Architectural Institute of Japan

【カテゴリーI】

日本建築学会構造系論文集 第73巻 第630号, 1361-1368, 2008年8月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 73 No. 630, 1361-1368, Aug., 2008

構面外挙動による外周架構の進行性崩壊現象の実験的再現

EXPERIMENTAL SIMULATION OF PROGRESSIVE COLLAPSE OF PERIMETER FRAMES DUE TO OUT-OF-PLANE BEHAVIOR

田川浩之*1, 柴崎公史*2, 吉敷祥一*3, 山田 哲*4, 和田 章*5

Hiroyuki TAGAWA, Tadashi SHIBASAKI, Shoichi KISHIKI, Satoshi YAMADA and Akira WADA

The framed-tube structure consists of rigid moment frames in the perimeters and floors which provide lateral-support to prevent perimeter column buckling. When perimeter columns deform toward the outside of the structure, simple connections between floors and perimeter columns may rupture in tension. This behavior is simulated by static tests for laterally-supported columns, where lateral drifts are imposed at each story under the constant axial load. Drift mode shape, axial loading level, and the number of lateral-supports are varied. It is found that: (1) the test results are similar to the predicted response, (2) as the lateral-support strength decreases and as the constant axial load increases, the rupture of lateral-supports occurs at smaller drift demand level, accelerating the progressive collapse, and (3) when higher drift mode shape is imposed on the column with small lateral-support strength, the progressive collapse may occur at very small drift demand level.

Keywords: *High-rise Framed-tube Structure, Perimeter Frame, Lateral-Supports, Progressive Collapse*
高層チューブ構造　外周架構　座屈補剛材　進行性崩壊

1. はじめに

高層チューブ構造は，建物の外周部に面内剛性と面内強度を十分に確保した平面架構を複数枚用意し，これを鳥籠状に配置して構成される。この構造形式では建物内部に大きな柱梁を設けなくて済むため，各階の平面計画をより自由に行うことができる。最近の我が国では超高層ビルにも免震構造が採用されるようになり，上部構造の設計水平力が従来に比べ小さく設定できるようになったため，建物内部の梁を軽微にした高層チューブ構造の設計例が増加している。高層チューブ構造では，建物内部の梁と床(以下，梁床構造)は建物の自重，積載物による鉛直荷重を外周架構に伝達するとともに，外周架構の構面外方向への座屈を補剛する役割を担っている。すなわち，外周架構の柱が建物の内部に向かって変形しようとする際には(図1(c))，梁床構造が圧縮力で抵抗するために外周架構柱は安定を保つが，外周架構の柱が建物の外部に向かって変形しようとする際には(図1(d))，梁床構造と外周架構との接合部に引張力が作用する。この時，接合部の破断により補剛力を喪失すると柱材の座屈長さが長くなるため，図1(e)のように構面外方向に座屈を起こす危険性がある。外周架構と梁床構造の引張方向に脆弱な接合部は，ワールドトレードセンタービルにおける進行性崩壊現象の一つの要因として指摘されている[1]。これまでにも圧縮・引張で等しい補剛性能をもつ座屈補剛材を配した柱の座屈実験は多数行われてきた[2),3)]などが，本研究で対象とする高層チューブ構造における外周架構柱の構面外座屈問題では，座屈補剛材が(1)圧縮・引張で非対称な補剛性能を持ち，(2)ある程度の引張力が作用した際に補剛力を喪失しうるものであり，既往の研究ではほとんど研究の対象として扱われていない。

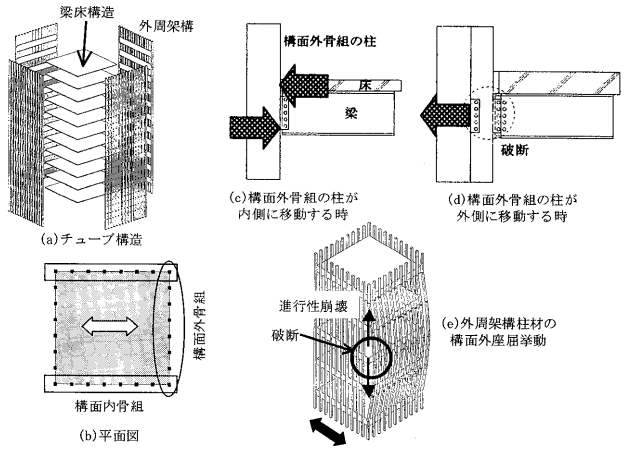


図1 高層チューブ構造における接合部破断による進行性崩壊現象

*1 日本建築総合試験所試験研究センター　Ph. D.
*2 ㈱織本構造設計
(元　東京工業大学大学院生)
*3 東京工業大学建築物理センター　助教・工博
*4 東京工業大学建築物理センター　准教授・工博
*5 東京工業大学建築物理センター　教授・工博

General Building Research Corporation of Japan, Ph. D.
Orimoto Structural Engineering Inc.
(Former Graduate Student, Tokyo Institute of Technology)
Assistant Prof., SERC, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Assoc. Prof., SERC, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Prof., SERC, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

NII-Electronic Library Service

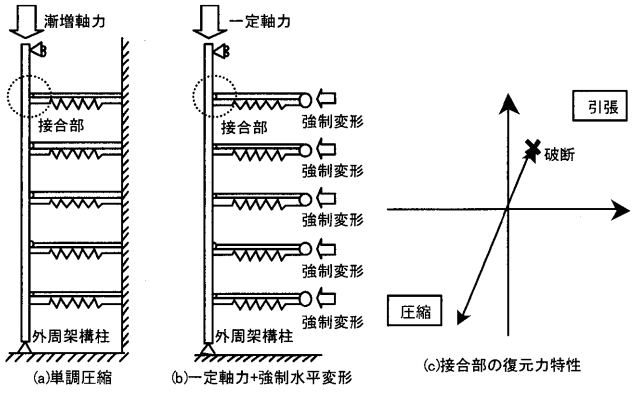


図 2 実験で対象とする力学モデル

筆者らはこれまでに，図 2(a)のように，大きな変動軸力を受ける外周架構の柱を想定し，座屈補剛材に作用する引張力が所定の補剛力に達すると破断する座屈補剛材を取り付けた柱材の単調圧縮載荷実験を行ってきた[4]。これらの実験では，座屈補剛材の引張強度を増加させることで降伏後の柱材の進行性崩壊を遅らせる結果が得られた。また，柱材の降伏軸力の 1%の引張強度の座屈補剛を用いても柱材が降伏強度に達するまで座屈補剛材は破断せず，座屈長さをほぼ階高に留める効果が得られた。この実験では地震時に外周架構に作用する変動軸力は考慮されていたが，各層に生じる水平変位は考慮されていない。各層の水平変位が生じると，柱材には強制変形による曲げモーメントに加え，P-ΔおよびP-δ効果による付加的な曲げモーメントが生じるため，自重や積載荷重のみを考慮した鉛直荷重下においても座屈補剛材の破断による進行性崩壊が起こる可能性がある。本研究では前報[4]の載荷装置を図 2(b)に示す力学モデルのように改良し，一定軸力下において水平方向に強制変形を与えて柱材を構面外座屈に至らしめ，外周架構柱の進行性崩壊現象を考察する。なお，実際の建物が地震外乱を受ける際には，外周架構柱の最上端，最下端も水平変位を呈すると想定されるが，本実験においては，試験体の最上端，最下端を水平拘束した状態で，外周架構柱を 1 本の柱材に見立てその最上端，最下端を結ぶ線分を基準とした時の撓み量に相当する水平変形量δ_Nを試験体の各層に与える(付録 1 参照)。

