

露出型柱脚部を有する鉄骨造建物の耐震性能に関する一考察

石村 光由※ 南 宏一※※

Some Consideration on Seismic Structural Design of Steel Building with Base-type Column Bases

Mitsuyoshi ISHIMURA and Koichi MINAMI

ABSTRACT

Structural damage of steel building due to the 1995 Hyogo Prefecture earthquake was investigated based on the result of allowable stress design method, seismic ultimate capacity method and the dynamic response analysis. As a result, the evaluation of axial force due to overturning moment of building by a present design method is not enough for the lower stories buildings. Good correlation between the γ index of structure and damage grade is proposed.

キーワード:鉄骨露出柱脚 兵庫県南部地震 許容応力度設計 保有水平耐力 地震応答解析

1. はじめに

柱脚は、骨組のなかでも重要な部分であり、過去の震害例の中でも柱脚の被害は多い。図 1.1 は文献 1 に基づいて 1995 年 1 月の兵庫県南部地震による被害調査を整理したものである。調査建物総数のうち柱脚に損傷を生じたものは約 22% であり図 1.2 に示すように、そのうち柱脚に損傷を受けた建物の約 2 割が倒壊し、約 4 割が大破となっている。一方、全調査建物での倒壊は約 1 割、大破は約 3 割となっており柱脚損傷建物の被害レベルは大きい。図 1.3 は、柱脚部が損傷した建物について、被害レベルと建物の階数の関係を示したもので、1~5 階建の建物の倒壊、大破の割合は 65% と 6 階以上の建物の 35% より明らかに大きくなっている。図 1.4 は柱脚の形式ごとの建物被害レベルを示したもので、柱脚形式の違いによる差異は見られないが、露出型柱脚の損傷の大部分はアンカーボルトの損傷によるものである。

文献 2 による鳥取県西部地震及び芸予地震災害調査では一部ブレース付の柱脚において基礎コンクリート下の破壊やアンカーボルトの変形は見られるものの柱脚の被害は少ないと報告されている。

一方、従来より通常的设计において柱脚を形式に応じてピン、半固定、固定と仮定し、応力解析を行い許容応力度設計を行ってきた。また 1981 年には宮城県沖地震等の教訓により、いわゆる新耐震設計法が施行され、終局強度や靱性に対する考え方が導入された。

柱脚の設計法としては、設計上の参考として 1995 年建築物の構造規定³⁾に柱脚の設計の考え方が、形式別に紹介された。さらに、具体的に設計法を提示したものは建築物の構造規定 1997⁴⁾に示され、露出柱脚を用いた構造物の設計ルート別の設計フローが図 1.5 のように示された。また根巻き柱脚、埋め込み柱脚についても、応力伝達、終局耐力式、復元力特性がそれぞれ示された。これは、日本建築学会「鋼管構造設計施工 指針」(1990 年版)⁵⁾の考え方を全面的に採用し

※ 福山大学工学部受託研究員、株式会社石村設計事務所所長

※※ 福山大学工学部教授 工博

たものである。「2001年版建築物の構造関係技術基準同解説」⁶⁾に盛り込まれた内容は、1997年版と変更はない。さらに日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」

(2001年版)⁷⁾では露出形柱脚のせん断耐力の評価式など一部変更があるが、設計においては通常文献5が基本となっている。その他、設計の参考として文献8、文献9も準用されている。このように終局耐力式、復元力特性などの研究が多く行われ、柱脚そのものの力学的性能がかなり正しく評価できるようになり、設計者にわかりやすい形で図1.5のような設計フロー図も示されてきている。また、製品メーカーによる柱脚も各種開発されてきている。

このように柱脚の設計、施工について規、基準が整備されてきているにもかかわらず、基準どおり設計を行えば安全な建築物が建設されるかという事については、筆者には大きな疑問が残る。前述したように、兵庫県南部地震の被害調査により1~5階建の建物が大きな被害を受けているが、その被害原因として新耐震以前の建物であるとか、中小ビルは保有耐力計算が行われていないとか、中小ビルは施工上も不十分な場合が多いなどの指摘がなされているにとどまり、構造力学的な分析はほとんど行われていない。

そこで、設計者の立場からどのように柱脚を含めた建物の耐震設計を行えばより安全な建物が設計できるかを考察するため、文献6による各種柱脚設計のプログラム作成、耐力式と実験値との比較を行った上で1階建~8階建の建物の許容応力度計算、保有耐力計算、地震応答解析を行い、構造設計の視点から現在の鉄骨造建物の柱脚設計法が地震外乱に対して十分な安全性を与えるかどうかについて検証を行う。

図1.1 柱脚損傷建物の調査建物総数に対する比率

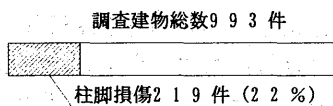


図1.2 柱脚損傷建物の各被害レベルの比率

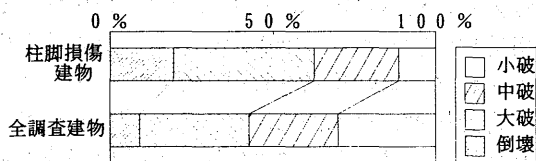


図1.3 柱脚損傷建物の階数別の被害レベルの比率

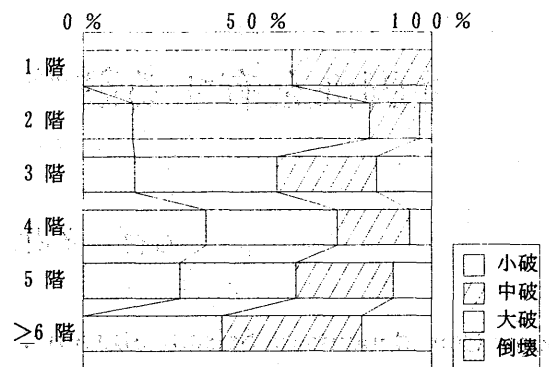
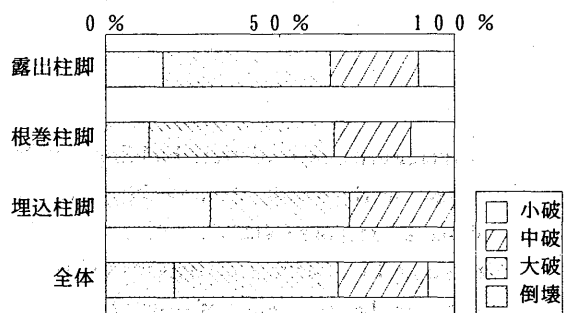


