐震診断が実施される。しかし鉄骨ブレースを連層で設置したときの破壊性状や力学特性を実験によって検証した研究はほとんど行なわれておらず（例えば1））、特に応力と変形性能との関係について定量的に検討した例は全くない。

そこで本研究では、縮小RC平面骨組に鉄骨ブレースを連層に設置した試験体を作製して地震力を模擬した静的正負交番載荷実験を実施することによって、全体曲げ降伏あるいは基礎の浮き上がり回転の破壊モードを対象として破壊に至る過程や力学特性を詳細に調査するとともに、強度および変形性能の定量的評価を行なうことを目的とする。実際の連層鉄骨ブレース補強建物の地震時挙動を把握するため、立体骨組に水平二方向地震動を入力する非線形地震応答解析を実施して、連層鉄骨ブレースの浮き上がり回転を生じる際の立体建物の応答性状を検討した。本研究によって、鉄骨ブレースを連層で設置して補強を施した既存RC建物の耐震性能をさらに精度よく評価することが可能となる。

(2) 縮小骨組の静的載荷実験

(a) 試験体

試験体の配筋詳細および柱・梁断面を図-2.3.6.1に示す。試験体は縮尺1/4程度の2層3スパンRC平面骨組であり、鉄骨ブレースを中央スパンに連層で配置した。各スパン長さは1000 mm、階高は800 mmとした。RC柱・梁部材は梁降伏が先行し、せん断破壊を防止するように設計された。実験変数は連層鉄骨ブレースを含む部分架構の破壊形式であり、基礎浮き上がり回転破壊の試験体No.1と全体曲げ破壊の試験体No.2の2体を作製した。全体曲げ破壊の試験体No.2では鉄骨ブレース脇の柱（図-2.3.6.1の柱2および柱3、以降は側柱と呼ぶ）の主筋量を6-D10に減らしたが、独立柱（柱1および柱4）・梁・基礎梁の配筋、使用材料は同じである。使用した鉄筋、鋼材およびコンクリートの材料特性を表-2.3.6.1に示す。

鉄骨ブレースの断面は厚さ6 mmの鋼板を溶接によって組み立てたH形（H-60×60×6×6）とした。鉄骨ブレースとRC躯体の接合には間接接合部は設けず、アンカー筋を溶接した鉄骨ブレースを型枠に組み込んで、コンクリートを打設し一体とした。アンカー筋は接合部破壊の終局耐力が他の耐力に比べて高くなるよう、耐震改修設計指針[2]に基づいてD10@60シングルを配置した。コンクリート打設は試験体を寝かせた状態で実施した。

(b) 加力方法

加力装置を図-2.3.6.2に示す。独立柱（図-2.3.6.1の柱1および柱4）に40kNづつ、側柱に80kNづつの一定圧縮軸力を導入後、中央スパンの頂部に取り付けた十字型鉄骨治具を介して二台のジャッキ

表-2.3.6.1 材料特性

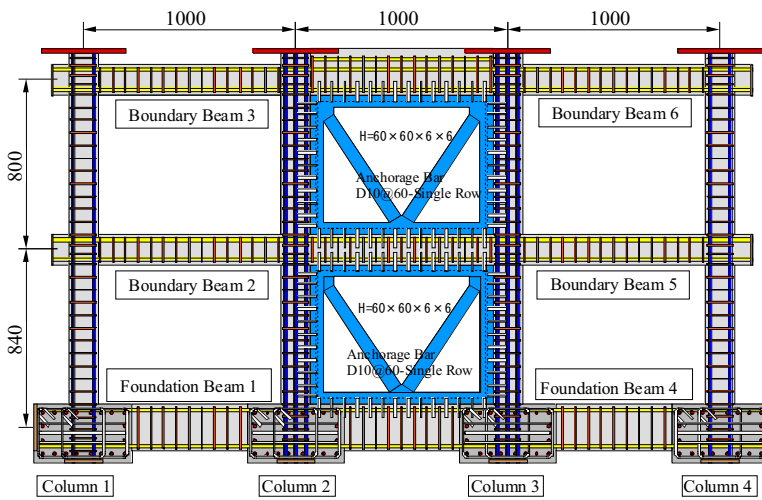
(a) Steel

	Bar size	Yield strength MPa	Young's modulus GPa	Yield strain %
Longitudinal bar in edge column	*D13	336.1	180	0.187
	**D10	367.8	185	0.199
Longitudinal bar in bare column	D13	429.1	179	0.239
Beam longitudinal bar	D13	345.6	184	0.188
Anchorage bar	D10	383.2	188	0.204
Shear reinforcing bar	R6	588.7	207	0.284
Steel brace	flat bar	435.3	208	0.209

* : Specimen No.1 , ** : Specimen No.2

(b) Concrete

Specimen	Compressive strength MPa	Strain at compressive strength %	Secant modulus GPa	Tensile strength MPa
No.1	28.9	0.195	30.5	1.97
No.2	30.3	0.216	28.0	2.43



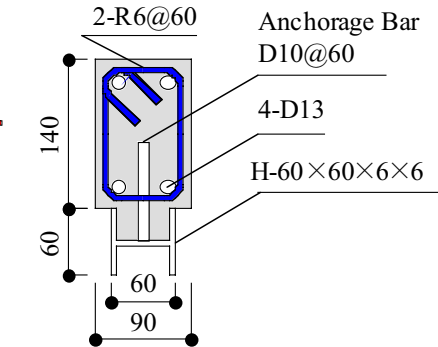
(a) 立面図

	Boundary Beam(2,3,5,6)	Foundation Beam(1,4)
Section		
	Pt=2.38% / pw=1.05%	Pt=1.42% / pw=1.05%