2. 実験計画

2.1 試験体と実験装置の概要

本論文では高層チューブ構造における外周架構の下 6 層部分の柱材 1 本を想定した試験体に対して，一定軸力を保持した状態で水平方向に強制変形を与える実験を行った。試験体の詳細を図 5 に，載荷装置における設置状況を図 3 に示す。試験体は PL-19×30(SS400)の長方形断面を有する，各階 120mm，全長 720mm の平鋼柱である。試験体に使用した鋼材の JIS-1A 号引張試験片による素材試験結果を表 1 に示す。試験体の最上端，最下端はナイフエッジ受け治具を介してピン支持し，各層床レベルで座屈補剛する。各層の座屈補剛は水平方向に強制変形を与える装置と一体化しており，試験体と並立する反力治具に設置されている。各層床位置で全く座屈補剛が施されていない場合の細長比は 131 に，1 つの層が上下床位置においてピン支持されているとすれば，1 層あたりの細長比は 21.9 となる。

2.2 座屈補剛しながら強制変形を与える装置

各層位置に設置した，柱材の構面外座屈を補剛しながら水平方向に強制変形を与える装置の仕組みを図 4 に示す。柱材は半円状の治具を介して可動床 A，B と接触しており，可動床 A はロードセルの組み込んだトラス材，操作ハンドルを介して反力床に接続する。可動床 A はリニアウェイ，可動床 B はテフロンシートを介して反力床上に設置されているため，ほとんど摩擦のない状態で反力床上を移動する。また，可動床同士は座屈補剛材によって接合されており，座屈補剛材が破断しない限り一体となって動く。

反力床のネジ穴に差し込まれた操作ハンドルを時計回りに回転させることで可動床 A は前進し，図 4(a)のように柱材を前に押し出す。この場合に柱材はさらに可動床 B を押し出すことになるため，可動床同士の変位は等しく，座屈補剛材には力が作用しない。ところが，柱材の構面外変位が大きくなると柱材は自然に構面外にはらみ出そうとする。この場合には可動床同士の変位に差が生じようとするため，座屈補剛材が構面外変位を拘束し，座屈補剛材として機能することになる。この時の引張力が所定の値に達すると，座屈補剛材が破断し，その層での補剛力を喪失する(図 4(c)および(d))。一方，操作ハンドルを反時計回りに回転させることで可動床 A を後退させることも可能であるが，この場合には強制変形を与えた時点で座屈補剛材には引張力が作用することになる。

2.3 座屈補剛材

各層の座屈補剛には，前報と同様に所定の引張力が作用すると破断する座屈補剛材を用いた。座屈補剛材の詳細を図 6 に示す。座屈補剛材は 3mm 厚のアルミニウム板(Al1050H24)から製作し，ノッチを設けることで破断に至るまでの変形を小さく抑え，所定の引張力で破断するように設計した。「鋼構造限界状態設計指針・同解説」[5]に示される必要補剛強度は，柱材の降伏限界耐力の 3%である。ここでの補剛強度とは，各層に設置した装置が発揮する最大補剛力の，柱材の降伏軸力に対する割合である。本実験ではノッチ部の最小断面を調整することで，必要補剛強度より小さい 2%の座屈補剛材と，それより大きい 6%の座屈補剛材を用意した。ただし，図 4 から明らかなように座屈補剛材そのものの最大引張耐力は，各層に設置した装置が発揮する最大補剛力の半分に相当する。事前に行った補剛アルミ材の素材試験の結果から実際の補剛強度は 2.2%，6.6%となったが，本論文では設計値である 2，6%と表記する。また，いずれの座屈補剛材も中間層に挿入した際にその位置で撓まずに 2 次モードを得るのに必要な剛性[5]に対して約 100 倍以上の剛性を有している。

2.4 実験パラメーター

本実験のパラメーターは座屈補剛材の補剛強度と設置する補剛点数，水平方向に与える強制変形の形状(以下，変形モード)，柱材に与える一定軸力である。試験体一覧を表 2 に示す。座屈補剛材は前述のように 2%と 6%の 2 種類を用意し，各点(5 点)もしくは中間点(1 点)を補剛した。強制変形のモードは，1 次，2 次モードの 2 種類とした(付録 1 参照)。一定軸力は常時軸力と，変動軸力分を加えたものを想定し，降伏軸力の 30%と 50%に相当する軸力を用意した。

2.5 実験方法

載荷は，試験体の最上端のナイフエッジに接続した変位制御型試験機によって所定の軸力を与えた後，試験体の変形が想定した形状となるように各層交互に強制変形を与えて行った。強制変形を与えていくと試験体の最上端が沈み込み，軸力が徐々に喪失していくため，軸力は所定の軸力に対して±10%の誤差を許容した。試験機の荷

NII-Electronic Library Service

重値を常にチェックし，軸力が±10%の許容値を超える前に軸力を与えた。また，座屈補剛材が破断した場合の軸力喪失は大きいため，許容値を超えることがあるが，この場合にも速やかに所定の軸力を与えた。実験は，各層に設置した装置の可動範囲内で，全ての座屈補剛材が破断するか，試験体が「一定軸力を保持できなくなる」崩壊点に至るまで行った。

2.7 計測方法

本実験の主な計測項目は，柱材に与える軸力P，柱材の各層に与える水平荷重Q_N(N=1～5)，各層における水平変形δ_Nであり，幾つかの試験体では図5(b)のように柱材にひずみゲージを貼付して曲げひずみの計測も行った。柱材に与える軸力Pは試験機のクロスヘッドに内蔵されたロードセルの値を用いた。δ_Nは実験装置に並立した治具に設置したレーザー変位計により計測し(図5(c))，Q_Nは各層で強制変形を与える装置に接続したロードセルにより計測した。なお，Q_Nについては，ロードセルの計測精度を確認するために座屈補剛材にひずみゲージを貼付した。

2.8 柱材モーメント分布の算出方法

高層チューブ構造の外周架構柱を模擬する本試験体では，各層において水平外力のみが入力されるため，曲げモーメントの反転が起きない。その結果，曲げモーメント分布は図7に示すようになる。各層に与える水平荷重Q_Nを用いて，最上端，最下端での水平反力R_t，R_bは，式(1)，(2)により算出される。さらに，R_t，R_bを用いて各層での曲げモーメントM_Nを算出する。例えばM_3は式(3)で算出される。なお，中間点補剛された柱材でその中間点に水平変形を与える場合は，Q_1=Q_2=Q_4=Q_5=0として，R_t，R_b，M_3を算出する。

$$R_t = -(Q_5 \cdot h + Q_4 \cdot 2h + Q_3 \cdot 3h + Q_2 \cdot 4h + Q_1 \cdot 5h)/6h \quad (1)$$

$$R_b = -(Q_1 \cdot h + Q_2 \cdot 2h + Q_3 \cdot 3h + Q_4 \cdot 4h + Q_5 \cdot 5h)/6h \quad (2)$$

$$M_3 = R_b \cdot 3h + Q_1 \cdot 2h + Q_2 \cdot h = R_t \cdot 3h + Q_5 \cdot 2h + Q_4 \cdot h \quad (3)$$