図1.4 柱脚形式ごとの建物被害レベルの比率



2. 露出柱脚の終局耐力評価法

鉄骨造建物の柱脚は露出柱脚、根巻柱脚、埋め込み柱脚に大別される。ここでは露出柱脚について、その終局耐力の評価法を述べる。

柱脚の固定度の評価法は、ベースプレート位置の回転剛性として評価し、回転剛性は

$$K_{BS} = E \cdot n_t \cdot A_b (d_t + d_c)^2 / 2l_b \quad \dots \dots (1)$$

E : アンカーボルトのヤング係数

n_t : 引張側アンカーボルトの本数

A_b : 1本のアンカーボルトの軸断面積

d_t : 柱断面図心より引張側アンカーボルト断面群の図心までの距離

d_c : 柱断面図心より圧縮側の柱フランジ外縁までの距離

l_b : アンカーボルトの長さ

降伏曲げ耐力はベースプレートを断面形とする鉄筋コンクリート柱とみなし支圧応力度は三角形分布と仮定して求める。降伏せん断耐力はベースプレート下面とコンクリート間の摩擦係数を0.4とした摩擦力とアンカーボルトの直接せん断耐力の大きい方とする。

終局曲げ耐力はアンカーボルトの引張耐力とベースプレート下面と基礎コンクリートの間の支圧による圧縮

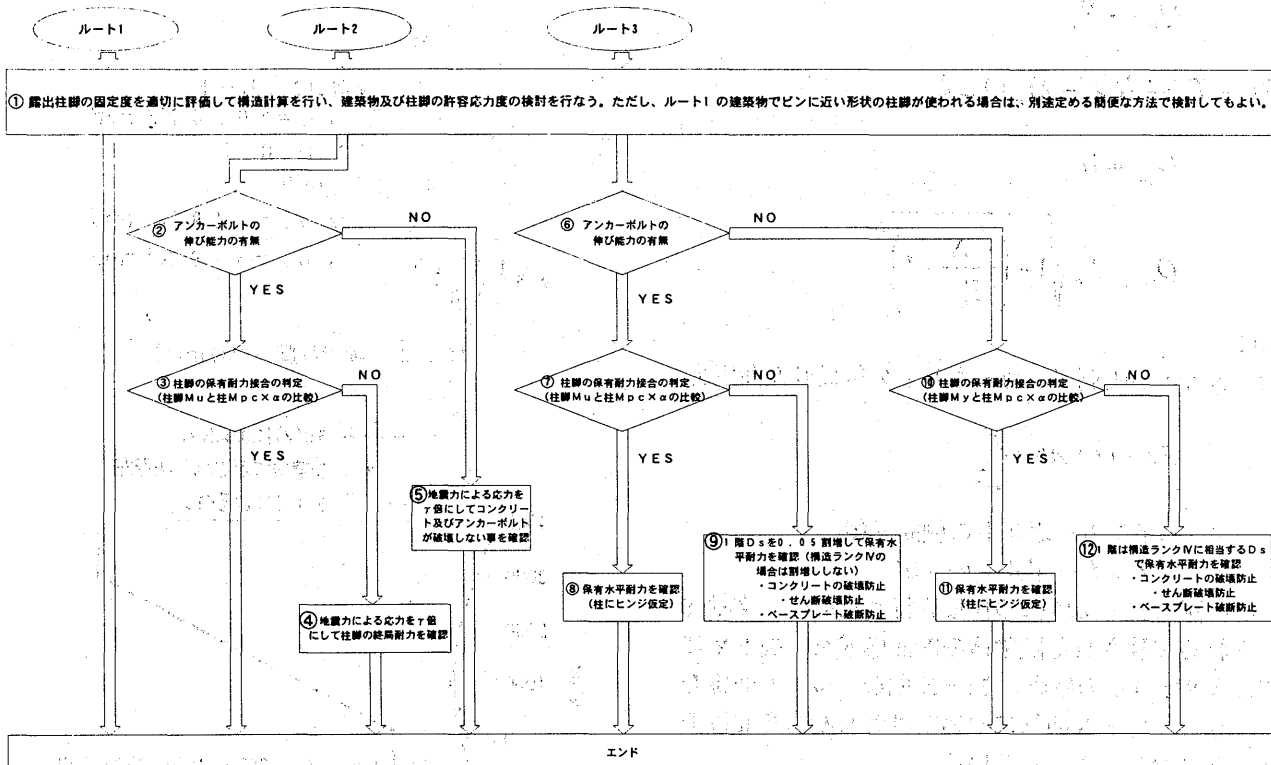


図1. 5 露出柱脚を用いた鉄骨造建築物の計算ルート別の設計フロー

耐力の累加によって求める。各応力状態を図 2.1 に示す。なお、一般的にはアンカーボルトの軸部降伏を先行させるが、その累加耐力を示すと以下となる。

(i) $N_u \geq N > N_u - T_u$ のとき

$$M_u = (N_u - N)d_t$$

(ii) $N_u - T_u \geq N > T_u$ のとき

$$M_u = T_u \cdot dt + \frac{(N + T_u)D}{2} \left(1 - \frac{N + T_u}{N_u} \right)$$