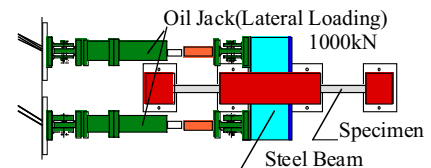
	Column 1 and 4 (common)	Column 2 and 3 (Specimen No.1)	Column 2 and 3 (Specimen No.2)
Section			
	Pt=1.29% / pw=0.67%	Pt=1.29% / pw=0.67%	Pt=0.73% / pw=0.67%

(b) 断面リスト

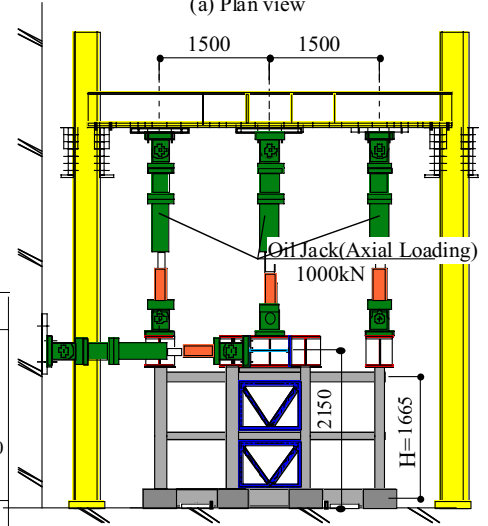
図-2.3.6.1 試験体の配筋詳細と断面リスト



(c) 鉄骨ブレースと境界梁との取り合い



(a) Plan view



(b) Elevation view

図-2.3.6.2 加力装置

による水平力を正負交番繰り返し載荷した。基礎浮き上がり回転破壊の試験体No.1では鉄骨ブレース下部のRCスタブを反力床とは緊結せず、反力床上に固定した鋼材と当該スタブとの間に鋼棒を設置して水平反力だけをとった。これに対して全体曲げ破壊の試験体No.2では、鉄骨ブレース下部のRCスタブをPC鋼棒で反力床に固定した。独立柱下部のRCスタブは両試験体とも完全に固定して加力を

行った。この加力方法については加藤らの実験研究[3]を参考にした。

実験は水平方向の変位制御で行い、頂部変形角（基礎梁に対する最上層梁の水平変位を、基礎梁芯から最上階の梁芯までの高さ $H=1665\text{mm}$ で除したものを）を0.25%、0.5%、1%、2%および4%と漸増させながら1回あるいは2回の繰り返し载荷を行った。

実験では水平力および柱軸力をロード・セルによって、加力点および各階梁芯での水平変位、柱・梁ヒンジ領域の局部伸縮、RCスタブの浮き上がり変位などを変位計によって、柱・梁主筋のひずみ、鉄骨ブレースの縦枠および斜材のひずみ、1層ブレース脚部のアンカー筋のひずみなどをひずみゲージによってそれぞれ測定した。

(3) 実験結果およびその検討

(a) 破壊経過と履歴特性

大変形時の破壊状況を図-2.3.6.3に示す。水平力と頂部変形角との履歴特性を図-2.3.6.4に示す。水平力は軸力による $P-\Delta$ 効果を考慮して補正した。

試験体No.1では頂部変形角0.2%のときに連層鉄骨ブレース下の基礎浮き上がりが発生した。頂部変形角1.4%で境界梁端部および1層独立柱脚部の降伏による崩壊形を形成した。頂部変形角1.0%で最大水平耐力215kNに達したのち、ヒンジ領域のコンクリートの圧壊とともに水平耐力が徐々に低下した。6サイクル（頂部変形角2%）以降は基礎浮き上がり、ヒンジ領域のコンクリート圧壊および基礎梁のせん断破壊によって剛性・耐力ともに明瞭に低下した。履歴ループは紡錘形状を描いた。

試験体No.2では頂部変形角0.3%のときに鉄骨ブレース脇の側柱の全主筋が引張り降伏した。頂部変形角1.0%で全体崩壊形を形成して最大水平耐力270kNに達した。このとき1層鉄骨ブレース脚部のH鋼横枠と基礎梁とのあいだにアンカー筋の抜け出しにともなう水平ひび割れが発生した。このあと1層側柱脚部のコンクリート圧壊と主筋の破断（8サイクルの頂部変形角2%時）によって水平耐力が急激に低下した。7サイクル（頂部変形角2%）で側柱主筋の座屈が目視され、引張りと圧縮を繰り返すことによって最終的には全ての側柱主筋が破断した。履歴ループは頂部変形角2%の範囲では安定した紡錘形を呈した。

(b) 鉄骨縦枠とRC側柱に作用する軸力

1層の鉄骨縦枠および鉄骨ブレース脇のRC側柱に作用する引張り軸力を図-2.3.6.5に示す。RC側柱に生じる引張り軸力は第1象限に包絡線で示した。各軸力は1層中間高さの鉄骨フランジあるいは柱主筋に貼付したひずみゲージの出力より計算した。両試験体とも鉄骨縦枠は降伏しなかった。全体曲げ破壊した試験体No.2の鉄骨縦枠の引張り軸力はRC側柱の主筋が全て降伏した後も増大して、1層脚部のアンカー筋の降伏によって最大軸力に達した。頂部変形角1%における鉄骨縦枠の最大軸力はRC側柱の負担軸力の75%であった。そのため、連層鉄骨ブレース1層脚部での全体曲げ耐力に対する鉄骨縦枠の寄与をRC側柱主筋の引張り力による寄与とともに考慮することが重要である。