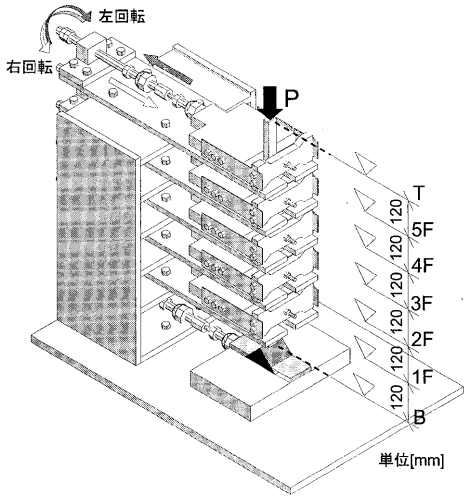


図3　実験装置の概要

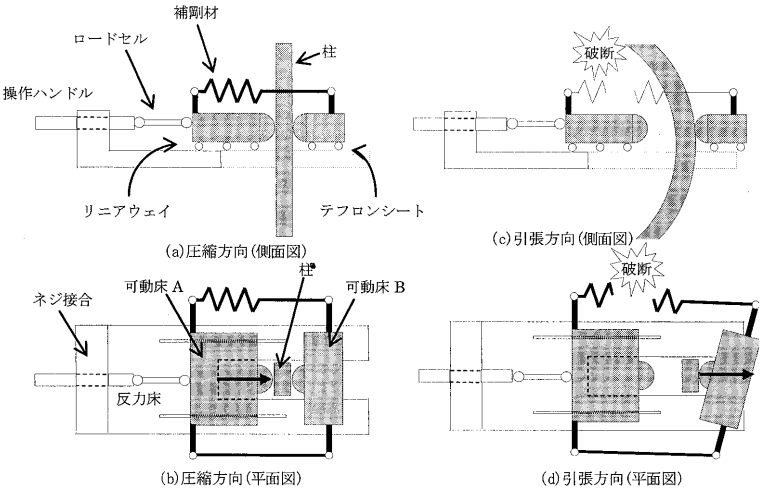


図4　座屈補剛しながら水平変形を与える装置の仕組み

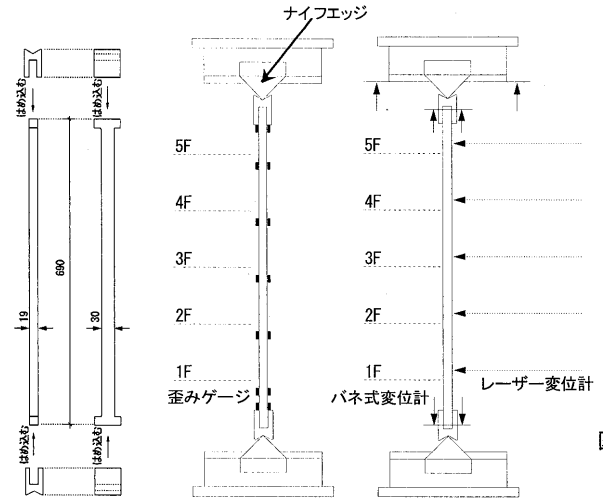


図5　試験体および計測位置

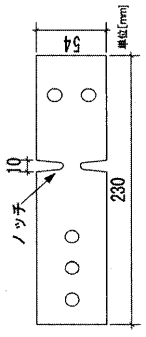


図6　補剛アルミ材

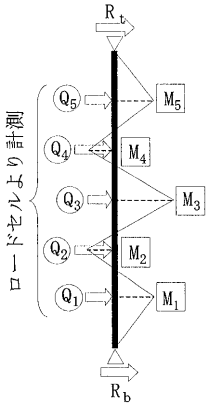


図7　柱材のモーメント分布

表1　素材引張試験結果

	降伏点	引張強さ	破断伸び	降伏比
鋼材	285(N/mm^2)	446(N/mm^2)	31.9%	0.64
アルミ材	123(N/mm^2)	127(N/mm^2)	17.3%	0.96

表2　試験体一覧

	変形モード	補剛点数	補剛強度	降伏軸力比
試験体1	1次	中間点補剛	2%補剛	30%
試験体2	1次	各点補剛	2%補剛	30%
試験体3	1次	各点補剛	6%補剛	50%
試験体4	2次	各点補剛	6%補剛	50%
試験体5	2次	各点補剛	2%補剛	50%

NII-Electronic Library Service

3. 座屈補剛された柱材の挙動

ここではまず，実験に先立ち，図8に示すように座屈補剛された3種類の柱材についてその挙動を理論的に導く。柱材の挙動は，最大変形が生じる断面の曲げモーメントと水平変形(*M*-δ)に着目する。また，曲げモーメントについては，以下の3つの曲げモーメントを定義する。すなわち，幾何学的非線形性(*P*-δ効果)による付加的な曲げモーメント $M_{p\delta}$，この付加的な曲げモーメントを無視したものを M_o，考慮したものを M とする。それぞれの曲げモーメント M, M_o, $M_{p\delta}$は，横軸をδとして図9(a)のように表される。

3.1 中間層1点のみを座屈補剛した柱材の挙動(1次モード)

まず，最も簡単な座屈補剛として，中間層1点のみを座屈補剛した柱材の挙動を考える。柱材には一定軸力*P*が作用しており，図8(a)のように座屈補剛を施した中間点に水平変位を与えていく。

中間層1点に水平変位を与えていく場合，柱材が弾性であれば，この断面の *P*-δ効果を考慮した曲げモーメント M と水平変位δの関係は略算的に次式で表せる。ここで，*E*:ヤング係数，*L*:柱の全長

$$M = M_o - M_{P\delta} = (12EI / L^2 - P) \cdot \delta \quad (4)$$

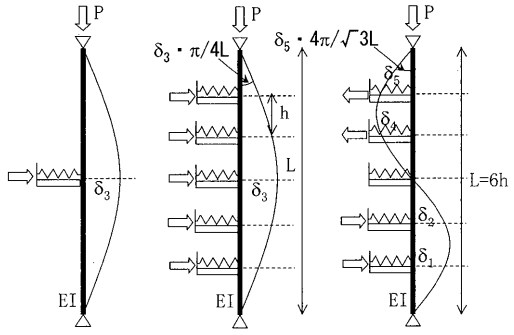
このまま水平変位を増やしていくと柱材は塑性化することになる。ここで柱材の材料特性を完全弾塑性とすれば，図9(a)に示すように M_oは一定値となるため，Mは柱材の塑性化と *P*-δ効果により緩やかになりやがて負勾配となる。Mの極大値を超えてさらに大きな荷重を与えると柱材はそれに見合う耐力を発揮できずに安定性を失う。本論文ではMが極大値をとる時点を“柱材の安定限界時[6)]”と呼ぶ。

