

全層梁降伏型メカニズムを形成する中低層鉄骨ラーメン構造の開発

木村 祥裕¹・吉武 裕²

¹東北大学 未来科学共同研究センター (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字6-6-10-1216)

²長崎大学大学院 工学研究科 (〒852-8521 長崎市文教町1-14)

現行の設計法では、梁先行降伏型の鉄骨ラーメン骨組であっても大地震時には柱脚部の降伏を許容している。しかし、E-ディフェンスの実大4層鉄骨ラーメンの振動台実験では、終局時に最下層柱脚部のみならず柱頭でも降伏し、局部座屈により倒壊した。本研究で提案する柱脚機構を有する鉄骨ラーメン骨組の保有水平耐力を簡易的に求める方法を提案している。静的増分解析や地震応答解析により求めた終局時及び部材崩壊時の保有水平耐力と仮想仕事法による保有水平耐力を比較し、仮想仕事法による保有水平耐力評価の妥当性を検証する。さらに、先の数値解析及び載荷実験により鉄骨柱支点部の要求性能を明らかにする。

キーワード 柱脚機構, 全層梁降伏型メカニズム, 鉄骨柱支点部, 仮想仕事法, 載荷実験

1. 序

梁降伏型メカニズムを形成する鉄骨ラーメン構造物の保有水平耐力設計では、中程度の地震に対しては梁のみを降伏させ、大地震では柱脚部の降伏も許容されている。E-Defenseによる実大4層鉄骨ラーメン構造物の倒壊実験では、建築基準法に準拠した構造物に1995年兵庫県南部地震JR鷹取駅記録の100%の地震動を入力した際、最下層柱の脚部及び柱頭で局部座屈を生じ、最下層に損傷集中したため、構造物は倒壊した¹⁾。すなわち、優れた耐震性能を有する剛接合鉄骨ラーメン構造物であっても、終局時には極めて不安定な力学挙動となる。

本研究では、RC基礎梁からRC柱を立ち上げ、所定の高さで鉄骨柱と接合する。柱脚部は、RC構造のため、高い剛性と耐力を有する。下部RC柱と上部鉄骨柱の接合部である鉄骨柱支点部をピン接合とすることで、柱脚部への過度の応力集中を避けることができる²⁾。鉄骨柱支点部については、ベースプレート（シアプレート）とアンカーボルトを緊結し、鉄骨柱支点部での回転を許容する。この鉄骨柱支点部には、柱に作用するせん断力に対してはシアプレートで抵抗し、軸方向の引張力に対してはアンカーボルトで抵抗する方法を用いる。さらに、鉄骨柱支点部での回転を許容するために、鉄骨柱下端とRC柱上端に保護プレートを設け、テーパ付き座金を設ける方法とした³⁾。

従来の埋め込み型柱脚鉄骨ラーメン構造であれば、梁降伏後、柱降伏の発生時期が明確でなく、鉄骨ラーメン構造物の降伏メカニズムや保有水平耐力の算定には、有

限要素法等の静的増分解析を行う必要がある。しかし、図1に示す柱脚機構を有する鉄骨ラーメン骨組であれば、大地震時でも全層梁降伏型メカニズムを形成し、最下層柱脚の降伏を防ぎ、最下層中間部で柱がピン接合されていることから、増分解析を用いなくても、最下層中間部を基点とした外力仕事と内部エネルギーの釣り合いから仮想仕事法により保有水平耐力を求めることができる。

本論文では、層数やスパン数、柱梁曲げ耐力比等をパラメータとして、静的増分解析や地震応答解析により求めた終局時及び部材崩壊時の保有水平耐力と仮想仕事法による保有水平耐力を比較し、仮想仕事法による保有水平耐力評価の妥当性を検証する。さらに、鉄骨柱支点部やRC柱の要求性能として鉄骨柱支点部に作用するせん断力や軸力を明らかにし、図1に示す柱脚機構を有する鉄骨ラーメン骨組の簡易設計法を提示する。

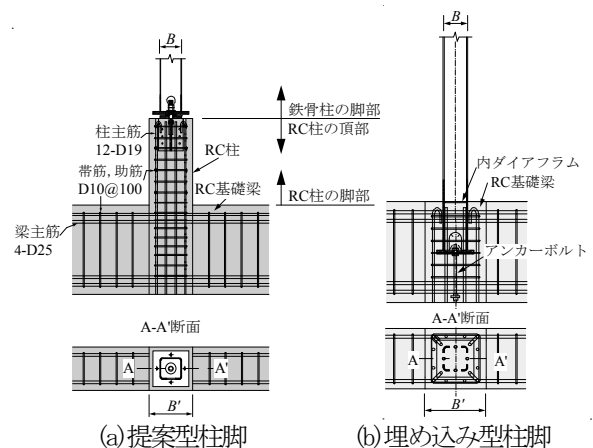


図1 最下層の柱脚形式

2. 中低層ラーメン骨組の保有水平耐力評価法

(1) 骨組の保有水平耐力の簡易評価法

図2に示すような多層多スパン (n 層, m スパン) の提案型柱脚を有する鉄骨ラーメン架構が, A_i 分布により算出した静的地震外力 F_i を各層に受けたときの崩壊メカニズムを想定する。梁の抵抗曲げモーメントを \circ で示している。仮想仕事法による架構の保有水平耐力の算出方法は以下の通りである。