(c) 保有水平耐力

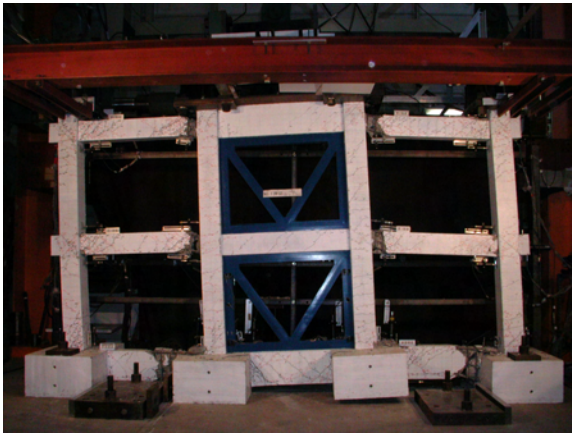
実験で得られた最大水平耐力 Q_{max} および式(1)による計算値 Q_{cal} （図-2.3.6.6参照）を表-2.3.6.2に比較する。

$$Q_{cal} = Q_{c1} + Q_{c4} + Q_{Bf} \quad (1)$$

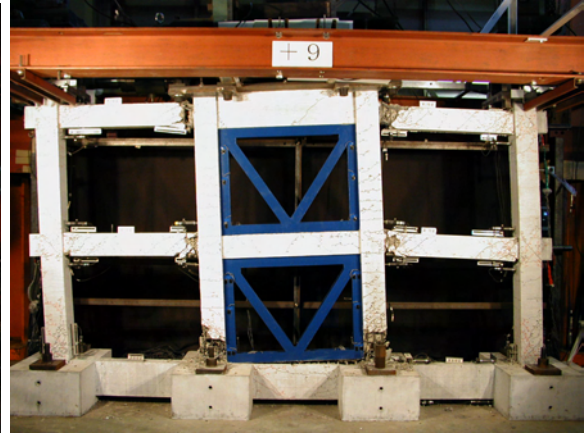
ここで、 Q_{c1} および Q_{c4} : RC独立柱の終局強度で、各々のせん断強度が曲げ強度よりも大きかったので式(2)によって求めた。

$$Q_{c1}, Q_{c4} = \frac{2M_{cu}}{h} \quad (2)$$

ここで、 h : RC独立柱の内法階高、および M_{cu} : 柱危険断面における終局曲げ強度で式(3)による。

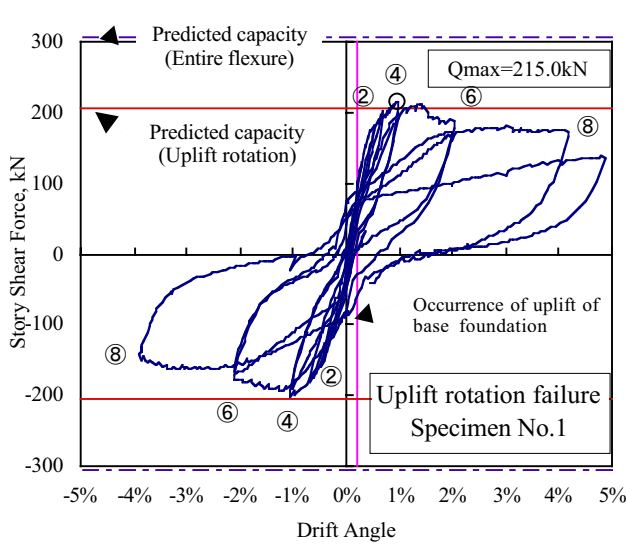


(a) 試験体 No.1 (浮き上がり回転破壊)

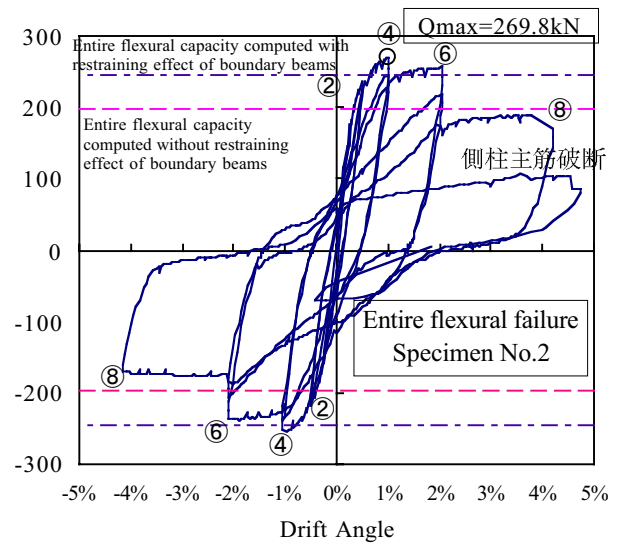


(b) 試験体 No.2 (全体曲げ破壊)

図-2.3.6.3 試験体の破壊状況

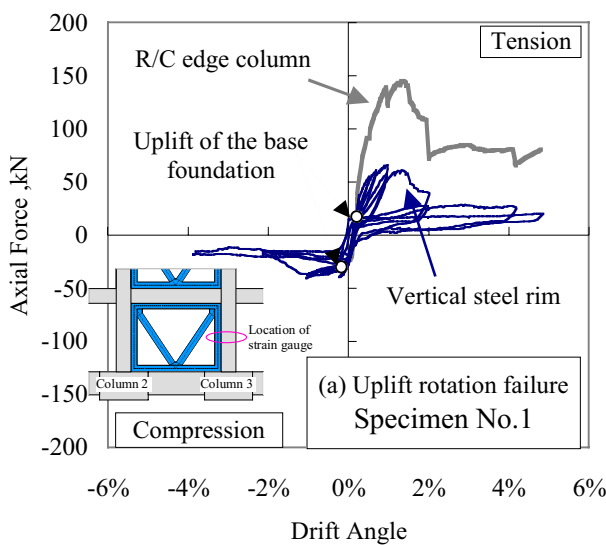


(a) 試験体 No.1 (浮き上がり回転破壊)