さらに水平変位を与えていくと，*P*-δ効果による付加的な曲げモーメントは増え続け，ついには *P*-δ効果を考慮した曲げモーメント M は0となる。本論文では，*P*-δ効果を考慮した曲げモーメント M が0となる時点を“柱材の水平耐力喪失時”と呼ぶ。なお，この時点を境に補剛材が座屈補剛材として機能し始めることになる。この時の水平変形δ_fは，軸力を考慮した柱材の全塑性モーメント M_{cp} を用い，次式によって求めることができる。

$$\delta_f = M_{cp} / P \quad (5)$$

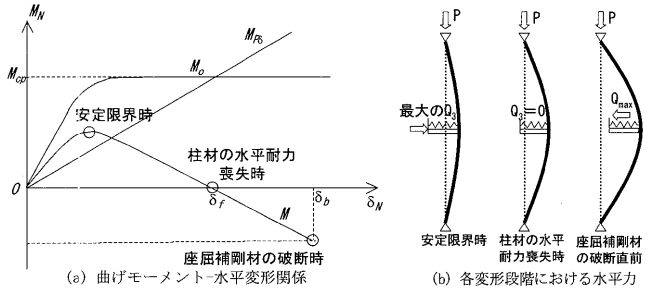
これ以降は，*P*-δ効果を考慮した曲げモーメント M は負となる。柱材が水平耐力を喪失した後も一定軸力を保持し続けて崩壊しないのは，中間層に設置した補剛材が引張力を負担しているためである。座屈補剛材を含めた中間層に設置した装置が最大補剛力に達すると，座屈補剛材が破断する。最大補剛力を Q_{max} とすれば，座屈補剛材が破断する時の水平変形δ_bは，次式で表される。

$$\delta_b = (M_{cp} + Q_{max} \cdot L / 4) / P \quad (6)$$



(a)中間補剛(1次) (b)全層補剛(1次) (c)全層補剛(2次)

図8 対象とする3種類の柱材



(a) 曲げモーメント-水平変形関係　(b) 各変形段階における水平力

図9 曲げモーメント-水平変形関係

3.2 各層を補剛した柱材の挙動(1次モード)

中間層1点のみを座屈補剛した場合を拡張し，各層を座屈補剛した柱材の挙動を理論的に導く。柱材には一定軸力*P*が作用しており，図8(b)に示すように1次モードの正弦曲線に沿って各層に水平変位を与えていく。柱材が弾性である時，第3層における *P*-δ効果を考慮した曲げモーメント M と水平変形δの関係は次式で表される。

$$M = (EI(\pi / L)^2 - P) \cdot \delta \quad (7)$$

柱材の水平耐力喪失時の変形δ_fは，その時の M_o を M_{cp} と仮定すると式(5)で表される。座屈補剛材の破断点の変形δ_bは，柱材の曲げモーメント分布に大きく影響される。図10(b)に示すように等価補剛長さ(加力点と等価な反力点間の距離)を *h'* とすると式(8)で表される。*h'*を1層高さ *h* とおくとδ_bは最小となり安全側の評価となる。

$$\delta_b = (M_{cp} + Q_{max} \cdot h' / 2) / P \quad (8)$$

3.3 各層を座屈補剛した柱材の挙動(2次モード)

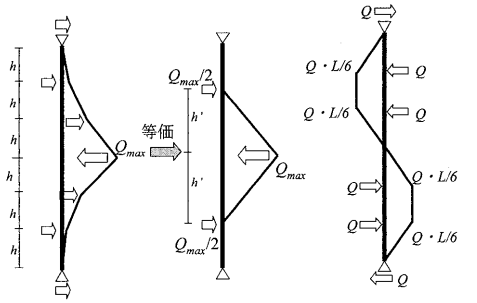
2次の変形モードを与える場合の柱材の挙動を理論的に導く。柱材には一定軸力*P*が作用しており，図8(c)に示すように2次モードの正弦曲線に沿って各層に水平変位を与えていく。柱材が弾性の時，1，2，4，5層における *M*-δ関係は次式で表される。

$$M = (EI(2\pi / L)^2 - P) \cdot \delta \quad (9)$$

柱材の水平耐力喪失時の変形δ_fは，その時の M_o を M_{cp} と仮定すると式(5)で表される。2次の変位モードを与える場合には可動床Aを後退させる層が存在し，この層では座屈補剛材に載荷初期から引張力が作用する。柱材の材料特性を完全弾塑性とし，柱材の曲げモーメント分布は図10(c)の様になるので，$Q_{max} \leq M_{cp}(1\text{-}PL^2/(4\pi^2EI))/(L/6)$ の場合，可動床Aを後退させる層で安定限界に達する前に座屈補剛材が破断してしまう。また，この時の変形は式(10)で表される。一方，$Q_{max} > M_{cp}(1\text{-}PL^2/(4\pi^2EI))/(L/6)$の場合には，可動床Aを後退させる層で破断が起こり，その時の変形は式(11)で表される。

$$\delta_b = Q_{max} \cdot L / 6 \cdot 1 / (4\pi^2EI / L^2 - P) \quad (10)$$

$$\delta_b = (M_{cp} + Q_{max} \cdot h) / P \quad (11)$$



(a)1次モードを与える場合の破断時のモーメント分布　(b)等価なモーメント分布　(c)2次モードを与える場合のモーメント分布

図10 柱材の曲げモーメント分布

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

4. 実験結果

4.1 1次の変形モードを与えた場合

CASE 1: 中間層1点のみを2%補剛・30%軸力

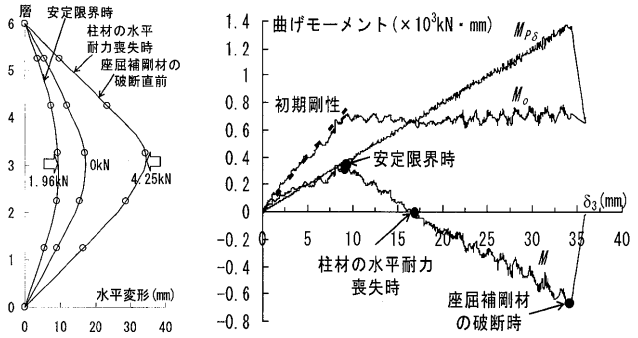
まず，中間層1点のみを補剛強度2%で座屈補剛した柱材に対して，降伏軸力の30%に相当する軸力を作用させ，中間層に強制変形を与えて崩壊に至らしめた試験体についてその挙動を考察する。各層の水平変位の進行を図11(a)に，中間層におけるモーメント M，$M_{p\delta}$，M_o と水平変形 δ_3 の関係を図11(b)に示す。中間層における P-δ 効果を考慮した曲げモーメント M に着目すると，前章で導いた初期剛性とほぼ等しい傾きで増加し，M が極大値をとる安定限界時に達した後は負勾配を呈し減少している。P-δ 効果を含めた柱材の水平耐力がゼロになると，図12(b)に示すように座屈補剛材に引張力が作用し始め，P-δ 効果を含めた曲げモーメント M はさらに減少し続ける。やがて座屈補剛材が破断し図12(a)に示すように柱材は一定軸力を保てずに崩壊した。前章で導いた式(5)より求めた柱材の水平耐力喪失時の変形 δ_f は17.4mm，式(6)より求めた補剛材の破断時の変形 δ_b は33.2mmであり，いずれも実験結果と良い対応を示している。以上のことより，実験装置も概ね設計どおりに作動していることが確認できた。