1) 梁の抵抗曲げモーメントの合計値 ΣM_r の算出

全層で梁の抵抗曲げモーメントが全塑性状態となると, 歪硬化による耐力上昇率 (歪硬化係数) τ を考慮すると, 抵抗曲げモーメントの最大値 $M_{r,j}$ は(1)式となる。

$$M_{r,j} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \tau \cdot M_{p,i,j} \quad (1)$$

ここで, $M_{p,i,j}$ は i 層 j スパンにおける梁の全塑性モーメントである。

2) 転倒モーメントの合計値 ΣM_q の算出

A_i 分布より $C_0=0.2$ のときの層せん断力 Q_i を次式で求め, 水平外力 F_i に換算する。

$$Q_i = C_i \sum_{i=1}^N W_i, \quad C_i = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \quad (2)$$

ここで, W_i は i 層の重量, C_i は i 層の層せん断力係数, Z : 地域係数 (ここでは 1 とする), R_i : 振動特性係数, A_i : i 層の層せん断力係数の分布を示す係数である。

$$F_i = Q_{i+1} - Q_i \quad (3)$$

ただし, 最上層 (n 層) に作用する水平外力は $F_n=Q_n$ となる。転倒モーメントの合計値 ΣM_q は, F_i にピン支持¹⁾である鉄骨柱支点部からの距離 Σh_i を乗じた値である。

3) 抵抗曲げモーメントの合計値 $\Sigma \tau \cdot M_{r,j}$ と転倒モーメントの合計値 $\Sigma M_{q,i}$ の比較

$$C_v = 0.2 \frac{\sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n \tau \cdot M_{r,i,j}}{\sum_{i=1}^n M_{q,i}} (=Ds) \quad (4)$$

(5)式で求めた値は, 仮想仕事法により求めた骨組のベースシア係数 C_v であり, 骨組の保有性能 Ds に相当する¹⁾。歪硬化を考慮しない場合は(1)式において $\tau=1.0$ として $M_{r,j}$ を算出する。

(2) 静的増分解析による簡易評価法の妥当性の検証

図3(a)に提案型柱脚機構を有する6層鉄骨ラーメン骨組の平面図及び軸組図を示す。3-9層鉄骨ラーメン骨組を対象として, 静的増分解析により(4)式の保有水平耐力評価法の妥当性を検証する。また, 図3(b)に示す埋め込み型柱脚の鉄骨ラーメン骨組についても比較のため, 数値解析を行う。基本モデルとしたラーメン骨組は図3(a)に示すような3スパンであり, 1スパン $l=9$ m, 各層の高さ $h=3.6$ mである²⁾。文献3)で図1に示す鉄骨柱支点部を含む柱梁部分架構モデルの載荷実験を行い, 鉄骨柱支点部の力学挙動を確認した結果, 支点部はほぼピン接合になることを明らかにした。そこで, 本論文における解析モデルでは, 鉄骨柱支点部をピン接合とし, その他の柱梁接合部を剛