(iii) $-T_u \geq N \geq -2T_u$ のとき

$$M_u = (N_u + 2T_u)d_t$$

ここに

- M_u : 柱脚の終局曲げ耐力
- N_u : 基礎コンクリートの終局圧縮耐力
- $N_u = B \cdot D \cdot F_b$
- B : 構面直交方向のベースプレートの幅
- D : 構面方向のベースプレートの幅
- F_b : 基礎コンクリートの支圧強度

$$F_b = 0.85F_c$$

- F_c : 基礎コンクリートの設計基準強度
- T_u : 引張側アンカーボルトの終局引張耐力
- $T_u = nt \cdot P_{bu}$
- nt : 引張側アンカーボルトの本数
- P_{bu} : アンカーボルトの引張強度

終局せん断耐力は摩擦により抵抗する Q_{fu} とアンカーボルトのせん断耐力 Q_{bu} のいずれか大きい方の値とした下式となる。

$$Q_u \geq \text{Max}(Q_{fu}, Q_{bu}) \dots \dots \dots (3)$$

(i) $N_u \geq N > N_u - T_u$ のとき

$$Q_{fu} = 0.5N_u$$

$$Q_{bu} = S_u \left\{ 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{N_u - N}{T_u} \right)^2} \right\}$$

(ii) $N_u - T_u \geq N > -T_u$ のとき

$$Q_{fu} = 0.5(N + T_u)$$

$$Q_{bu} = S_u$$

(iii) $-T_u \geq N > -2T_u$ のとき

$$Q_{fu} = 0$$

$$Q_{bu} = S_u \sqrt{1 - \left(\frac{-N}{T_u} - 1 \right)^2}$$

ここに

S_u : 引張側アンカーボルトの終局せん断耐力

$$S_u = nt \cdot Ab \cdot \frac{F}{\sqrt{3}}$$

Ab : アンカーボルトの軸断面積

F : アンカーボルトのF値

上記の耐力式と実験値の比較を行うために、文献 9 に示される実験された試験体の断面構成を、図 2.2 に示す。図 2.3 はこの柱脚の M-N 曲線、Q-N 曲線を示す。なお、Q-N 曲線についてはせん断力を曲げモーメントに変換して示している。

図内には実験値をプロットした。本図により実験値と耐力式はよい対応を示し、耐力を精度よく評価できているという事がわかる。しかし、軸力によって耐力が大きく変化する、軸力の評価をまちがうと危険となる場合がある事がわかる。したがって、設計においては軸力にある程度の巾をもたせた設計が必要と考えられる。また、せん断耐力は軸力が大きいほど大きくなり、設計軸力を大きく評価する事のないよう注意する必要がある。

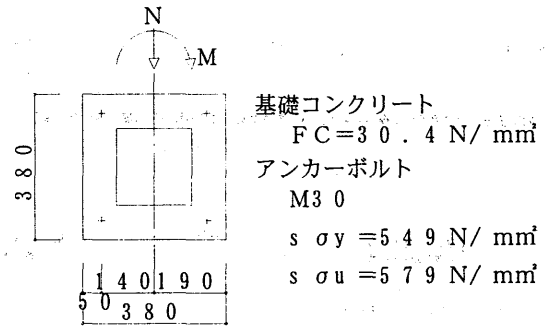


図2.2 検討柱脚 (単位mm)

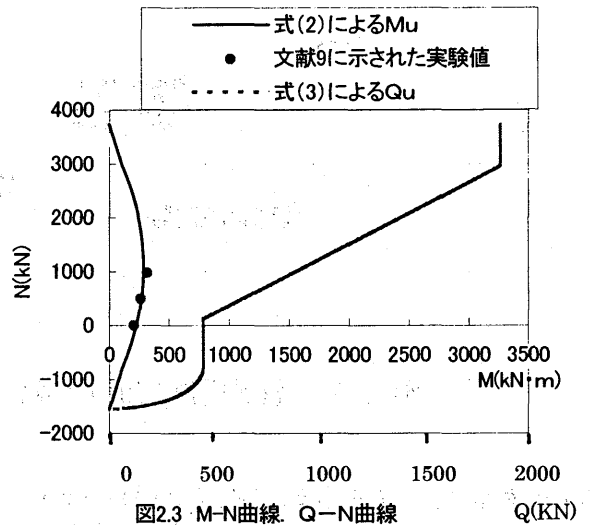


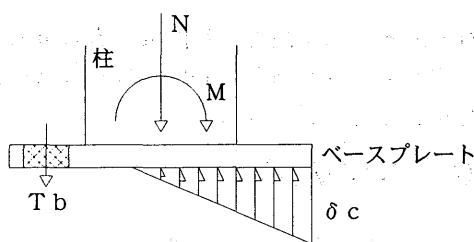
図2.3 M-N曲線、Q-N曲線

3. 許容応力度計算、保有耐力計算、地震応答計算による検討

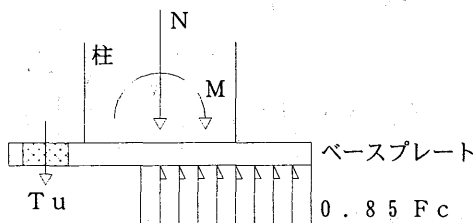
前述したように 1~5 階建の建物において柱脚損傷建物の被害レベルが大きい事が示されたが、建物の層数と被害の関係を定量的に検討するために、モデル建物を設定して構造設計を行ない、その設計されたモデルに基づいて、地震時に柱脚に生ずる応力状態を検査して、被害原因を分析する。

