

鉄筋コンクリート建造物の弾塑性地震応答解析(その4)

——梁降伏形の低層及び高層純ラーメン骨組の解析結果——

江戸宏彰
武田寿一

Inelastic Earthquake Response of Reinforced Concrete Buildings (Part 4) —Analytical Results of the Low and the High-Rise Frame Structure of Girder Yielding Type—

Hiroaki Eto
Toshikazu Takeda

Abstract

As for reinforced concrete frame structures subjected to earthquake motions, the previous report (Part 2) presented the inelastic frame analysis method with concept of rigid-inelastic rotational springs at member end. In this report, the low-rise and the high-rise frame structure, 3-bay, 3-storied and 3-bay, 12-storied, respectively, of girder yielding type are analyzed by this frame analysis method. The relation of story displacement to ductility factors of members (columns and beams) and the difference between dynamic analytical results and static analytical results are discussed. And the analytical results are compared with those of multi-lumped shear model analysis.

From the analytical results, it is recommended that the distribution of both design shear coefficients and elastic rigidity should be based on the elastic response analysis. To afford rather large ductility, the frame of girder yielding type is strongly recommendable with respect to dynamic non-linear behaviors under above-mentioned design consideration. However, in order to obtain ductility factors less than 4 story drift, the value of 0.2 is small as the design base shear coefficient of the low-rise frame structures and the value of $0.18/T$ (T is natural period) seems to be enough as that of the high-rise frame structures.

概 要

前々報(その2)で、鉄筋コンクリート純ラーメンを対象とした材端剛塑性バネ法による弾塑性地震応答フレーム解析法を示した。本報告では、この解析法を用いて梁降伏形の低層(3層3スパン)及び高層(12層3スパン)骨組の解析を行ない、強震時の各層の層間変位と部材(柱、梁)の塑性率との関係、動的応答解析結果と静的応答解析結果との変形状の相違について検討を行ない、さらに本解析法による解析結果とせん断型多質点系モデルによる解析結果との比較、検討を行なった。

その結果、梁降伏形骨組の設計せん断力係数分布モード及び弾性時の剛性分布は、用いる地震波に対応した弾性応答解析にもとづいて定めるのが良い。比較的大きな塑性率を許す場合には、上記設計手法をふまえて梁降伏形の骨組にすれば、安定した動的応答性状が得られよう。さらに、450galの地震に対して塑性率を4以下にするには、低層骨組の場合は設計ベースシア係数は0.2では小さく、高層骨組の場合は設計ベースシア係数は $0.18/T$ (T は固有周期)で求まる値で十分であると思われる。

1. 序

建物の耐震設計を行なうにあたって、地震時に建物のどこが、どのように塑性化してゆくかをあらかじめ予測することが望ましい。

本研究は、この立場に立って、RC建物の動的設計法を研究するもので、地震時の建物の弾塑性挙動の追

跡を、柱・梁・パネル・耐震壁などの建物の構成部材の弾塑性挙動にもとづいて行なう弾塑性地震応答フレーム解析法(フレーム解析法)の開発を行なっており、すでに、前々報(その2)¹⁾で純ラーメン骨組を対象としたフレーム解析法(材端剛塑性バネ法)、前報(その3)²⁾で耐震壁をもつ骨組のフレーム解析法(材軸直交分割法と材端剛塑性バネ法を併用)についての報

告を行なった。

本報告は、梁降伏形の純ラーメン骨組の動的設計法の検討を、低層骨組 (3層3スパン) 及び高層骨組 (12層3スパン) の解析を通じて行なうもので、以下に述べる解析及び検討を行なった。

(1) 材端剛塑性パネ法によるフレーム解析を行なって、強震時の応答せん断力係数及び層間変位の最大応答値の分布、構成部材の塑性率などを求めた。

(2) 弾性応答性状と弾塑性応答性状との関係、設計荷重のとり方について検討した。

(3) 動的応答解析結果 (任意の地震波による地震応答解析) と静的応答解析結果 (任意の水平力分布モードの静的漸増水平力によって、建物の崩壊過程を追跡する) とを比較・検討した。