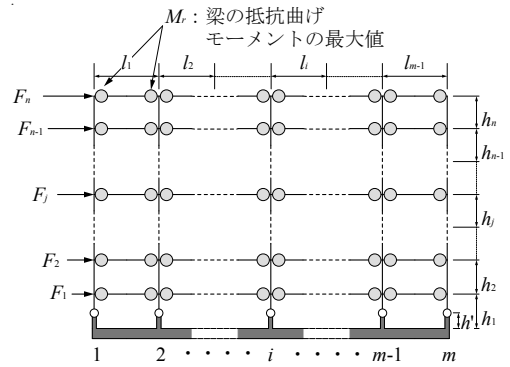


図2 崩壊メカニズムの設定

接合とする。塑性ヒンジを生じうる梁端及び柱端に弾塑性回転ばね要素を用いる。また, 文献2)と同様, 事前に予備解析を行い, 所定の層間変形角時の最下層下部RC柱に作用する軸力と曲げモーメントに対して, RC柱がひび割れを生じず, 初期剛性を保持するように断面や鉄筋本数を決定した。骨組のRC柱の形状及び鉄筋の配筋は全て28D-35, 鉄筋の鋼種は全てSD490としている。数値解析には汎用有限要素解析プログラムABAQUS6.8を用いる。骨組名称の説明は, 最初の記号が柱脚機構, 2番目の数字が層数, 3番目の数字が梁の全塑性曲げモーメント M_{pb} に対する柱の全塑性曲げモーメント M_{pc} の割合 M_{pc}/M_{pb} である。柱及び梁ともに鋼材のヤング係数 E_{steel} を 205.8×10^3 N/mm², 降伏応力 σ_{steel} を 235.0 N/mm²とし, コンクリートのヤング係数 $E_{concrete}$ を 27.3×10^3 N/mm², 降伏応力 F を 36.0 N/mm²とする。骨組を構成する柱, 梁の骨格曲線は, 柱梁接合部から反曲点までの区間を一部材とした実験式より求められる。本研究では, 骨組内の部材が最大耐力を迎えた時点を部材崩壊とし, そのときの骨組の最大層間変形角や保有水平耐力を部材崩壊時の保有性能と定義する。表2に3層, 6層, 9層ラーメン鉄骨骨組で柱梁耐力比1.6~2.0の部材断面の一例を示す。部材断面を決定する際には, 保有水平耐力設計に沿って骨組の初期剛性や降伏耐力等層せん断力-層間変形角関係が概ね同等となるように設計した²⁾。 A_i 分布より求めた層せん断力分布となる水平外力を, 図2に示すように骨組の左側から与える。その際, $C_0=0.2$ のときの最大層間変形角が1/200以下を満足するものとする。高さ方向に関しては3層ごとに, さらに柱梁耐力比1.6の骨組については2層ごとに部材断面を変更する。最上階の梁は柱に対して過剰な剛性とならないように, 他

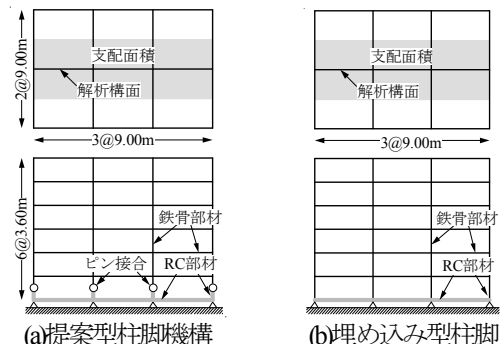


図3 数値解析モデル

の梁の剛性の5割程度となる断面を選定する。梁断面は圧延H形鋼（表中のH），溶接組立H形鋼（BH），柱断面は一般構造用角形鋼管（□）としている。ただし，構成板要素の幅厚比の違いによる部材の保有性能の違いを検討するために，柱の板厚は1mm単位で設定した。図6に柱梁耐力比 $M_{pc}/M_{pb}=1.6$ の6ラーメン骨組のベースシア一層間変形角を示す。横軸は各層の層間変形角 δ/h ，縦軸は第1層のせん断力 Q_1 を架構の総重量 W_1 と振動特性係数 R_1 で除した値 $Q_1/W_1R_1(=C_a)$ である。図中の Δ ， \circ ， \square は最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.01$ ， 0.02 ， 0.03 時を示す。図中の灰色の横線は，仮想仕事法において梁の歪硬化を考慮した場合($\alpha=1.1$ ， 1.3)と考慮しない場合($\alpha=1.0$)の保有水平耐力係数 C_a を示す。図4(a)は最大層間変形角0.03までを示し，図4(b)は部材崩壊時までを示している。(a) $\delta_{max}/h=0.03$ 時では静的増分解析による保有水平耐力は，歪硬化を考慮しない $\alpha=1.0$ の仮想仕事法の値とほぼ等しい。これは， $\delta_{max}/h=0.03$ までに上層部の梁端で降伏していない箇所があるためである。(b)部材崩壊時には $\delta_{max}/h=0.09$ と非常に大きいことから，歪硬化を考慮した $\alpha=1.3$ の仮想仕事法による保有水平耐力と数値解析結果は概ね等しくなっている。また，これらの結果を整理したものが図5である。図5(a)が3層骨組，図5(b)が9層骨組みである。縦軸は仮想仕事法より求めたベースシア係数に対する数値解析結果の割合を示している。埋め込み型柱脚に比べて，提案型は柱脚の値は高く，提案型柱脚については仮想仕事法が安全側の評価を与えることが分かる。

表2 部材断面(mm)

骨組	A-3-1.6, B-3-1.6		A-3-1.8, B-3-1.8(A-3-2.0, B-3-2.0)	
Story	Column	Girder	Column	Girder
3	□-500×19	H-550×200 ×12×16	□-520×19 (□-540×20)	H-550×200 ×12×16
2		H-650×250 ×12×19		H-640×250 ×12×19
1				(H-620×260 ×12×19)
基礎	800×800	1200×800	800×800	1200×800
骨組	A-6-1.6, B-6-1.6		A-6-1.8, B-6-1.8	
Story	Column	Girder	Column	Girder
6	□-580×21	BH-650×250 ×12×19	□-600×21	BH-650×250 ×12×19
5		BH-770×270 ×16×19		BH-760×270 ×16×19
4				BH-760×270 ×16×19
3	□-600×23	BH-770×310 ×16×22	□-630×23	BH-760×310 ×16×22
2		BH-770×310 ×16×22		BH-760×310 ×16×22
1				BH-760×310 ×16×22
基礎	800×800	1200×800	800×800	1200×800
骨組	A-9-1.6, B-9-1.6		A-9-1.8, B-9-1.8	
Story	Column	Girder	Column	Girder
9	□-560×21	BH-630×200 ×12×19	□-590×21	BH-630×200 ×12×19
8		BH-700×300 ×16×20		BH-700×300 ×16×20
7				BH-700×300 ×16×20
6	□-560×25	BH-770×300 ×16×21	□-610×23	BH-760×300 ×16×21
5		BH-770×300 ×16×21		BH-760×300 ×16×21
4				BH-760×300 ×16×21
3	□-590×25	BH-810×300 ×16×22	□-610×26	BH-800×300 ×16×22
2		BH-810×300 ×16×22		BH-800×300 ×16×22
1				BH-800×300 ×16×22
基礎	1000×1000	1200×1000	1000×1000	1200×1000