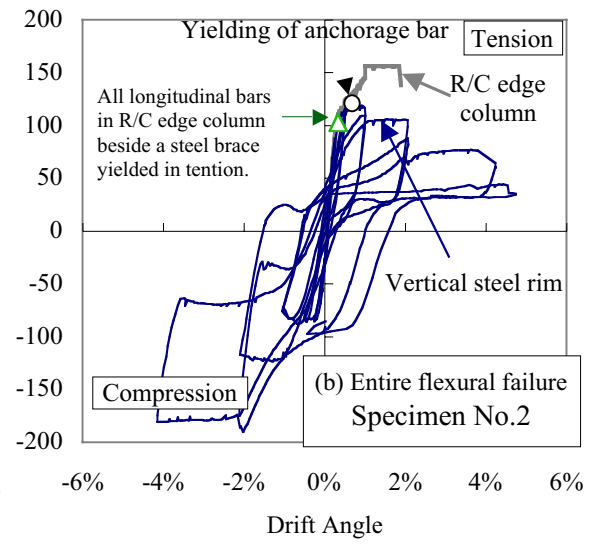


(b) 試験体 No.2 (全体曲げ破壊)

図-2.3.6.4 繰り返し履歴特性



Drift Angle



Drift Angle

図-2.3.6.5 鉄骨縦枠とRC側柱に作用する軸力

表-2.3.6.2 最大水平耐力の実験値と計算値

Specimen	Measured Strength (kN)	Computed Strength (kN)			Ratio of computed to measured strength	
		Yielding of diagonal chord in brace	Type 3[*] failure	Type 3[**] failure		
No.1	215.0	490.1	256.9	305.1	205.1	0.95
No.2	269.8	468.3	198.0	246.2	—	[*] 0.73 [**] 0.91

[*], [**]: Computed lateral strength of Type 3 failure without or with consideration of restraining effect by boundary beams respectively

$$M_{cu} = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N_{col} \cdot D \left(1 - \frac{N_{col}}{bD \cdot \sigma_B} \right) \quad (3)$$

ここで、 a_t 、 σ_y : 引張り主筋の断面積および降伏強度、 D : 柱全せい、 N_{col} : 柱軸力、 b : 柱幅および σ_B : コンクリート圧縮強度、である。

Q_{Bf} : 連層鉄骨ブレスを含むRC部分架構の水平耐力で、図-2.3.6.7に示すような破壊モードごとに式(4)によって計算できる。

浮き上がり回転破壊の場合:

$$Q_{Bf} = \frac{0.5N_{br} \cdot l_w + \sum_i M_{Bi}}{H} \quad (4.a)$$

全体曲げ破壊の場合:

$$Q_{Bf} = \frac{a_g \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5N_{br} \cdot l_w + \sum_i M_{Bi}}{H} \quad (4.b)$$

ここで、 a_g 、 σ_y : 鉄骨ブレス脇のRC側柱主筋の全断面積および降伏強度、 N_{br} : 鉄骨ブレス中央に作用する圧縮軸力、 l_w : 鉄骨ブレス脇の両側柱の中心間距離、 $\sum_i M_{Bi}$: 連層ブレスに接続する境界梁の降伏曲げモーメントの総和で、引張りを受けるRC側柱に貫入する境界梁のせん断力による抑え込みモーメントを含む、および H : 基礎梁および最上階梁の中心間距離 (1665 mm) である。なお式(4)では、連層鉄骨ブレスを含むRC部分架構の頂部に水平力が集中するものと仮定した。

基礎の浮き上がり回転破壊を生じた試験体No.1の最大水平耐力は、浮き上がり回転に対する境界梁および基礎梁の拘束効果を考慮することによって精度よく評価できた。

全体曲げ破壊した試験体No.2については、境界梁による抑え込み効果を見捨てたとき (式(4.b)右辺

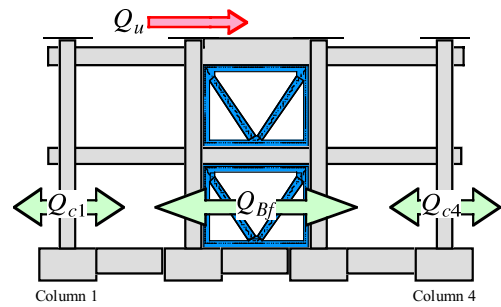


図-2.3.6.6 鉄骨ブレスとRC柱の負担水平力

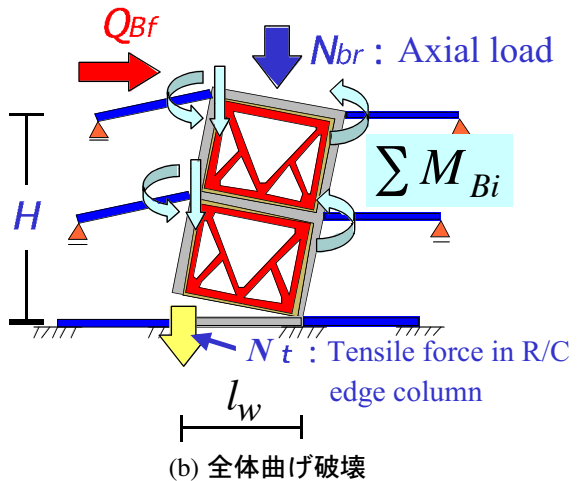
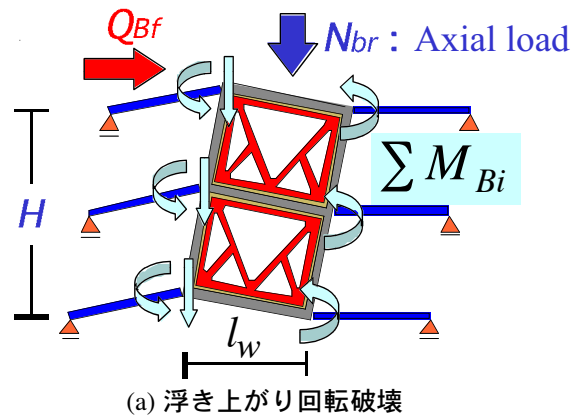