3.1 建物形状

X方向は 2 スパン (6.0m×2)、Y方向は 1 スパン (9.0m) とする。各階床はコンクリートスラブ 150 厚、外壁はALC版、用途は住宅、階高は各階共通で 3.5mとした。地域係数 $Z=1.0$ 、標準せん断力係数 $C_0=0.2$ とする。階数は主要変数として選択し 1 階建、2 階建、4 階建、6 階建、8 階建、の 5 タイプとする。6 階建の場合の形状及び柱梁断面を図 3.1、図 3.2 に示す。また各タイプの柱及び大梁の断面寸法は付録に示しているが、各階の階高は全て 3.5mとしている。断面の選択は許容応力度設計において性能 (各断面応力度が許容応力度以下かつ各階層間変形角 1/150 以下) がほぼ一致するように決定した。



(a) 降伏耐力時



(b) 終局耐力時

図2.1 露出柱脚のベースプレート下面の応力状態

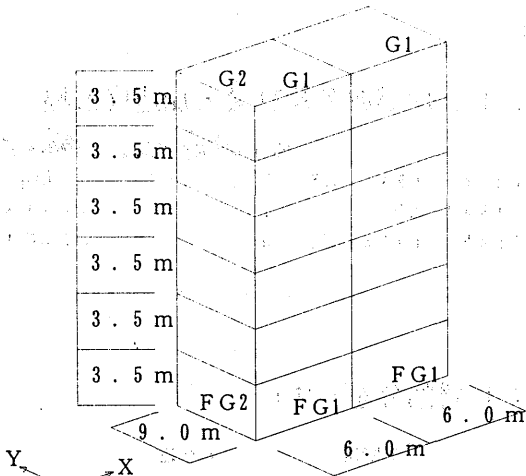


図3.1 6階建のフレーム図

柱	G1	G2
	H-400x200x8x13	H-450x200x9x14
6F	□350x12	
	H-400x200x8x13	H-600x200x11x17
5F	□350x16	
	H-450x200x9x14	H-600x200x11x17
4F	□350x16	
	H-500x200x10x16	H-488x300x11x18
3F	□350x19	
	H-596x199x10x15	H-588x300x12x20
2F	□350x22	
	H-488x300x11x18	H-588x300x12x20
1F	□400x22	
	400x1500	400x1500

図3.2 6階建の柱梁断面

3.2 許容応力度計算

前記の建物についてそれぞれ許容応力度計算を行なった。計算結果の例として、建物重量、一層部分の層せん断力、および一層部分の層間変形角、を表3.1に示す。柱脚部の検討に注目していることと、柱脚が半固定のため1層部分の層間変形角の値が大きいという理由から1層部分のみ記述した。

1階建のみ層間変形角は小さく2~8階建については概ね1/160程度である。これは1階建の断面が長期応力により決定していることによる。

表3.1 許容応力度計算結果

	1階建	2階建	4階建	6階建	8階建
重量 KN	673	1420	2959	4558	6081
層せん断力 KN	136	284	592	911	1177
層間変形角 X	1/355	1/166	1/159	1/168	1/191
Y	1/328	1/170	1/150	1/161	1/179

3.3 保有耐力計算

保有耐力の計算は、Ai分布にもとづいた外力分布による荷重増分法を用いて行い、必要保有水平耐力は柱脚が保有耐力接合を満足していない場合と仮定して、1階を除く階をDs=0.25、1階をDs=0.3として計算した。

計算結果の例として1層部分の保有水平耐力Quと必要保有水平耐力Qunを表3.2に示し、Qu/Qunの比較を図3.3に示す。各タイプ共1階の部分のQu/Qunの値が1番小さく保有耐力の安全率は1階建では3程度、2階建で1.7程度で、階数が高くなるほど小さくなる傾向にあり、前述した5階建以下の建物の被害レベルが6階建以上の建物より大きいという結果と矛盾する結果を示している。

表3.2 保有耐力計算結果

	1階建	2階建	4階建	6階建	8階建
保有耐力Qu					
X方向 KN	675	746	1036	1546	1962
Y方向 KN	744	746	1241	1776	2364
必要保有水平耐力Qun					
KN	202		888	1367	1768
Qu/Qun					
X方向	3.34	1.75	1.17	1.13	1.11
Y方向	3.68	1.75	1.40	1.30	1.34

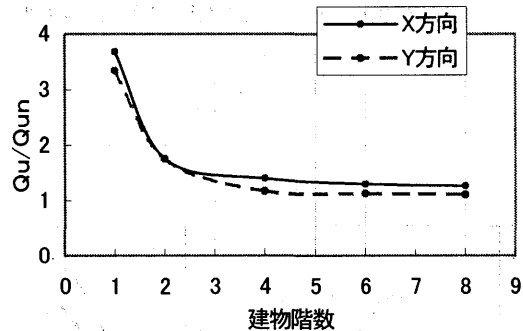


図3.3 露出柱脚建物の階数とQu/Qunの関係

3.4 地震応答計算

保有水平耐力による解析結果の妥当性を検証するために、地震応答解析を行なった。

地震応答計算は、レベル2についてのみ行い、採用地震波はEl centro 1940 NS、Taft 1952 EW、及びHachinohe 1968 NSの3波を選択し、最大速度振幅は50cm/sで基準化している。表3.4に入力地震波の最大加速度振幅を示す。

解析結果として1次固有周期と1層部分の最大応答値を表3.5に示す。()内は3波の地震波のうち、決定された地震波名の略語を表し、最大応答値のみを示している。

解析結果の例として、El centro 1940 NS、Taft 1952 EW、の地震波に対する建築物のX方向の最大応答値を、建築物の階数を変数として示したものを、図3.4、図3.5に示す。

この図では、層せん断力、層せん断力係数、層間変形角、および最大転倒モーメントをそれぞれ、建物階数ごとに示している。各地震波による応答値として、層せん断力、層せん断力係数は低層建物ほど大きくなっているが、層間変形角は、階の位置によって大きく異なっていることが特徴的なことであり、また転倒モーメントの地震波による相違は、あまり見られず、下層になるにしたがって、その変化が緩慢な曲線になっ

ている。

表3.4 地震波名及び最大加速度振幅

地震波名	略語	最大加速度振幅 (cm/s ²)
El centro 1940 NS	E	510.8
Taft 1952 EW	T	496.8
Hachinohe 1968 NS	H	330.1