CASE 2: 各層を2%補剛・30%軸力

各層を補剛強度2%で座屈補剛した柱材に対して，降伏軸力の30%に相当する軸力を作用させ，各層に1次モードの強制変形を与えて崩壊に至らしめた試験体についてその挙動を考察する。各層の水平変位の進行を図13(a)に，中間層におけるモーメント M，$M_{p\delta}$，M_o と水平変形 δ_3 の関係を図13(b)に示す。中間層における M_3 に着目すると，前章で導いた初期剛性とほぼ等しい傾きで増加し，安定限界点に達した後，減少している。柱材の水平耐力喪失時の変位 δ_f は約15mm(柱材の変形を正弦曲線とした場合，柱材の最大変形角(概ね最大層間変形角と等しい)は材端変形角となり，この場合，6.5%に相当)となる。実験では M_o が M_{cp} に達しなかったため式(5)より求めた値(17.4mm)よりも若干小さくなった。等価補剛長さ h' を1層高さ h として前章の式(8)より求めた座屈補剛材の破断時の δ_3 は22.7mmとなり，実験結果と良い対応を示している。試験体は3層が破断しただけでは崩壊に至らず，図14(a)に示すように再び所定の軸力を保持することができたが，さらに変形を増やし δ_3 が約30mmに達すると，図14(b)に示すように，2，4層の座屈補剛材が連続的に破断した(●は破断を表す)。2，4層の座屈補剛材が破断した後は，所定の軸力まで載荷することができず，さらに1，5層の座屈補剛材が破断し，崩壊に至った。もっともこの試験体では最大変形角で9%rad.に相当する大変形まで座屈補剛材は破断せず，2%の補剛強度を各層に配置することによって崩壊を十分に遅らせることができたと言える。

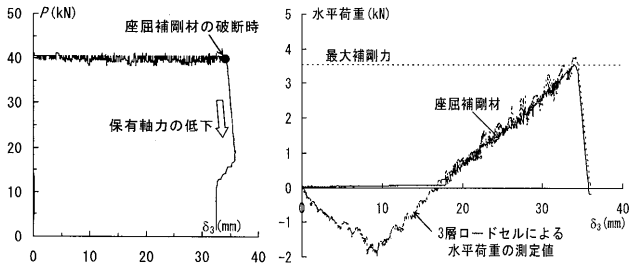
CASE 3: 各層を6%補剛・50%軸力

各層を補剛強度6%で座屈補剛した柱材に対して，降伏軸力の50%に相当する軸力を作用させ，各層に1次モードの強制変形を与えて崩壊に至らしめた試験体についてその挙動を考察する。各層の水平変位の進行を図15(a)に，中間層におけるモーメント M，$M_{p\delta}$，M_o と水平変形 δ_3 の関係を図15(b)に示す。水平変形を与えた直後から P-δ 効果を含めた M の傾きは $(EI(\pi/L)^2\text{-}P)$=0.1(kN)と小さく，載荷初期から僅かな水平荷重を与えるだけで柱材の水平変形は著しく増加した。この場合にも式(5)より求めた柱材の水平耐力喪失時の変形 δ_f は7.31mmであり，実験結果と良い対応を示し，水平耐力喪失時の変形を概ね評価することができている。柱材が水平耐力を喪失した後は，図15(b)に示すように中間層における M_o が減少した。これは図16(a)に柱材の表面，裏面のひずみの進展方向を示すように，補剛力の大きな座屈補剛材を設置したことで可動床Bが柱材を強く押し戻し，その反力を上下層である2層，4層が取ったためと考えられる。M_o が



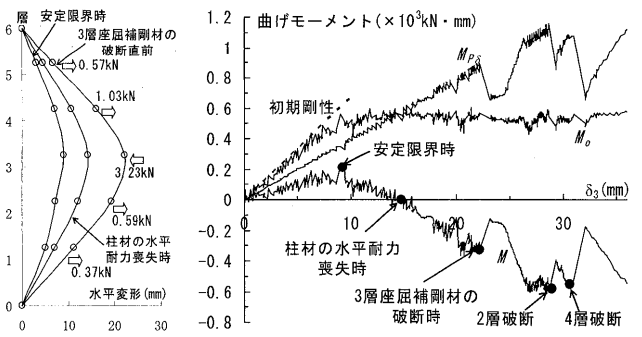
(a)変形分布　(b)中間点(3層)における M-δ 関係

図11 中間点2%補剛，30%軸力，1次モードを与えた場合



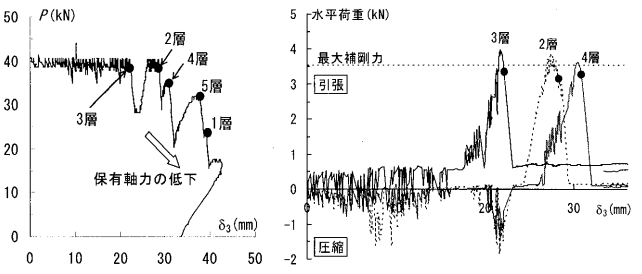
(a)軸力変動　(b)水平荷重および座屈補剛材に作用する荷重

図12 軸力および座屈補剛材に作用する荷重



(a)変形分布　(b)3層における M-δ 関係

図13 各層2%補剛，30%軸力，1次モードを与えた場合の挙動



(a)軸力変動　(b)各層に作用する水平荷重

図14 軸力変動および柱材の各層に作用する水平荷重

NII-Electronic Library Service

減少した結果，式(8)より求めた座屈補剛材の破断点の変形δ_b(17.1mm)よりも小さい値(約16mm)で3層の座屈補剛材が破断した。この試験体では，図16(b)のように，3層の座屈補剛材が破断した後，2，4層の座屈補剛材が連続的に破断し柱材は崩壊に至った。座屈補剛材の補剛力が大きいとM_oが減少し，式(8)によって求められる変形よりも早期に座屈補剛材が破断する可能性があることが分かった。