図-2.3.6.7 連層鉄骨ブレスを含む単位架構の水平抵抗機構

から $\sum_i M_{Bi}$ の項を除いたもの)の水平強度計算値は198.0 kNとなり、RC側柱の全主筋が引張り降伏したときの水平耐力実験値とほぼ等しかった。実験ではその後も水平耐力が増大し続け、境界梁端部にヒンジが発生して最大耐力に到達した。そこで連層鉄骨ブレース1層脚部での全体曲げ降伏時の水平耐力を式(4.b)によって算定したところ実験値の91%となり、実験結果を過小評価した。このことから全体曲げ破壊時の水平耐力を算定する際には、1層脚部の鉄骨横枠と基礎梁とを接合するアンカー筋(鉄骨縦枠直近のものに限る)の引き抜き耐力の範囲内で、鉄骨縦枠による全体曲げ耐力への寄与を評価してよいと考える。

(d) 変形性能の評価

日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」[4]が2001年に改訂された。基礎浮き上がり回転破壊あるいは全体曲げ破壊する連層鉄骨ブレースの変形性能は同基準によって評価できる。変形性能を表す靱性指標 F は塑性率の関数として下式で求める。

$$F = \frac{\sqrt{2R_{mu}/R_y - 1}}{0.75(1 + 0.05R_{mu}/R_y)} \quad (5)$$

ここで、 R_{mu} : RC部材の終局部材角、および R_y : RC部材の降伏部材角で0.67%とする。

境界梁を有する連層鉄骨ブレースの靱性指標 F は式(6)によって計算する。

$$F = wq \cdot wF + \sum (bq \cdot bF) \quad (6)$$

ここで、 wF , bF : 単体の鉄骨ブレースあるいは境界梁の靱性指標で各々式(7)あるいは式(8)によって評価する。 wq , bq : 連層鉄骨ブレースを含む部分架構全体の水平耐力に対する鉄骨ブレース単体あるいは境界梁の寄与を評価するための重み付け係数で、式(9)によって評価する。

浮き上がり回転破壊の場合: $wF = 3.0$ (7.a)

全体曲げ破壊(タイプ3)の場合: $wF = 2.0$ (7.b)

$bQ_{su} / bQ_{mu} \leq 0.9$ の場合: $bF = 1.27$ (8.a)

$bQ_{su} / bQ_{mu} \geq 1.3$ の場合: $bF = 3.5$ (8.b)

$0.9 \leq bQ_{su} / bQ_{mu} \leq 1.3$ の場合: 境界梁の靱性指標 bF は式(8.a)と式(8.b)とを線形補完することによって計算する。ここで、 bQ_{su} , bQ_{mu} : 境界梁の終局せん断強度あるいは終局曲げ強度である。

$$wq = \frac{wM}{wM + \sum bM} \quad (9.a)$$

$$bq = \frac{bM}{wM + \sum bM} \quad (9.b)$$

ここで、 wM : 終局抵抗モーメントに対する鉄骨ブレースの寄与分、および bM : 終局抵抗モーメントに対する境界梁の寄与分である。

以上によって評価した連層鉄骨ブレースの靱性指標 F は試験体No.1では2.96、試験体No.2では2.38であり、式(5)によって終局部材角に直すとそれぞれ2.70%と1.68%であった(表-2.3.6.3参照)。

いっぽう実験による終局部材角は、図-2.3.6.8に示すように水平力と頂部変形角との関係の包絡線において水平耐力が最大耐力の80%に低下したときの変形角と定義して求めた。正負各方向加力時の

終局部材角の平均値は試験体No.1では3.8%、試験体No.2では3.1%であった。このことは靱性指標 F によって予測された通り、基礎浮き上がり回転破壊の変形性能はブレース脚部での全体曲げ破壊のそれよりも優れていたことを表す。また靱性指標 F に基づく終局変形の推定値は両破壊モードとも実験結果を安全側に評価した。全体曲げ破壊した試験体No.2では、繰り返し荷重によって頂部変形角2%以降に水平耐力の急激な低下が生じたことから、実際の地震時の終局部材角は2%程度と判断できる。すなわち、靱性指標 F によって推定された終局部材角1.68%はおおむね妥当と言える。

(e) エネルギー吸収性能

各試験体の等価粘性減衰定数を求めたところ、全体曲げ破壊した試験体No.2の等価粘性減衰定数が全てのサイクルにおいて基礎浮き上がり回転破壊した試験体No.1を上回った。累積エネルギー吸収量を各サイクル毎に図-2.3.6.9に示す。試験体No.2の累積エネルギー吸収量は試験体No.1と比較して頂部変形角1%（水平耐力が最大に達したとき）では2.1倍、実験終了時には1.5倍それぞれ大きくなった。全体曲げ破壊によるエネルギー吸収性能は基礎浮き上がり回転破壊よりも優れていたと判断する。

(4) 地震応答解析

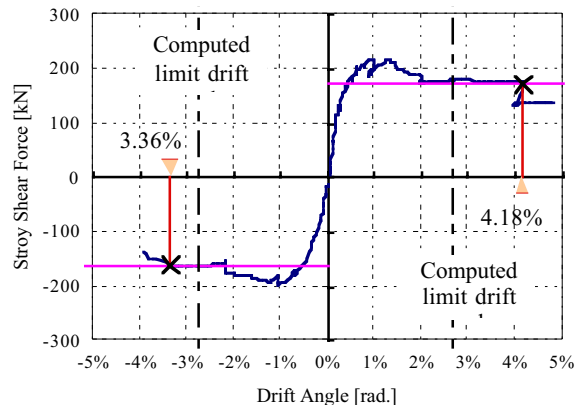
基礎の浮き上がり回転破壊を生じる連層鉄骨ブレースで補強されたRC立体建物の非線形静的漸増荷重解析および地震応答解析を実施した。補強建物の地震応答に対する二方向水平動の影響、連層鉄骨ブレースに貫入する直交梁による抑え込み効果および連層鉄骨ブレース脇のRC側柱に生じる軸力などを検討した。解析には非線形立体骨組解析プログラム「CANNY-E」を用いた。