表3.5 地震応答解析における最大応答値(1層部分を示す)

	1階建	2階建	4階建	6階建	8階建
固有周期(1次) S	0.416	0.659	0.864	1.011	1.165
建物総重量 KN	673	1420	2959	4558	6081
層せん断力 X方向 KN	713 (T)	953 (E)	1074 (H)	1510 (E)	1902 (T)
Q _R Y方向 KN	815 (T)	915 (E)	1330 (H)	1493 (E)	2052 (E)
層せん断力係数 X方向	1.059 (T)	0.675 (E)	0.363 (H)	0.331 (E)	0.313 (T)
1/C _R Y方向	1.212 (T)	0.645 (E)	0.449 (H)	0.327 (E)	0.337 (E)
層間変形角 X方向	1/56 (T)	1/38 (E)	1/40 (H)	1/58 (E)	1/77 (T)
1/δ/h Y方向	1/49 (T)	1/38 (E)	1/40 (H)	1/53 (E)	1/77 (E)
層間変形角の逆数 X方向	56 (T)	38 (E)	40 (H)	58 (E)	77 (T)
Y方向	49 (T)	38 (E)	40 (H)	53 (E)	77 (E)
転倒モーメント X方向 KN・m	2567 (T)	5348 (E)	11940 (T)	23018 (T)	37826 (E)
M Y方向 KN・m	2936 (T)	5595 (E)	14783 (T)	22929 (E)	43353 (E)