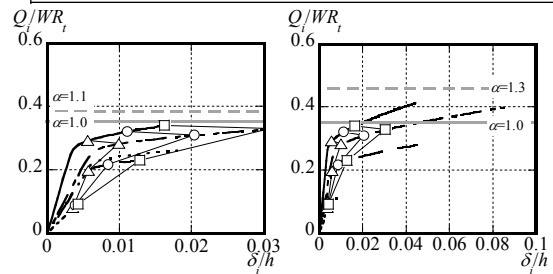
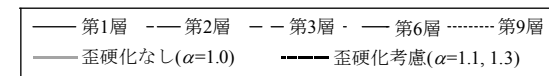
3. 中低層ラーメン骨組の地震応答解析

(1) 地震応答解析概要

鉄骨ラーメン骨組の粘性減衰は Rayleigh 型とし，1次と2次の減衰定数は2%とする。部材の構成則には移動硬化則を用いる。3スパンラーメン骨組の1層あたりの質量を188.3 tonfとする。3層，6層，9層ラーメン骨組の1次固有周期は，3層で0.651~0.690(sec)，6層で0.955~0.987(sec)，9層で1.418~1.446(sec)程度である。等しい柱梁耐力比で柱脚機構が異なる場合，固有周期の違いは最大5.4%程度であった。地震応答解析で用いる地震波は EL Centro 1940 NS/EW, Hachinohe 1968 NS/EW, Kobe 1995 NS/EW, Taft 1952 NS/EW の8種類とし，時刻歴波形の最大速度を50，75kineに基準化する。

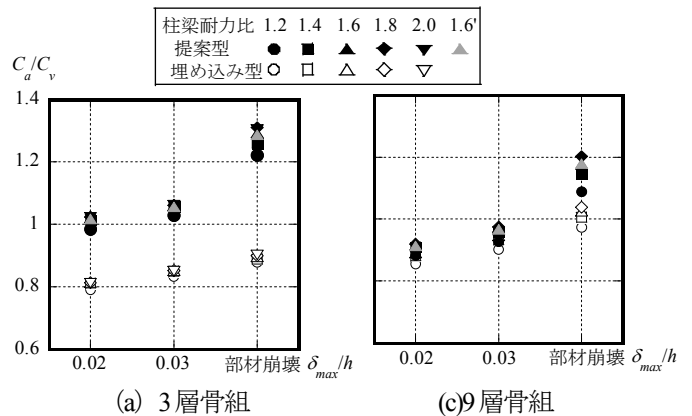
(2) 地震応答解析によるラーメン骨組の保有性能評価

図6に静的増分解析と地震応答解析より算出した骨組の作用曲げモーメントの合計値を比較している。縦軸は動的解析結果，横軸は静的増分解析結果であり，それぞれ，骨組内の梁端の作用曲げモーメントの合計値 ΣM_b ， ΣM_s を骨組内の全ての梁端が全塑性曲げモーメント状態のときの合計値 ΣM_{pb} で除したものである。ここで， ΣM_b ， ΣM_s は動的解析時及び静的解析時の作用曲げモーメント



(a) $\delta/h=0.03$ まで (b) 部材崩壊まで

図4 静的増分解析によるベースシア一層間変形角関係と簡易評価法による保有水平耐力の比較



(a) 3層骨組 (b) 9層骨組

図5 解析結果と仮想仕事法による架構の保有水平耐力

の合計値である。また、静的増分解析結果は、 A_i 分布による外力分布で動的解析の最大層間変形角と等しいときの曲げモーメント値である。3層ごとに部材断面を変更した骨組の解析結果を黒プロットで、2層ごとの解析結果を灰色プロットで示す。図6(a)3層骨組では、動的解析結果と静的増分解析結果はほぼ等しいものの、(b)9層骨組では動的解析の曲げモーメントの合計値は、一部を除き、静的解析結果よりも小さくなる傾向にある。次に、鉄骨柱支点部の転倒モーメントの釣り合いから、水平外力と柱の軸力の関係は(2)、(3)式より次式で表される。

$$\sum_{i=1}^n i \cdot h_i \cdot F_i = \sum_{j=1}^{(m+1)/2} (m/2 - j + 1) \cdot l \cdot N_j / 2 \quad (5)$$

m は骨組のスパン数、 h_i 、 l_i は層高さ、スパン長、 N_j は水平外力に伴う柱の変動軸力である。ここで、 $(m+1)/2$ が整数でないとき、小数点以下を切捨てとする。