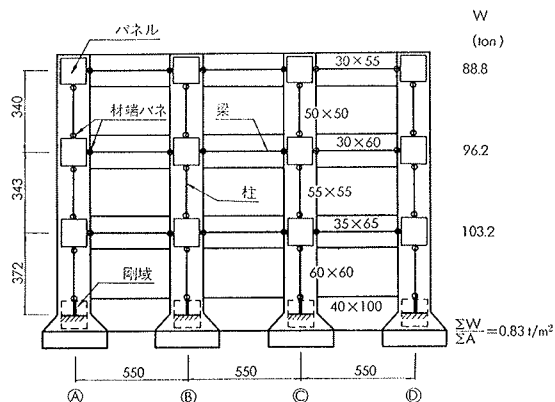
(4) フレーム解析結果とせん断型多質点系モデルによる応答解析結果 (シアモデル) とを比較・検討した。

なお、動的解析では、地動としての入力地震波は地震波の不確実性を考慮して、Hachinohe 1968 NS, El-Centro 1940 NS, Taft 1952 EW, Tokyo 101 1956 NS 地震波の4波を用い、地動の継続時間を10秒間、計算時間きざみを0.005秒として計算を行なった。減衰は内部減衰瞬間剛性比例型で、減衰定数は弾性応答解析では5%、弾塑性応答解析では実験結果³⁾から3.5%とした。シアモデルの各層の復元力特性は、フレーム解析と同じく Degrading Tri-Linear 最大点指向形モデルとした。

2. 低層骨組の解析

低層骨組の解析は、前々報の解析例に用いた梁降伏形の3層3スパン骨組を対象として行なった。

図一1に、建物の形状及び解析モデルを示す。フレーム解析は、前々報で報告した材端剛塑性パネ法を用いて計算を行なった。なお、梁はスラブを考慮してT形梁とし、梁の材端パネのひび割れモーメント (M_c),



図一1 建物の形状及び解析モデル

降伏モーメント (M_y) 及び降伏回転角 (θ_y) はそれぞれ、上ばり引張時と下ばり引張時の平均値とした。部材の復元力特性上の初期点は、鉛直荷重時の応力に応じてスケルトンカーブ上を移動させた。

2.1. 弾性動的応答解析結果

図一2に、弾性動的応答解析結果 (地動の最大加速度=100gal) を示す。前記4種の地震波に対する応答せん断力係数 (r_C 弾性) の分布はほぼ直線的で、応答ベースシア係数 (r_{CB}) は約0.16~0.26である。層間変位の最大応答値 (δ_{max}) の分布モードは、1次モードから求めた分布モードとほぼ一致しており、2層の δ_{max} が最も大きい。 r_C 弾性、 δ_{max} はともに、Tokyo 101 NS に対する値が最も小さく、Taft EW に対する値が最も大きい。

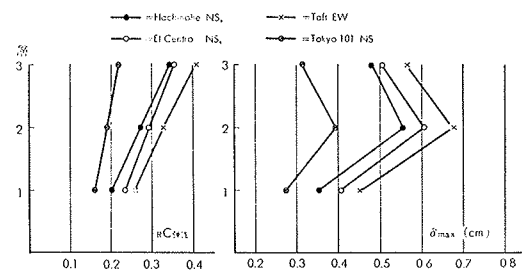
なお、固有周期 (T) は通常の3層建物より長く、 $T_1=0.412$ 秒、 $T_2=0.139$ 秒、 $T_3=0.076$ 秒である。

2.2. 弾塑性動的応答解析結果

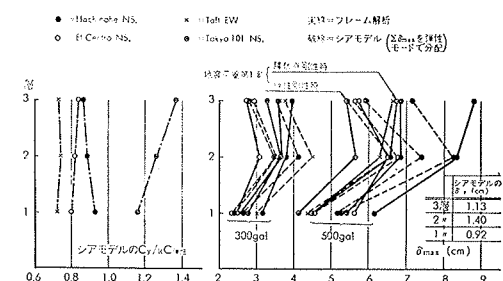
図一3に、弾塑性動的応答解析結果 (地動の最大加速度=300, 500gal) を示す。