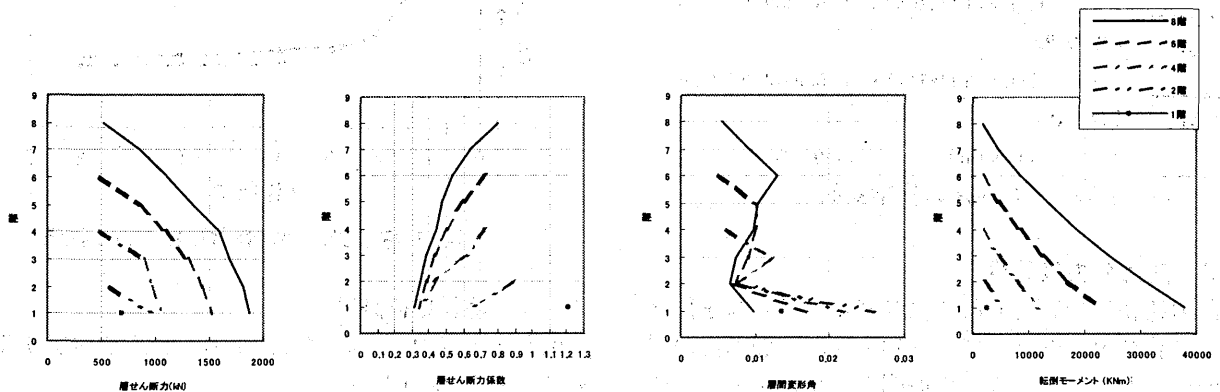


図3.4 El centro 1940 NS に対する最大応答値

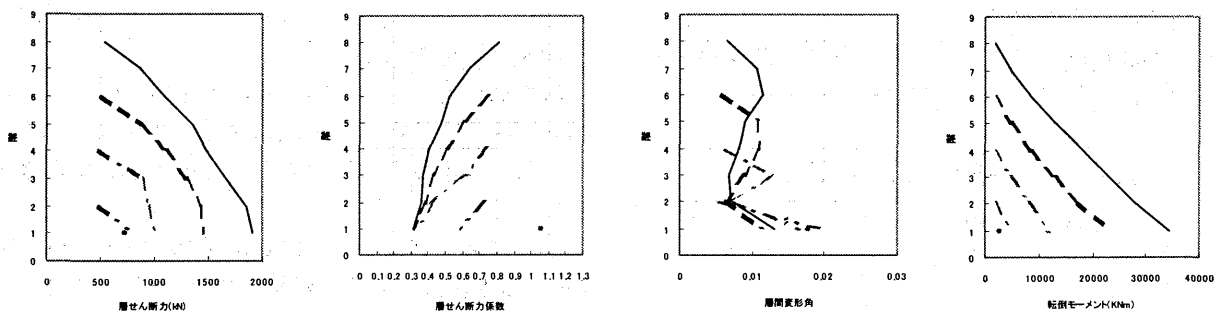


図3.5 Taft 1952 EW に対する最大応答値

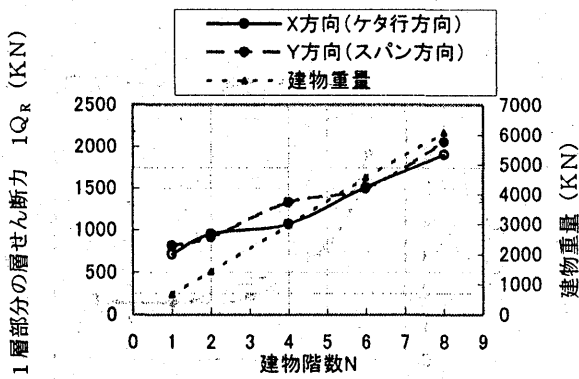


図3.6 1層部分の層せん断力

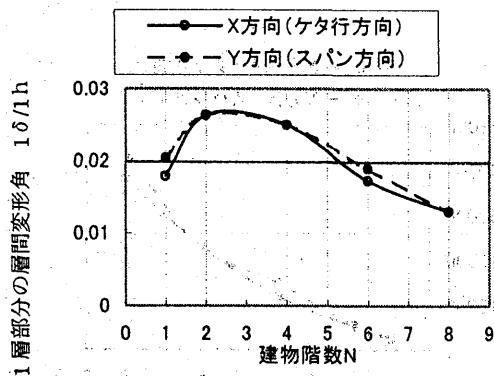


図3.8 1層部分の層間変形角

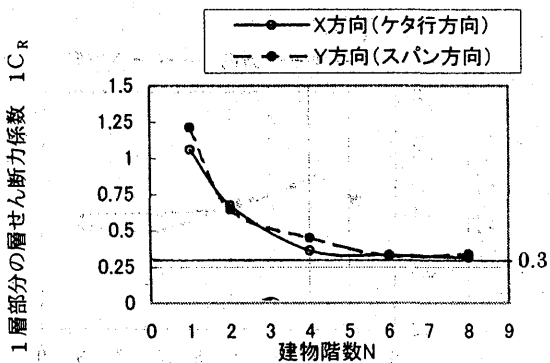


図3.7 1層部分の層せん断力係数

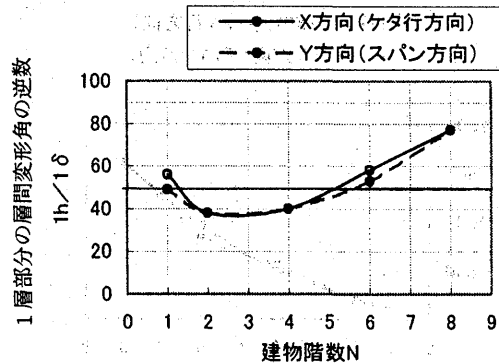


図3.9 1層部分の層間変形角の逆数

これは各階の最大応答値の発生時刻が異なることや各層が複合した形で転倒モーメントは決定されるためと考えられる。

解析結果を総括的にまとめたものとして、建物階数別による1層部分の最大応答値として、層せん断力、層せん断力係数、層間変形角および層間変形角の逆数を図3.6～図3.9に示す。

図3.6の1層部分の層せん断力は、建物階数の増加にともなって、ほぼ比例的に増大することが示されるが、建物階数に対する、建物重量の増加の状況に対して緩慢であることが特徴的である。

一方、図3.7の1層部分の層せん断力係数は、1階建では1.0を超える値となっているが、階数の増加にともなって双曲線的に減少し6階建以上になれば一定値に収束し、その値は、 $D_s=0.3$ に対応していることが示されている。

それに対して、層間変形角の状況を示す図3.8では2～4階建の建物が最大値を、かつその値は1/50を越えているが1階建および、6階建以上になると、層間変形角は小さくなる傾向がある。なお図3.9の1層部分の層間変形角の逆数では、当然の結果であるが、図

3.8の層間変形角の逆の結果を示している。

図3.10、図3.11に建物階数と転倒モーメント及び転倒モーメントから求められる1層部分の柱軸力をそれぞれ示す。なお、柱軸力は転倒モーメントをスパンで除して求めている。方向別による応答値は、各モデルが両方向共、純ラーメン構造としており大きな差はみられない。しかしながら、転倒モーメントあるいは転倒モーメントによる1層部分の柱軸力の、建物階数による変化は、建物階数が増加するにしたがって、急激に増加する傾向があり、建物階数に比例しない傾向があることが認められる。

3.5 各計算法による結果の比較

レベル2における応答層せん断力(QR)と許容応力度計算における層せん断力(QA)及び、保有水平耐力(Qu)に対する比率を図3.12及び、図3.13にそれぞれ示す。図3.12よりレベル2における応答せん断力は、6階建以上では許容応力度計算時における層せん断力の2.0倍以下であるが、階数が低くなると大きくなり1階建では5倍程度となる。また図3.13よりレベル2における応答層せん断力と保有水平耐力の比率は、4階以上の建物では、ほぼ一致するが、2～3