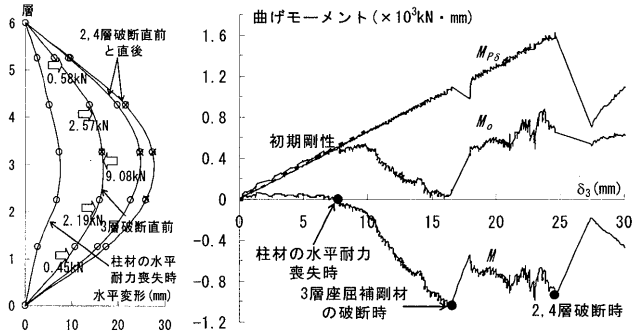
4.2 2次の変形モードを与えた場合

CASE 4: 各層を6%補剛・50%軸力

各層を補剛強度6%で座屈補剛した柱材に対して，降伏軸力の50%に相当する軸力を作用させ，各層に2次モードの強制変形を与えて崩壊に至らしめた試験体についてその挙動を考察する。各層の水平変位の進行を図17(a)に，5層におけるモーメントM，$M_{p\delta}$，M_oと水平変形δ_5の関係を図17(b)に示す。5層におけるモーメントM_5の初期剛性は式(9)より求まる値と良い対応を示す。1次モードと比較すると，2次モードでは同じ変形を与えた際に早い段階で曲率が大きくなるため，柱材の塑性化も早く進行している。柱材の水平耐力喪失時の変形は約7.5mmとなり，2次モードの正弦曲線を仮定した場合の柱材の最大変形角7.6%に相当する。一方，座屈補剛材の破断は可動床Aを前進させる第2層で起こっており，その時の柱材の最大変形角は約17.1%となり，1次モードの場合と比較して大きい。したがって，2次の変形モードを与える場合に可動床Aを後退させる層で座屈補剛材が破断しない限り，1次モードを与える場合よりも大きな柱材の最大変形角まで座屈補剛材は破断を起こさず，柱材は崩壊しない。

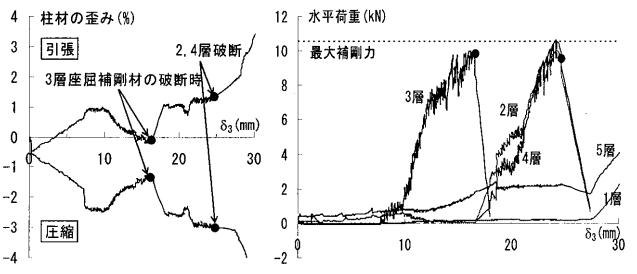
CASE 5: 各層を2%補剛・30%軸力

各層を補剛強度2%で座屈補剛した柱材に対して，降伏軸力の30%に相当する軸力を作用させ，各層に2次モードの強制変形を与えて崩壊に至らしめた試験体についてその挙動を考察する。各層の水平変位の進行を図18(a)に，5層におけるモーメントM，$M_{p\delta}$，M_oと水平変形δ_5の関係を図18(b)に示す。M-δ関係の初期剛性は式(9)より求まる値とほぼ一致し，Mが頭打ちする前に4，5層の座屈補剛材が破断した。その時の水平変形は，式(10)より得られる値(1.93mm)に概ね等しく，これは柱材の最大変形角で約2%に相当する。4，5層の座屈補剛材が破断した後，他層すべての座屈補剛材で破断が起こり，柱材は早期で崩壊した。以上のことより，2次の変形モードを与える場合，補剛強度が小さく，初めから引く層で座屈補剛材が破断する時は，小さな柱材の最大変形角で座屈補剛材は破断を起こし，柱材も崩壊を起こすことが分かった。



(a)変形分布　　(b)3層におけるM-δ関係

図15 各層6%補剛，50%軸力，1次モードを与えた場合の挙動



(a)柱材3層における歪み度　　(b)水平荷重

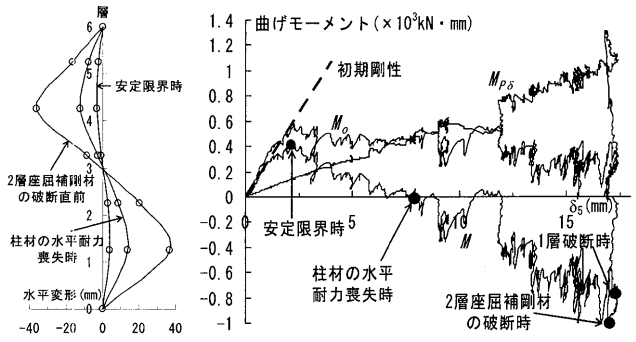
図16 柱材のひずみ度，座屈補剛材に作用する引張力

5. 理論式による考察

6層柱材に対して得られた柱材の水平耐力喪失時および座屈補剛材の破断時の水平変形の実験値は，1次および2次の変形モードに対して，3章で導いた理論式によって概ね評価できることが分かった。本章では，3章の理論式を用いて，(1)様々な補剛強度で補剛された6層柱材，あるいは(2)6層以外の層数の柱材に対して，座屈補剛材の破断時の水平変形δ_bならびに最大変形角SDA_bを算出し，補剛強度や柱材の層数が補剛材の破断開始に及ぼす影響を評価する。尚，評価に当たっては，(1)各層の柱材に作用する軸力は等しい，ならびに(2)各層の座屈補剛材の補剛強度はそれぞれ等しく，(3)柱材の断面形状，寸法，材料特性，1層分の高さは4章と同様のものを用いた。

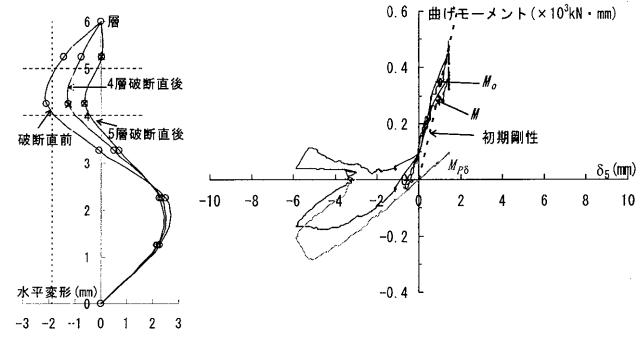
1次モードの変形を受ける6層柱材に対する補剛強度の影響

0%，1%，2%，6%の補剛強度で補剛した6層柱材が1次モードの正弦曲線に沿って変形する場合について，座屈補剛材が破断する時の柱材の最大変形角SDA_bを式(8)により算出し，降伏軸力比に対する関係として図19(a)に示す。ここで式(8)の等価補剛長さh'を1層分の高



(a)変形分布　　(b)5層におけるM-δ関係

図17 各層6%補剛，50%軸力，2次モードを与えた場合の挙動



(a)変形分布　　(b)5層におけるM-δ関係

図18 各層2%補剛，50%軸力，2次モードを与えた場合の挙動

NII-Electronic Library Service

さhと仮定した。補剛強度が増加するに伴ってSDA_bは増加するが，6層柱材に対しては，例えば降伏軸力の30%に相当する軸力が作用していても，SDA_bは5%以上と非常に大きいことが分かる。

様々な層数の柱材に対する検討

柱材の層数が多くなるにしたがって小さな水平変形で座屈補剛材は破断し柱材は崩壊することが考えられる。そこで，2%の補剛強度で各層を補剛した6，12，24層柱材が1次の正弦曲線に沿ってしなやかに変形する場合について，座屈補剛材が破断する時の柱材の最大変形角SDA_bを式(8)を用いて算出し，降伏軸力比に対する関係として図19(b)に示す。ここで式(8)の等価補剛長さh'を1層分の高さhと仮定した。降伏軸力の30%に相当する軸力が作用している場合，6層柱材のSDA_bは約7%と非常に大きいが，12層柱材では約4%，24層柱材では約1.5%となり，柱材の層数が多くなるにしたがって，座屈補剛材が破断する際の最大変形角が小さくなることが分かる。