(a) 解析建物と部材のモデル化

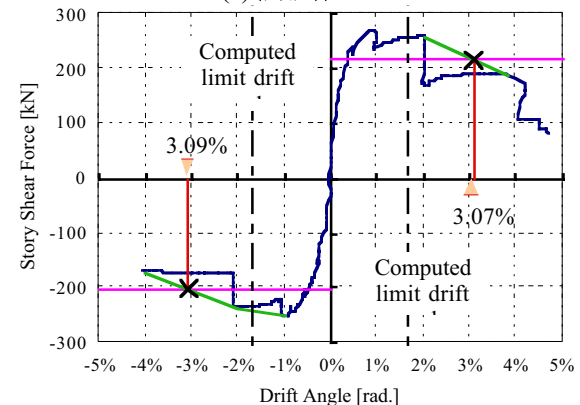
解析建物は図-2.3.6.10に示す3層5スパンのRC立体建物で、典型的な校舎を想定して桁行方向5スパン（スパン長さ4200mm）、張間方向2スパンとした。柱・梁部材は旧規準によって設計された。断面リストを表-2.3.6.4に示す。H-200×200×12×8を用いた連層鉄骨ブレースをスパン中央

表-2.3.6.3 靱性指標と終局変形

	R : Limit Drift Angle	Specimen No.1		Specimen No.2	
		Positive Loading	Negative Loading	Positive Loading	Negative Loading
Test Result	R	4.18%	3.36%	3.07%	3.09%
	R(average)	3.77%		3.08%	
Computed Result	F index	2.96		2.38	
	R	2.70%		1.68%	



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2

図-2.3.6.8 終局限界変形角の実験値と計算値

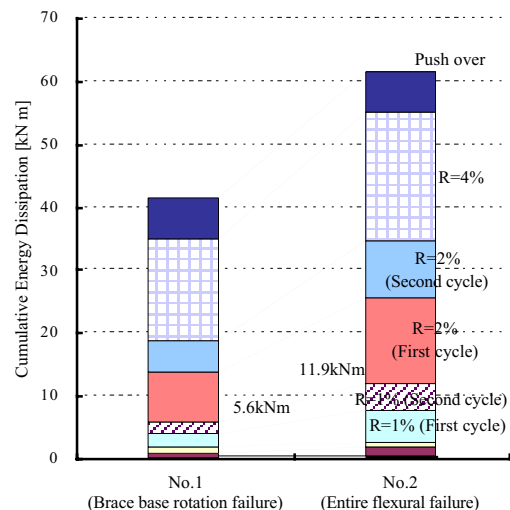


図-2.3.6.9 累積エネルギー吸収量

表-2.3.6.4 解析建物の部材断面リスト

(Unit in mm)

(a) Beam (R : Plain bar)						(b) Column (R : Plain bar)	
Floor level		Ground	Second	Third	Roof	Section dimension	450 x 500
Longitudinal direction	Top	4-R25	5-R22	4-R22	3-R19	Longitudinal bar	14-R25
	Bottom	4-R25	4-R22	3-R22	2-R19	Hoop	2-R9@250
	Section	300 x 1100		300 x 600			
Transverse direction	Top	4-R25	5-R22	4-R22	4-R22	(c)Brace	
	Bottom	4-R25	2-R22	2-R22	2-R22	Section	H-200 x 200
	Section	300 x 1100		300 x 800		Flange thickness	12
						Web thickness	8

一カ所に配置した。

RC部材および鉄骨ブレースのモデル化を図-2.3.6.11に示す。柱の上下端にはMSパネ[5]を配置して水平力の二軸相関およびN-M相互作用を考慮した。梁部材両端には弾塑性回転パネを配置し、繰り返し履歴のルールとして武田モデルを用いた。ブレース材は両端ピンのトラス要素でモデル化した。鉄骨ブレース枠は4つの隅角部においてRC躯体とピンによって接合した。そのため鉄骨ブレース脚部での全体曲げ破壊は再現できない。連層鉄骨ブレースの浮き上がりを再現するために、建物基部に引張り力には抵抗しない地盤パネを設置した。鋼材の降伏強度は235 MPaとし、コンクリートの圧縮強度を21 MPaとした。

静的漸増荷重解析では逆三角形の外力分布を仮定した。浮き上がりに対する直交梁の拘束効果を検討するため、直交梁の有無を変数とした。

立体地震応答解析では、建物の桁行方向のみに地震動を入力した場合と桁行・張間両方向に入力した場合との応答比較を行った。兵庫県南部地震(1995)において神戸海洋気象台(JMA Kobe)で計測された加速度記録の原波を使用し、桁行方向にEW成分、張間方向にNS成分を各々入力した。数値積分にはNewmark-β法を使用した。粘性減衰は瞬間剛性に比例すると仮定して、初期弾性時の一次モードの減衰定数を5%に設定した。

(b) 解析の結果

桁行方向の静的漸増荷重解析による層せん断力-層間変形関係を図-2.3.6.12に示す。濃い実線は直交梁を有する場合、薄い実線は比較のため直交梁を取り除いた場合である。また●印は鉄骨ブレース脇のRC側柱の浮き上がり発生を表す。浮き上がりの判定はRC側柱直下の地盤パネの負担力が圧縮から零へ達したときとした。連層鉄骨ブレースに貫入する直交梁が浮き上がりを拘束することによって立体建物の保有水平耐力は上昇し、直交梁が無い場合の1.15倍に達した。