数値解析結果から、(5)式では中柱の変動軸力は過大に、側柱の変動軸力は過小に評価してしまう。4スパン程度であれば、中柱の軸力変動はほとんどないことから、(5)式中柱の $N_g=0$ とした側柱の軸力は次式となる。

$$N_o = \frac{2}{m-1} \sum_{i=1}^n i \cdot h_i \cdot F_i \quad (6)$$

図7は側柱と中柱の初期軸力(建物の自重)及び水平外力による変動軸力の関係を示している。縦軸は側柱の初期軸力 N_o と変動軸力 ΔN_o の和、横軸は中柱の初期軸力 N_c と変動軸力 ΔN_c の和を柱の降伏軸力 N_y で除したものである。図中の○、△、□は、最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.02$, 0.03, 部材崩壊時の静的増分解析結果であり、×は地震応答解析結果である。また、図中の縦軸、横軸からの黒破線は、(11)式より求めた、3層ごとに断面を変更した骨組の側柱の軸力であり、3本の線はそれぞれ $\alpha=1.0$, 1.1, 1.3 である。3層骨組では、柱梁耐力比の違いによるばらつきは少なく、最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.02$, 0.03, 部材崩壊のとき、 $\alpha=1.0$, 1.1, 1.3 にほぼ対応している。最大層間変形角 $\delta_{max}/h=0.02$, 0.03, 部材崩壊のとき、骨組の層数や柱断面の違いによらず、それぞれ $\alpha=1.0$, 1.1, 1.3 にほぼ対応している。仮想仕事法により鉄骨柱支点部の最大作用軸圧縮力を簡便に求めることができる。

4. 鉄骨柱支点部の軸力軸力伝達機構

(1) 実験概要

図8に試験体を示す。RC柱断面が□400×400であり、主筋は12-D19、フープ筋を□D10@100としている。また、RC柱の高さは800mmである。試験体には、直径50mmのピンプレートを通じて軸力が作用し保護プレート、支圧プレート、RC柱へと伝達される。つまり、直接軸力が作用する範囲は保護プレートの中心から半径約50mmの部分である。