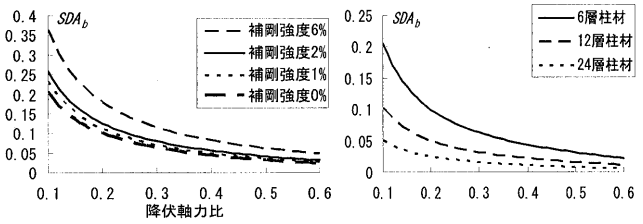
2次モードの変形を受ける6層柱材に対する補剛強度の影響

6層柱材に対して1次モードの水平変形を与える場合，柱材が最大変形角6%と大きく変形しても，座屈補剛材は破断を起こさず柱材は崩壊しないことが示されたが，2次モードの水平変形を与える場合は，初めから座屈補剛材に引張力が生じるため，小さな柱材の最大変形角で座屈補剛材が破断する危険性がある。1%，2%，6%の補剛強度で補剛した6層柱材に2次モードの正弦曲線に沿って水平変形を与える場合について，座屈補剛材が破断する時の柱材の最大変形角SDA_bを算出し，図20(a)に示す。補剛強度が1%や2%の場合は，SDA_bが2%以下では，初めから座屈補剛材に引張力が働く層において座屈補剛材が破断することが分かる。ここで初めから座屈補剛材に引張力が働く層で座屈補剛材が破断を起こさずに，初めから座屈補剛材に引張力が働かない層で破断が起こるために必要な座屈補剛材の最小補剛強度を図20(b)に示す。例えば，降伏軸力の30%に相当する軸力が作用している場合，必要最小補剛強度は約3%であることが分かる。

今後の課題

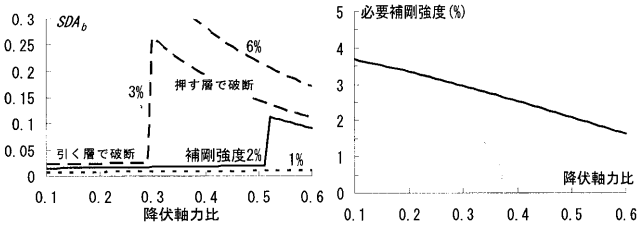
柱材の層数が多くなると，座屈補剛材を無視した場合の柱材全体のオイラー座屈荷重P_{cr}は減少する。6層柱材の場合，柱材の上下端をピン支持として求めたP_{cr}は降伏軸力の約50%であるが，12層，24層柱材の場合は，同様にして求めたP_{cr}は降伏軸力のそれぞれ約12.5%，3.1%となる。P_{cr}より大きな一定軸力を保持しなくてはならない場合，水平変形を与えない状態でも座屈補剛材が引張もしくは圧縮力を負担することによって柱材の1次モードのオイラー座屈を抑制する。さらに，１次モードの正弦曲線にしたがって各層に水平変形を与えると，P-δ効果を考慮した柱材の曲げモーメントMは初めの状態から負方向に増加し，座屈補剛材に引張力が作用することになる。したがって，柱材に作用する一定軸力がP_{cr}よりも大きい場合，１次の正弦曲線の変形モードに対しても，柱材が降伏するよりも前に補剛材が破断することも想定され，式(8)より求まるSDA_bよりも小さな値で座屈補剛材が破断する危険性も考えられる。

さらに，実際の高層チューブ構造が地震動を受ける際には，構面内骨組は時々刻々に変化する変形モードを呈する。構面外骨組も構面内骨組の挙動に追随し，本実験で模擬した理想的な１次および2次モードの正弦曲線よりもさらに高次の，ならびにランダムな変形モードを呈することが想定される。その場合，座屈補剛材が早期に破断し，外周架構柱も早期に崩壊する危険性も考えられる。



(a)補剛強度の違い　　(b)層数の違い

図19　座屈補剛材の破断時の柱材の最大変形角SDA_b，1次モード



(a)補剛強度の違い　　(b)引く階で破断しない必要補剛強度

図20　座屈補剛材の破断時の柱材の最大変形角SDA_b，2次モード

このように，(1)層数の多い柱材にオイラー座屈荷重を超える一定軸力下において各層に水平変形を与える場合，(2)地震時に想定される時々刻々と変わる変形モードを与える場合における，外周架構柱の構面外挙動による接合部破断ならびに進行性崩壊現象に関する考察は，稿を改めて報告したい。

6. 結論

高層チューブ構造において地震時の構面外挙動による外周架構の進行性崩壊を想定し，所定の強度に達すると破断を起こす座屈補剛材により補剛した6層柱材を対象に，一定軸力を作用させた状態で1次および2次の変形モードに沿って各層に水平変位を漸増的に与える準静的載荷実験を行った。主な知見および結論を以下に纏める。

1. 柱材の軸力および水平変形による付加的な曲げモーメントが作用することで柱材は水平耐力を喪失し，さらに水平変形を漸増させると，座屈補剛材が引張力を負担することで，柱材の崩壊点(一定軸力を保持できなくなる点)を引き伸ばすことを実験により確認した。柱材の水平耐力喪失時，座屈補剛材の破断時の水平変形の実験値は理論値と良い対応を示した。
2. 降伏軸力の30%に相当する軸力を作用させた状態で，1次の変形モードに沿って水平変形を漸増させる場合，2%の補剛強度で各層を補剛した6層柱材では，柱材の最大変形角が9.2%と非常に大きな値になるまで，座屈補剛材は破断せず，柱材は崩壊しなかった。座屈補剛材の破断時の水平変形の実験値は，座屈補剛材が引張力を負担する層の直上，直下の層にその反力が生じていると仮定して得られる理論値に概ね良い対応を示した。
3. 2次の変形モードに沿って水平変形を漸増させた場合，2%の補剛強度で各層を補剛した6層柱材では，柱材の最大変形角が2.0%となった時点で，初めから座屈補剛材に引張力が作用する層で座屈補剛材が破断し，柱材も早期に崩壊した。一方，6%の補剛強度で各層を補剛した柱材では，柱材の最大変形角が17.1%と非常に大きな値になるまで座屈補剛材は破断せず，柱材も崩壊しなかった。