地震応答解析による桁行方向1層の層せん断力-層間変位関係を図-2.3.6.13に示す。●印は鉄骨ブレースの浮き上がり発生時を、■印は鉄骨ブレースに貫入する張間方向の基礎梁が曲げ降伏した点を

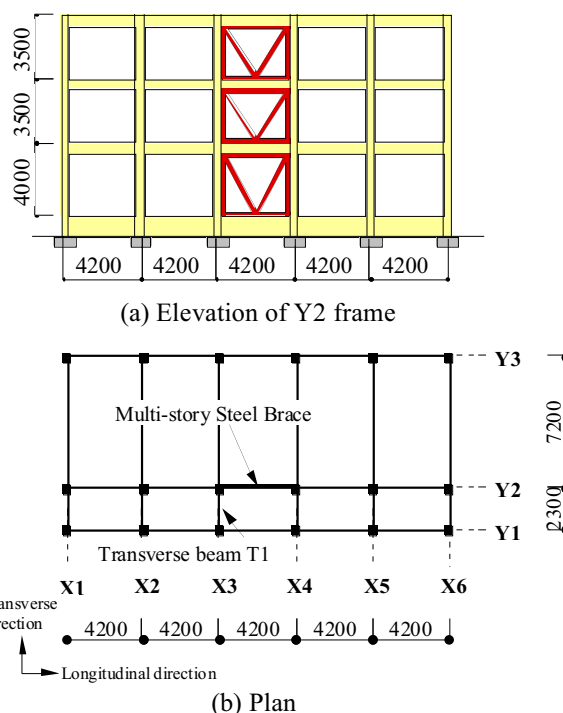


図-2.3.6.10 解析建物

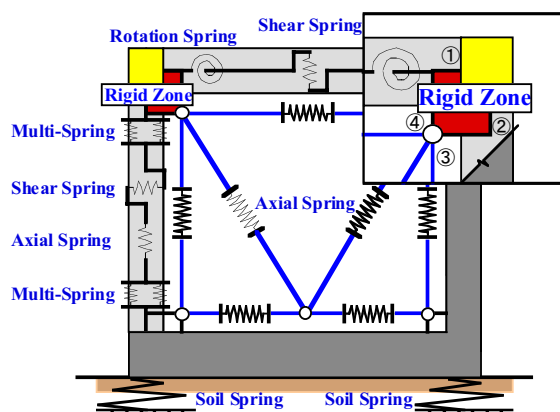


図-2.3.6.11 RC部材および鉄骨ブレースのモデル化

それぞれ示す。水平二方向地震動を入力した場合、張間方向の基礎梁は連層鉄骨ブレースの浮き上がり発生以前に降伏した。これは張間方向に入力したNS成分が応答を励起したためである。張間方向の基礎梁の降伏以降、連層鉄骨ブレースの浮き上がりを拘束する直交梁の効果が頭打ちとなったため、桁行方向の剛性は徐々に低下した。二方向地震動による1層の層間変位は桁行一方向入力時の2.4倍になり、その部材角は2%を超えた。いっぽう一方向地震動による1層の層間部材角は1%以下に抑えられた。これは直交梁に生じるせん断力は全て連層鉄骨ブレースの浮き上がりの抑制に対して貢献したためである。

水平二方向入力時の桁行方向の保有水平耐力は一方向入力時よりも10%小さかった。これは連層鉄骨ブレースの浮き上がりに対する直交梁の拘束効果が、張間方向に入力したNS地震動に対する抵抗モーメント（拘束モーメントとは逆方向に作用する場合）によってしばしば打ち消されたためと考える。

浮き上がりを生じたRC側柱の1層柱脚における曲げモーメントと軸力との相互関係を図-2.3.6.14に示す。水平二方向入力時の応答モーメントは一方向入力時よりも桁行方向では50%大きく、張間方向では30%小さかった。これは二方向入力時にRC側柱の軸力が引張りから圧縮（軸力比で0.45相当）まで大きく変動したためである。

(5) 結論

連層鉄骨ブレースを含むRC平面骨組を対象として、水平力を正負交番繰り返し載荷する実験を行ない、連層鉄骨ブレースの挙動が骨組の耐震性能に与える影響を検討した。また連層鉄骨ブレースで耐震補強した学校建物に対して静的漸増載荷解析および地震応答解析を実施して、連層鉄骨ブ