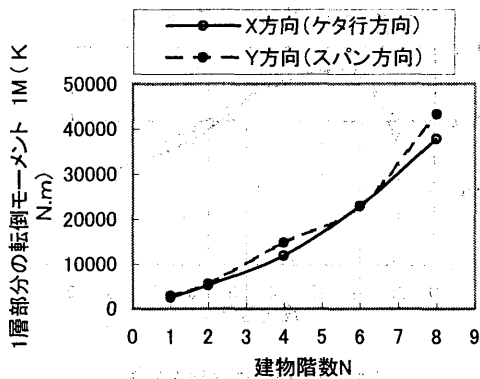


図3.10 1層部分の転倒モーメント

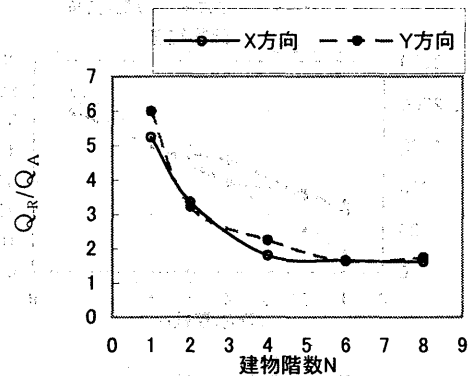


図3.12 Q_R/Q_A

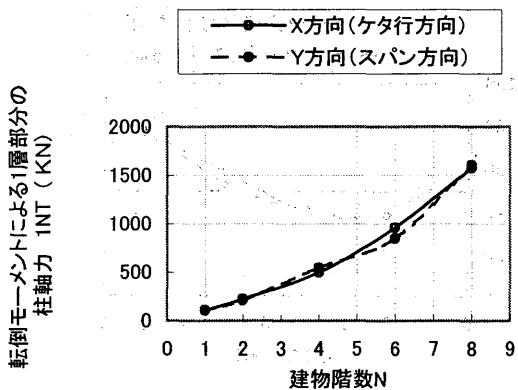


図3.11 転倒モーメントによる1層部分の柱軸力

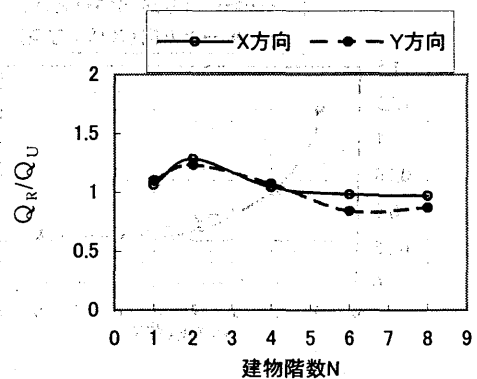


図3.13 Q_R/Q_U

階建の建物においては保有耐力の1.2倍程度となる事がわかる。

レベル2時の応答転倒モーメントによる軸力（以後レベル2軸力と記す）と許容応力度設計時の水平力に対する軸力（以後許容時軸力と記す）及び保有耐力時の水平力による軸力（以後保有時軸力と記す）に対するそれぞれの比率を図3.14、図3.15にそれぞれ示す。図3.14は6階建以上ではレベル2時軸力は許容時軸力の2.0倍以下であるが低層建物ほど大きくなり、1階建では7倍程度となることを示している。図3.15より6階建以上ではレベル2軸力は保有時軸力程度であるが平屋建～5階建では1.0倍を上回り2～3階建では1.5倍程度となる事が示され、高層建物よりも、むしろ低層建物に対して N_R/N_U の値が大きくなる事が特徴的なこととして示される。

4. γ 値及びルート3における軸力評価法の提案

前述したように、現在実務的に行われている柱脚の設計法は、保有耐力を検定するルート3及び検定しないルート2を選択し、かつアンカーボルトの伸び能力

の有無により、柱脚が保有耐力接合かどうかによりそれぞれ異なった計算法を採用している。本論では特に図1.5に示す④⑤⑨⑫について行っている。これは柱脚を保有耐力接合とする事はかなり困難となる場合が多い事やメーカーの既製品も最近ではコストダウンのため、伸びのあるアンカーボルトを用いたこのタイプが多い事による。この場合、ルート2では地震力による応力を γ 倍して柱脚の終局耐力を検討する事となるが γ の値は通常2.0程度である。これは図3.12及び図3.14よりわかる様に1階建～4階建において明らかに小さい。ルート3の場合も図3.13及び図3.15に示されるように1階建～5階建において、レベル2応答軸力が保有耐力時を上回り柱脚の耐力式による耐力が実際の耐力に対して余裕がない場合(2章の耐力式と実験値の比較に示されるように余裕がない場合が多いと考えられる)には、非常に危険である。また、この結果は兵庫県南部地震による階数別の被災調査(図1.3)ともよく一致する。保有耐力接合された露出柱脚や根巻柱脚、埋め込み柱脚においては1階の層間変形角は小さくなるが、変動軸力に対してはこの解析結果と

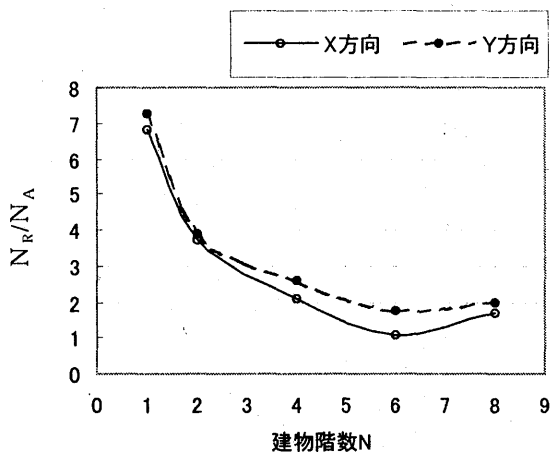


図 3.14 N_R/N_A

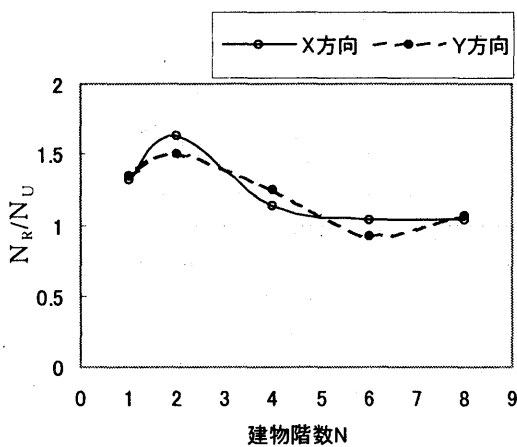


図 3.15 N_R/N_U

同様な傾向を示すと考えられる。これらに対する検討や以下の提案値に対する詳細な検討は今後の課題である。しかし兵庫県南部地震による階数別被害調査の結果は図 1.5 に示すところの設計法に生かされていない。そこで、筆者はあらたな γ 値を、兵庫県南部地震被害調査結果と3章の解析例にもとづいて提案する。すなわち図 1.5 の γ 値及びルート3計算時の保有耐力時軸力に対する柱脚設計用軸力の倍率提案を図 4.1, 図 4.2 にそれぞれ示す。平屋建の γ 値は、5程度となるが平屋建では軸力も小さく、図 1.3 に示すように倒壊した建物もなかった事及び現設計法の γ 値を考慮して 3.0 とする。しかしながら建物階数による γ 値が大きく異なるのでルート3の設計が望ましい。

また柱脚の回転剛性は1階の変形に影響を及ぼし、回転剛性が小さい場合、1階に変形が集中するので適度な固定度を持たせる事が重要であると思われる(保有耐力接合に近い形)。また、変形がある程度進んだ状態でベースプレートと基礎コンクリートの摩擦やアンカーボルトにせん断力を負担させる事ができるか、さらに軸力が小さい側に変動する場合の摩擦力の評価などについて十分解明されているとは言えないので、フ