図9に鉄骨柱支点部の詳細図を示す。(a)SPタイプは、アンカーボルトに4枚の鋼板を隅肉溶接した支圧プレ

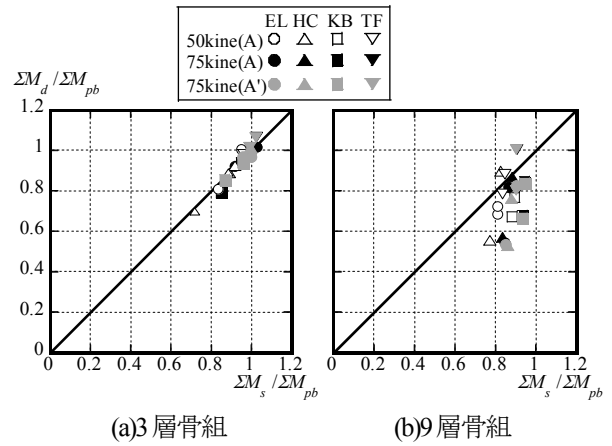


図6 動的解析と静的解析の作用曲げモーメント

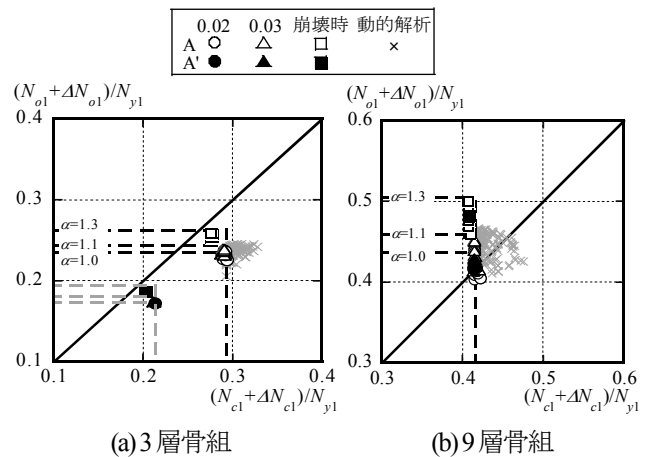


図7 側柱と中柱の鉄骨柱支点部の最大軸力比

トをRC柱に埋め込み、支圧プレートの上に保護プレートを隅肉溶接し、さらにその上には直径100mm、厚さ9mmのピンプレートを配置したものである。スタッドを設ける試験体には、支圧プレートにスタッドを溶接する。(b)SCタイプは、鉄骨柱のベースプレートとRC柱の表面に被せたシアキャップをアンカーボルトで接合したものである。表3に試験体一覧を示す。本論文では、13体の試験体について圧縮荷重試験を行った。試験体名の先頭の記号は、試験体のタイプを示す。SPタイプでは、2番目の数字は保護プレート径 D を、3番目は保護プレート板厚 t を、4番目は支圧プレートの深さ l_b を、最後はスタッド本数 n_s を示す。なお、SP200-22-310-NBは、支圧プレート全面にビニールテープを巻き、支圧プレートとコンクリートの付着を防いだタイプである。SCタイプでは、2番目の数字はシアキャップ板厚 t_c を、最後はシアキャップ側面の長さ l_c を示す。

(2) 実験結果

図10に最下層柱接合部に作用する鉛直荷重とクロスヘッド変位の関係を示す。左縦軸に想定した鉄骨柱の降伏軸力 N_y ($=A_s \sigma_y = 2234.7 \text{ kN}$) で除した値を、右縦軸にRC柱の降伏軸力 N_{cy} ($=A_c f_c = 3200 \text{ kN}$) で除した値を示す。ここで、想定する鉄骨柱断面は既往の部分架構実験□200×200×9である³⁾。(a)は保護プレートの板厚の違い、

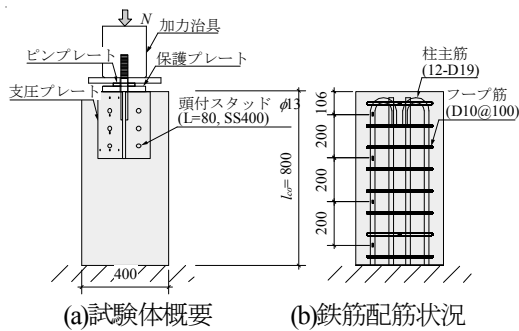


図8 試験体図(mm)

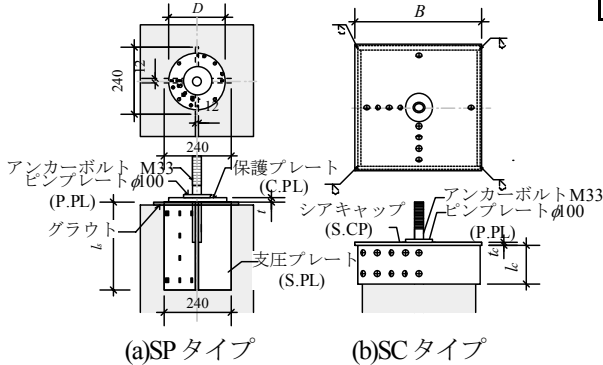


図9 支点部詳細図(mm)

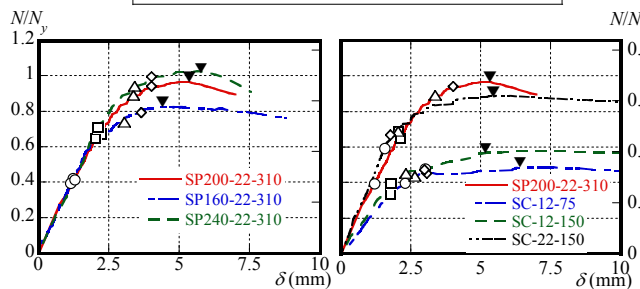
(b)はシアキャップの側面の長さの違いについて比較している。図中の○は初期ひび割れ時、□は初期降伏時の荷重、△は初期剛性 K に対し接線剛性が $K/3$ になったとき、◇は初期剛性 K に対し接線剛性が $K/6$ になったとき、▼は最大荷重時を示す。初期降伏は、初期剛性から接線剛性が 10%低下した時点とした。(a)保護プレート板厚の異なる試験体では、初期降伏 (□) までは耐力に大きな差異は見られないものの、板厚の薄い試験体は基準試験体より最大耐力は低下している。これは、ピンプレートを介して圧縮力が保護プレートに伝達されるため、局所的な圧縮荷重に対して、保護プレートの板曲げ剛性が十分大きくないため、荷重の増加に伴い、保護プレートが板曲げ変形を生じ、保護プレートが均一に RC 柱に荷重を伝達できなくなり、相対的に保護プレートの支圧面積が小さくなったためである。(b)シアキャップ側面の長さの異なる試験体では、シアキャップ側面の長さが長いほど、また板厚が厚いほどシアキャップによるコン

表3 試験体一覧(mm)

No	試験体名	D	t	l_c	n (本)
0	SP200-22-310	200	22	310	-
1	SP200-12-310	200	12	310	-
2	SP200-16-310	200	16	310	-
3	SP160-22-310	160	22	310	-
4	SP240-22-310	240	22	310	-
5	SP200-22	200	22	-	-
6	SP200-22-210	200	22	210	-
7	SP200-22-410	200	22	410	-
8	SP200-22-310-16	200	22	310	16
9	SP200-22-310-24	200	22	310	24
10	SP200-22-310-NB	200	22	310	-
		B	l_c	l_c	n (本)
11	SC-12-75	450	12	75	-
12	SC-12-150	450	12	150	-
13	SC-22-150	450	22	150	-