シアモデルの各層の復元力特性は、水平力分布モードを逆三角形分布 (せん断力係数の分布モードは、 r_C 弾性の分布モードとほぼ等しい) として求めた静的解析結果からモデル化した。なお、本建物のシアモデルの降伏層間変位 (δ_y) の分布モードは、弾性1次モードから求めた分布モードとほぼ等しい。

図の左側の図は、シアモデルの降伏せん断力係数 (C_y) と各地震波に対する r_C 弾性との比を示したも



図一2 弾性動的応答解析結果 (100gal)



図一3 弾塑性動的応答解析結果

のである。Cy/Rc 弾性の分布をみると、Taft EW に対する値は全層ほぼ等しい、また、El-Centro NS, Tokyo 101 NS に対する値は上層の方が大きく、Hachinohe NS に対する値は上層の方が小さい。

図中実線で示したフレーム解析結果をみると、 δ_{max} は、300gal の時には約 2.5~4.0cm (シアモデルの δ_y に対する塑性率 $\mu' = 2.7 \sim 3.5$)、500gal の時には約 4.5~8.8cm ($\mu' = 4.9 \sim 7.8$) である。4種の地震波に対する δ_{max} の差は比較的少なく、弾性解析では Taft EW に対する値が最も大きい、弾塑性解析では変形が増大すると建物の固有周期が伸びて地震波との対応関係が変化し、300gal, 500gal とともに Hachinohe NS に対する値が最も大きい。 δ_{max} の分布をみると、変形の増大につれて、しだいに3層の δ_{max} が相対的に大きくなっていく。この傾向は、Cy/Rc 弾性の値が上層ほど小さい Hachinohe NS の場合が最も著しく、Hachinohe NS の場合は 300gal, 500gal とともに2層の δ_{max} より3層の δ_{max} の方が大きい。

前々報で述べた様に、強震時には、シアモデルの δ_{max} は相対的に弱い層のみが著しく大きくなり、他の層は逆に小さくなる傾向があるため、シアモデルの δ_{max} の分布はフレーム解析結果とは著しく異なる。そこで、シアモデルの1~3層の δ_{max} の和を、各地震波に対する弾性解析の δ_{max} の分布モード(1次モードから求めた分布モードとほぼ等しい)で各層に分配した値を求め、図中に示した。この値とフレーム解析の δ_{max} とを比較すると、分布は異なるが、全体の応答変位のレベルはほぼ等しい。

図中の、弾性剛性、降伏点剛性をそれぞれ初期剛性として地震荷重第1案⁽¹⁴⁾によって求めた層間変位をみると、層間変位の分布モードはフレーム解析の δ_{max} の分布モードと比較的良く一致している。地震荷重第1案の層間変位とフレーム解析の δ_{max} を比較すると、地震荷重第1案は 400gal 程度の地動に相当すると思われる。

2.3. 動的解析結果と静的解析結果との比較

図-4に、動的解析結果(Tokyo 101 NS)と静的解析結果(水平力分布モードは逆三角形分布及び長方形分布)を示す。静的解析結果は、2層の層間変位が動的解析の2層の δ_{max} とほぼ等しい水平力増分ステップ(N)の時の値である。

動的解析の δ_{max} と静的解析の層間変位を比較すると、水平力分布モードを逆三角形分布として求めた静的解析の層間変位は、動的解析の δ_{max} とほぼ等しい。水平力分布モードを長方形分布として求めた静的解析の層間変位は、動的解析の δ_{max} より3層は小さく、