ェールセーフ的な考え方を導入し、可能な場合は柱脚を土間内に少し入れるなどの対策も有効と考えられる。また、アンカーボルトは曲げ応力に対する引張力とせん断を同時に受けるが、ベースプレートが剛体と仮定できる厚さを持った場合にはベースプレートとコンクリート間に間隙を生じるので曲げモーメントによる引張力を負担させるアンカーボルトとせん断力を負担させるアンカーボルトを別々に配置した、大径の芯アンカーボルトやシャーププレート等を設けるのもひとつの方法であると考えられる。

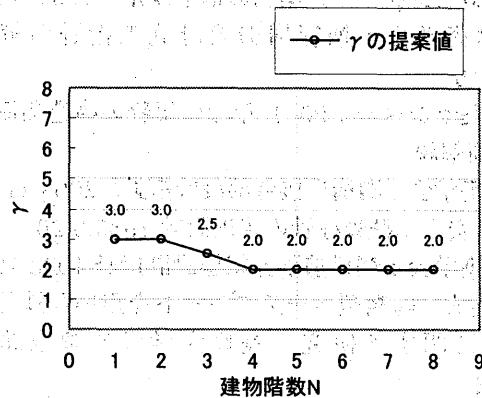


図4.1 地震力による応力の割増し倍率(γ)

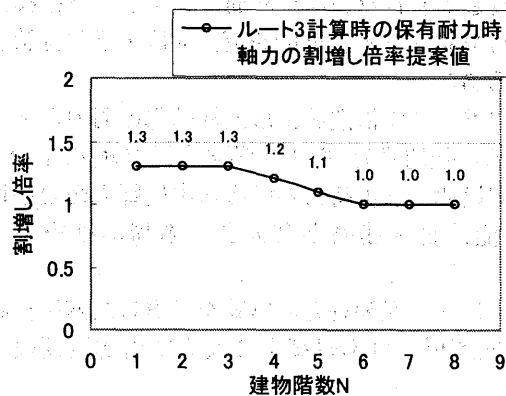


図4.2 ルート3計算時の保有耐力時軸力の割増し倍率

5. まとめ

現在の露出型柱脚の設計法に対して前述のような検討を行なった結果、鉄骨造建物をより安全にする為の、設計上の留意点を以下に記す。

- (1) 軸力の変動を十分に考えた設計を行なう。
- (2) 鉛直荷重を受ける部位に降伏ヒンジを許容する場合にはフェールセーフ的な考え方を導入する。
- (3) 応力伝達は明快なものとし、特に大きな塑性変形能力を期待する場合は、できるだけ組み合わせ応力を生じさせない配慮を行なう。組み合わせ応力を受ける場合は、安全を見込んだ設計とする。

- (4)特別な配慮をして設計する場合を除いて部材の連続性を考慮し、強度、剛性に急激な変化を避けた設計とする。

参考文献

- [1]日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995年県南部地震，鉄骨造建物被害調査報告書，1995.5
- [2]日本建築学会：2000年鳥取県西部地震災害調査報告書，2001年芸予地震災害調査報告書，2001.10.1
- [3]日本建築センター：建築物の構造規定，1995年版
- [4]日本建築センター：建築物の構造規定，1997年版
- [5]日本建築学会：鋼管構造設計施工指針同解説 1990.1.15
- [6]日本建築センター：2001年版建築物の構造関係技術基準同解説
- [7]日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2001.11.10
- [8]秋山 宏：鉄骨柱脚の耐震設計 1985.3.20
- [9]日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針 1998.10.1
- [10]松尾英成：鋳鋼製ベースプレートを用いた鉄骨露出柱脚に関する研究，長崎大学学位請求論文 1993.12
- [11]伊藤倫夫：角型鋼管柱を用いた露出型柱脚の力学性状に関する研究，九州大学学位請求論文，2001.3
- [12]増田貴志：鉄骨及び鉄骨鉄筋コンクリート柱脚部の力学性状に関する実験的研究，大阪大学学位請求論文，S.57
- [13]久谷和秀：鉄骨構造露出形式柱脚部の耐力と変形に関する実験的研究，熊本大学学位請求論文，H.4.9
- [14]向井裕貴他：強震時における露出柱脚の必要塑性変形性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，1999.9
- [15]土井 信他：変動軸力の影響を考慮した露出柱脚の弾塑性解析，日本建築学会大会学術講演梗概集 2000.9
- [16]宗宮由典他：変動軸力を受ける露出型鉄骨柱脚の弾塑性挙動及び耐力評価に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，2001.9
- [17]倉田真宏他：鋼骨組の地震応答に及ぼす柱脚復元特性の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集 2002.9

付録 タイプ別柱梁断面表

各タイプ別の柱梁の断面および柱脚の構成部材を示す(単位はmm).
鋼材は全てSN400級とし、アンカーボルトはSNR490とした。

	1階建		2階建		4階建		6階建		8階建	
	G1 柱	G2	G1 柱	G2	G1 柱	G2	G1 柱	G2	G1 柱	G2
8F	梁断面の略称 H400 :H-400×200×8×13 H450 :H-450×200×9×14 H500 :H-500×200×10×16 H596 :H-596×199×10×15								H400 H450	
7F	H600 :H-600×200×11×17 H488 :H-488×300×11×18 H588 :H-588×300×12×20 H692 :H-692×300×13×20								H400 H600	H600
6F	H700 :H-700×300×13×24						H400 H450 □350×12		H450 H600 □350×16	
5F							H400 H600 □350×16		H500 H488 □350×19	
4F					H400 H450 □300×16		H450 H600 □350×16		H596 H588 □350×22	
3F					H400 H596 □300×16		H500 H488 □350×19		H488 H692 □400×22	
2F					H400 H450 □300×12		H596 H588 □350×22		H488 H588 □400×22	
1F	H400 H450 □300×12 400×700		H400 H500 □300×12 400×800		H500 H488 □350×19 400×1000		H488 H588 □400×22 400×1500		H588 H692 H700(中通り) □450×22 400×1700	

ベースプレート