試験体名の記号
 SP-200-22-310-16
 ↳スタッド本数 (NBは付着なし)
 ↳支圧プレート深さ
 ↳保護プレート板厚 (SPタイプ)
 ↳シアキャップ側面の長さ (SCタイプ)
 ↳保護プレート径 (SPタイプ)
 ↳シアキャップ板厚 (SCタイプ)
 SP:SPタイプ (支圧プレート)
 SC:SCタイプ (シアキャップ)

○ ひび割れ △ 初期剛性 K に対し $K/3$ になったとき
 □ 初期降伏 ◇ 初期剛性 K に対し $K/6$ になったとき
 ▼ 最大荷重

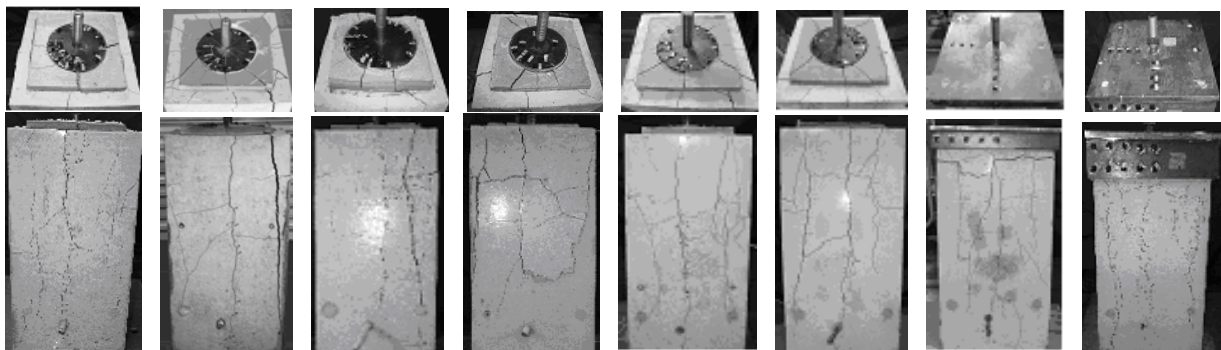


(c) 保護プレート径 (f) シアキャップ側面長さ

図10 鉛直荷重 - 変位関係

クリートの拘束効果が大きくなり、耐力は上昇している。SC タイプで耐力が最も高い SC-22-150 でも、SP200-22-310 よりも最大耐力は低い。これは、SC タイプでは RC 柱上面全てをプレートで覆っており、SP タイプと異なり、板曲げ変形の支点となる支圧プレートが RC 柱に内包されておらず、外側に配置されていることから、相対的に板曲げ剛性が小さくなっているためである。しかし、SC タイプでは最大耐力に達した後、SP タイプに比べ耐力低下が緩やかである。

写真1に試験体の最終状況を示す。スタッドを有する SP200-22-310-16, SP200-22-310-24 や付着を切った SP200-22-310-NB では、破壊形状に大きな差異は見られなかった。(a)では、支圧プレート端よりひび割れが発生し、側面中央部にひび割れが進展した後にコンクリート四隅より斜めにひび割れが生じ耐力が低下した。(b)では、破壊形状は SP200-22-310 と同様だが、保護プレートの板厚



(a)SP200-22-310 (b)SP200-16-310 (c)SP240-22-310 (d)SP200-22 (e)SP200-22-210 (f)SP200-22-410 (g)SC-12-75 (h)SC-22-150

写真1 試験体最終状況

がどちらも十分ではなく板曲げ剛性が小さかったため、ピンプレート直下の保護プレートが沈み込むような曲げ変形が明確に確認できた。一方、(d)では、側面中央部と端部より同時にひび割れが進展していき、RC柱表面のコンクリートが剥離し耐力が低下した。保護プレートの曲げ変形に関しても、ピンプレート直下が局所的にめり込む様子が確認できた。支圧プレートの深さが異なる(e)、(f)は、SP200-22-310と破壊形状は大きな差が無く、保護プレートの曲げ変形状況もあまり差はみられなかった。(g)では、板厚が薄くシアキャップに大きな曲げ変形が起きRC柱全面に引張が生じたため、初めにシアキャップ下部に引張りひび割れが生じた後、中央部にひび割れが生じ最大耐力に達した。(h)では、シアキャップの板曲げ剛性が大きく、シアキャップで大きな曲げ変形が生じなかったため、初めに中央部にひび割れが発生し中央部のひび割れが進展した。荷重が大きくなると徐々に板曲げ変形が生じ、さらにシアキャップ下部に引張りひび割れが生じたことで最大耐力に達した。