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

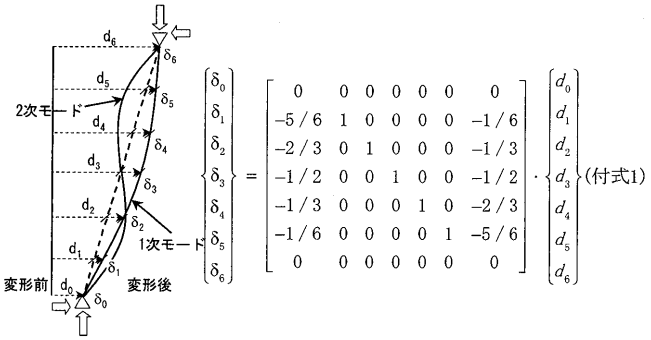
4. 本実験で対象にした6層柱材では，1次の変形モードを与える場合，大きな最大変形角に至るまで崩壊が起こらなかった。ところが，理論式によると，柱材の層数が多くなる場合，高次の変形モードを受ける場合は，より小さな柱材の最大変形角の時点で座屈補剛材が破断を起こすことが推測される。2次の変形モードを与える場合，初めから引張力が作用する層の座屈補剛材が破断しないための必要補剛強度は，降伏軸力の30%に相当する軸力が柱材に作用する場合，概ね3%であることが推測された。

参考文献

1) FEMA403: World Trade Center Building Performance Study: Data Collection, Preliminary Observations, and Recommendations, Appendix B: Structural Steel and Steel Connections, FEMA, Washington, DC, 2002.
2) 松井千秋，松村弘道: 圧縮材の支点の補剛に関する研究(その2)矩形断面材に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集，第208号，pp15-21，1973.6
3) 深尾英邦，桑田志都子，森野捷輔，川口淳: 中間に弾性補剛ばねを持つ圧縮材の弾塑性挙動に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第530号，pp171-176，2000.4
4) 田川浩之，岡田玲，隅谷真也，山田哲，和田章: 高層チューブ構造における構面外骨組の進行性崩壊現象についての再現，鋼構造論文集，第55号，2007.10
5) 日本建築学会，鋼構造限界状態設計指針・同解説，1998年.
6) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針，8章 骨組，pp.263-295，1996年.

付録1

本実験では，柱材の最上端と最下端の水平変位を拘束し，その間の各層に1次および2次モードの正弦曲線の強制変形を与えた。これは，実際の建物において，付図1に示す1次および2次モードを模擬している。すなわち，柱全体が各層で同一の層間変形角で直線的に傾く場合，さらに鉛直荷重が柱材の最上端からしか与えられない場合(各層で軸力が変化する場合は，その変化分に対し柱材の傾き角度に応じた水平反力が生じる)は，梁床構造に水平反力は生じないので，最上層，最下層を除く各層の座屈補剛材には力が作用しない。そのため，その直線変形の分を取り除いた，最も単純な変形状態として，1次ならびに2次モードの正弦曲線を本実験では模擬した。すなわち，本実験で各層に与えた水平変形δ_0～δ_6は，実際の外周架構柱の水平変形d_0～d_6と付式(1)で関係づけられる。



$$\begin{Bmatrix}\delta_0\\ \delta_1\\ \delta_2\\ \delta_3\\ \delta_4\\ \delta_5\\ \delta_6\end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\ -5/6 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1/6\\ -2/3 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & -1/3\\ -1/2 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -1/2\\ -1/3 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -2/3\\ -1/6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -5/6\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} d_0\\ d_1\\ d_2\\ d_3\\ d_4\\ d_5\\ d_6\end{Bmatrix} \quad \text{(付式1)}$$

付図1 実験で対象とする変形状態と実際の変形状態との対応

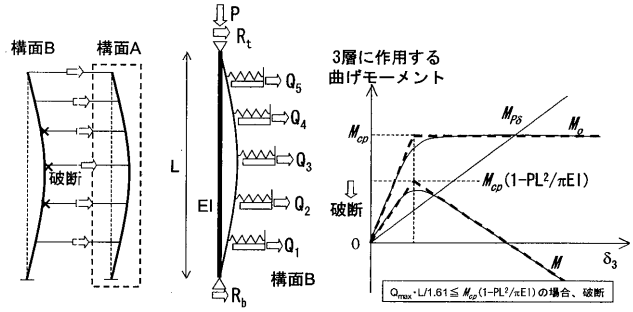
付録2

本研究では，建物の片側の外周架構の構面外挙動に着目し，その外周架構が建物の外側方向に変形を起こす場合は1次の変形モードを，また，建物の内側方向にも変形を起こす場合は，代表的な1例として，2次の変形モードを与えることによって検討した。建物の両側の外周架構を考慮し，さらに梁床構造の面内剛性が十分であれば，一方の外周架構(付図2(a)の構面A)の柱材が梁床構造により建物の外側方向に押し出される際に，他方の外周架構(付図2(a)の構面B)の柱材は梁床構造により建物の内側方向に引かれ，外周架構と梁床構造の接合部には変形が与えられた時点で引張力が作用する。そこで，両側の構面外骨組を考慮して，付図2(b)に示すように，1次モードの正弦曲線で外周架構の柱材を建物の内側方向に引いた場合において座屈補剛材が破断しないための必要補剛強度を算出する。

柱材の撓みが1次モードの正弦曲線である条件ならびにP-δ効果を考慮して，1，2，3層に作用するモーメントM_1，M_2，M_3は付式(2)となる。ここで，R_t，R_bは最上端，最下端での水平反力である。3層に作用する水平力Q_3は付式(3)で表され，3層に作用する曲げモーメントM_3は，$M_3 \approx Q_3 \cdot L/1.61$となる。付図2(c)を参照して，柱材の材料特性を完全弾塑性にモデル化すると，3層の座屈補剛材の引張強度Q_{max}が$Q_{max} \le 1.61 M_{cp}(1-PL^2/(\pi^2 EI))/L$の場合には，座屈補剛材が柱材を引くための水平力がその引張強度に達した時に破断を起こす。本実験で用いた6層柱材を1次モードで引く時に座屈補剛材が破断しないために必要な補剛強度を付図3に示す。降伏軸力比が0.3の時，必要補剛強度は0.27%となる。1次モードで引く場合は，2次モードの場合(図20)よりも，柱材がよりしなやかに変形するため，座屈補剛材が破断しないために必要な補剛強度は小さくてよい。

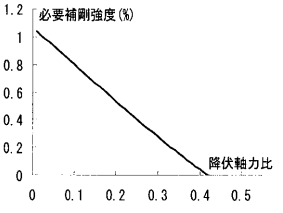
$$\begin{pmatrix} M_3\\ M_2\\ M_1\end{pmatrix} = \begin{pmatrix} L/2 & L/3 & L/6\\ L/3 & L/6 & 0\\ L/6 & 0 & 0\end{pmatrix}\begin{pmatrix} R_b\\ Q_1\\ Q_2\end{pmatrix} = \left\{\left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot EI - P\right\} \cdot \begin{pmatrix} 1\\ \sqrt{3}/2\\ 1/2\end{pmatrix}\delta_3 \quad \text{(付式2)}$$

$$Q_3 = -2(R_b + Q_1 + Q_2) \approx 1.61\left\{\left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot EI - P\right\} \cdot \frac{\delta_3}{L} \quad \text{(付式3)}$$



(a)両側の架構の挙動 (b)柱材を1次モードで引く場合 (c)曲げモーメント-変形関係

付図2 柱材を1次モードで引く場合の検討



付図3 1次モードで引く場合に破断しないための必要補剛強度

(2007年11月9日原稿受理，2008年4月16日採用決定)

NII-Electronic Library Service