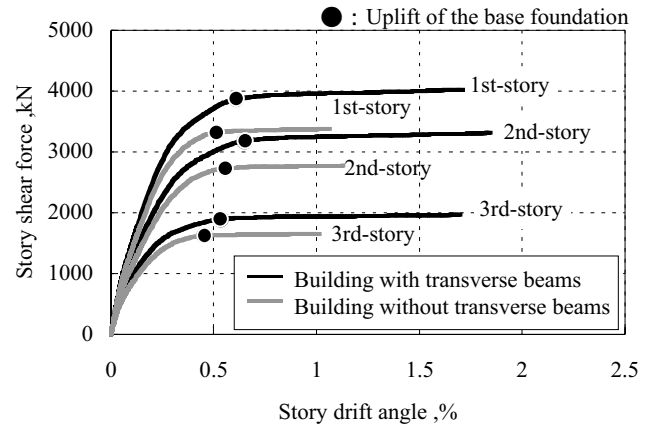


図-2.3.6.12 静的解析による層せん断力-層間部材角

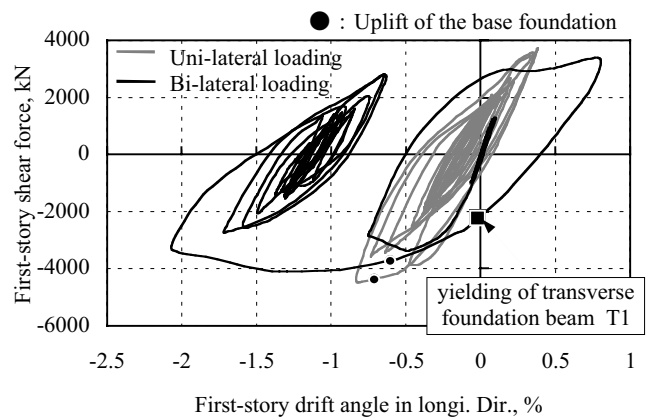


図-2.3.6.13 地震応答解析による桁行方向1層の層せん断力-層間部材角関係

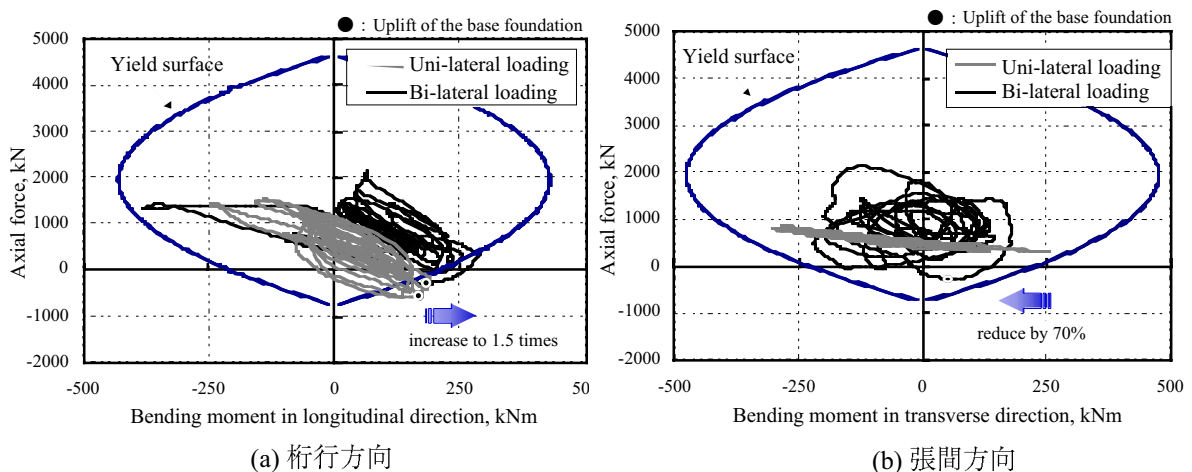


図-2.3.6.14 鉄骨ブレース脇のRC側柱のM-N相互関係

レースの浮き上がり回転を生じる際の立体建物の応答性状を検討した。得られた結論を以下に記す。

- a) 連層鉄骨ブレースの浮き上がり回転を生じた試験体では、頂部変形角 1% で最大水平耐力に到達したのち、境界梁端部および基礎梁端部の曲げ圧縮破壊の進展とともに耐力が徐々に低下した。連層鉄骨ブレースの浮き上がりに対する境界梁および基礎梁の曲げ戻し効果を考慮して求めた保有水平耐力は実験値とよく一致した。
- b) 全体曲げ破壊を生じた試験体では、頂部変形角 0.3% のときにRC側柱の全主筋が引張り降伏し、変形角 1% のときに境界梁が曲げ降伏して最大水平耐力に達した。その後、RC側柱のコンクリート圧壊が顕著に進展するとともに主筋の破断が断続的に発生して耐力が急減した。全体曲げ破壊時の保有水平耐力は、RC側柱の引張り主筋による抵抗モーメントと境界梁による曲げ戻しモーメントとをあわせて考慮しても実験結果を過小に評価した。そのためブレース脚部の鉄骨横枠と基礎梁との接合が十分に確保されるならば、RC側柱に隣接する鉄骨縦枠の全体曲げ耐力に対する寄与を考慮すべきである。
- c) 「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・同解説」に基づいて、境界梁および単独の連層鉄骨ブレースの変形能力を考慮することによって両試験体の変形性能を評価したところ、ともに実験結果に対して安全側の評価を与えた。
- d) 連層鉄骨ブレースの浮き上がり回転破壊を生じたときの変形性能は、全体曲げ破壊時の変形性能よりも優れていた。
- e) 全体曲げ破壊時に吸収した累積エネルギー吸収量は浮き上がり回転破壊時のその1.5倍に達した。
- f) 頂部変形角 2% の範囲では全体曲げ破壊時の耐力低下はわずかであり、さらにエネルギー吸収量も多いことから、浮き上がり回転破壊よりも全体曲げ破壊のほうが耐震性能として総合的に優れていると判断した。
- g) 連層鉄骨ブレースに貫入する直交梁が浮き上がりを拘束することによって立体建物の保有水平耐力は上昇し、直交梁が無い場合の1.15 倍に達した。
- h) 水平二方向の地震動を立体建物に入力した場合、連層鉄骨ブレースの浮き上がりに対する直交梁の拘束効果が直交方向加力によって低減されたため、桁行方向一層の部材角は桁行方向のみに地震動を入力した場合の2.4倍まで増大した。

謝辞 本研究は日本学術振興会科学研究費補助金（基盤研究C、研究代表者：北山和宏）によって実施した。また加藤弘行氏（類設計室）が東京都立大学大学院の修士論文研究として担当した。

<参考文献>

- [1] 宮内靖昌、毛井崇博、東端泰夫：鉄骨ブレース接着工法を用いて耐震補強された2層骨組の耐力と変形性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅳ、2001年9月、pp.777-778.
- [2] (財)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改修設計指針・同解説、2001年.
- [3] 加藤大介、勝俣英雄、青山博之、小谷俊介：基礎の浮き上がりを生じる耐震壁を含む骨組に関する研究(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1981年9月、pp1671-1674.
- [4] (財)日本建築防災協会：2001年改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2001年.
- [5] Lai, S.S., G.T.Will and S. Otani : Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.110, No.11, pp.2563-2584, November, 1984.

[担当：北山和宏]