図11に実験結果と文献4)5)の実験式の比較を示す。縦軸は実験で得られた最大耐力 N_u 、横軸は実験式による耐力である。網掛け部は実験値と計算値の誤差が10%以内である範囲を示す。文献4)5)の耐力式を以下に示す。

$${}_c N_{u1} = 1.8 \cdot \sigma_{cb}^{(0.8 - \sigma_{cb}/2000)} \sqrt{A_c/A_s} \cdot A_s \quad (7)$$

$${}_c N_{u1} = 5.06 \cdot \sigma_{cb}^{0.570} \sqrt{A_c/A_s} \cdot A_s \quad (8)$$

$${}_c N_{u1} = 3.89 \cdot \sigma_{cb}^{0.637} \sqrt{A_c/A_s} \cdot A_s \quad (9)$$

ここで、 σ_{cb} はコンクリート圧縮強度、 A_c は支承面積(今回はコンクリート柱上面面積)(=160000mm²)、 A_s は支圧面積(今回は保護プレート面積)である。

いずれの式も $\alpha\sigma_{cb}^m$ の形で表されており、(7)式は、割裂引張強度を圧縮強度より求め、割裂引張強度より支圧強度を求めている。(7)式は ${}_c\sigma_b=18\sim60$ N/mm²の範囲で(8)、(9)式のおよそ7割程度となる。(1)式で求めた耐力値は最大30%程度の誤差を、(8)、(9)式で求めた耐力値は最大50%の誤差を生じており、(7)式はより実験における最大耐力を評価できているが、一部の実験結果に対して支圧面積を過大に評価している。これは、鉛直荷重が保護プレートに比べて面積の小さいピンプレートのみ作用するため、板厚が薄いもしくは径が大きい場合、保護プレートが局所的に板曲げ変形を生じ、全域に均一な鉛直応力が作用しないためである。また、支圧プレートによりコンクリートに対する変形拘束効果(コンファインド効果)が期待できるが、(7)-(9)式では考慮されていないといった問題もある。

5. 結

1)歪硬化を考慮しない全層梁降伏と仮定した内部歪エネ

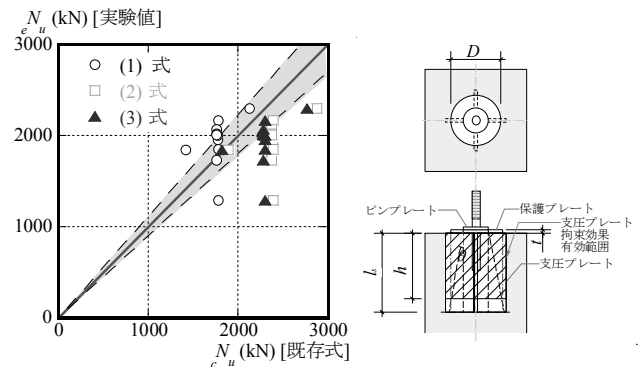


図11 実験値と既存式による計算値の比較

ルギーを用いることで仮想仕事法により骨組の保有水平耐力を評価できる。

- 2) 動的解析では高次モードの影響により、上層で層間変形角が小さくなるため、最大層間変形角が等しいときの骨組内の塑性モーメントの合計値は、地震応答解析よりも静的増分解析の方で概ね大きくなる。
- 3) 仮想仕事法より得られる水平外力による転倒モーメントを側柱と中柱に作用する偶力として捉えることで、鉄骨柱支点部の最大作用圧縮力を求められる。
- 4) 鉄骨柱から伝達される圧縮力は、保護プレートの支圧及び支圧プレートの付着により伝達される。保護プレート径を大きく、板厚を厚く、支圧プレートの深さを深くすることにより、耐力が上昇することを示した。
- 5) 既存の支圧耐力式に、支圧プレートによる拘束効果を考慮することで、降伏耐力および最大耐力を概ね評価できることを示した。

参考文献

- 1) 島田侑子, 吹田啓一郎他: 振動台実験における倒壊挙動 - 実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その3 -, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻第653号, pp.1351-1360, 2010.7
- 2) 金田勝徳, 木村祥裕, 濱崎慎一, 和田章: 全層梁降伏型を目指した中低層鉄骨ラーメン構造構築のための新しい柱脚機構の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻第654号, pp.1537-1546, 2010.8
- 3) 金田勝徳, 木村祥裕, 六倉賢太, 角屋治克, 渡辺亨, 高橋邦広: 全層梁降伏型中低層鉄骨ラーメン構造構築のための柱脚機構に関する部分架構モデルによる基礎実験, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻第665号, pp.1357-1366, 2011.7
- 4) 宇佐美徹, 毛井崇博, 青木雅路: 鉄骨柱から軸力を受けるコンクリート杭の支圧耐力に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第572号, pp.111-116, 2003.10
- 5) 坂田博史, 中塚信, 森田真由美, 松本孝雄: PC定着部の支圧性能に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.849-850, 2010.7