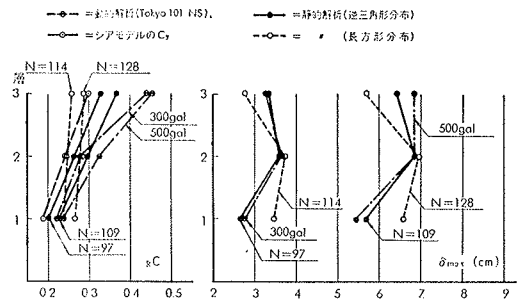
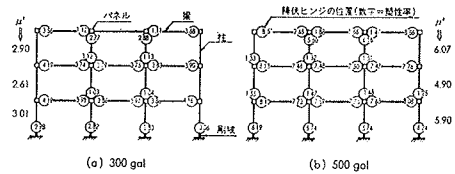
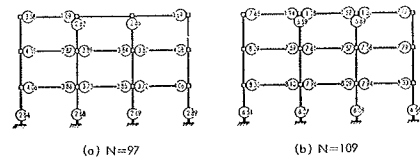


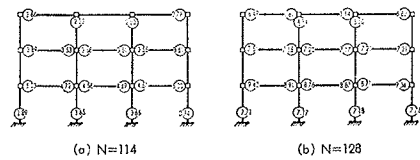
図-4 動的解析結果と静的解析結果との比較



(i) 動的解析結果——Tokyo 101 NS



(ii) 静的解析結果——逆三角形分布



(iii) 静的解析結果——長方形分布

図-5 柱・梁の降伏ヒンジの発生位置と塑性率

1層は大きい。

応答せん断力係数(RC)をみると、いずれも塑性域に入ってもRCが増加している。これは、部材の降伏後の剛性を弾性剛性の1%としたためである。動的解析の3層のRCは、静的解析(水平力分布モードは逆三角形分布)の3層のRCより著しく大きい。これは、前々報で述べた様に、動的解析では2層と3層の振動には位相差があって、3層は2層より遅れて大きく振られ、2層の梁のモーメントの再配分によって3層の柱の柱脚のモーメントが大きくなるためである。

図-5の(i), (ii), (iii)に、柱・梁の降伏ヒンジの発生位置と塑性率を示す。降伏ヒンジの塑性率(μ)は、下式で求めた。

$$\mu = \frac{\theta_{max} + \theta_y}{\theta_y + \theta_y}$$

ここに、 θ_{max} = 材端バネの回転角の最大応答値、

θ_y = 材端パネの降伏回転角, $\theta_{y'} =$ 反曲点を材長の中央と仮定して求めた部材の弾性性状による降伏時の材端回転角。

図一5の(i)をみると、動的解析では 300gal の時は降伏ヒンジの $\mu = 1.03 \sim 4.19$, 500gal の時は降伏ヒンジの $\mu = 1.25 \sim 8.56$ である。本建物では、1層の柱脚、3層の中柱の柱頭の降伏ヒンジの μ は、それぞれ1層、3層の層の μ' とほとんど等しく ($\mu/\mu' = 0.92 \sim 1.06$), 1層及び2層の梁、3層の外梁の外端の降伏ヒンジの μ は、それぞれ1層、2層、3層の μ' より大きい ($\mu/\mu' = 1.23 \sim 1.66$)。

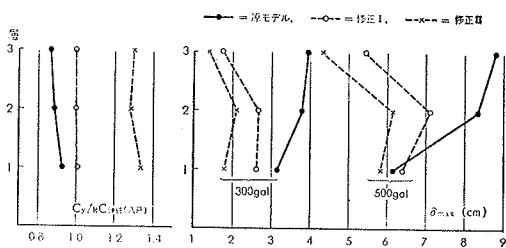
図一5の(i)と(ii)を比較すると、層間変位の応答値が比較的良く一致している動的解析と水平力分布モードを逆三角形分布として求めた静的解析の降伏ヒンジの μ はほとんど等しい。しかし、前々報で指摘したように、動的解析では、静的解析では降伏していない2、3層の柱脚も降伏ヒンジになっている。この事は、柱のせん断補強の際に留意する必要がある。

図一5の(iii)をみると、水平力分布モードを長方形分布として求めた静的解析では、層間変位の応答値が動的解析より1層は大きく、3層は小さいのに対応して、降伏ヒンジの μ は動的解析より1層は大きく、3層は小さい。

2.4. 設計せん断力係数分布と応答解析結果

この建物は建築基準法に従って震度 0.2 (設計ベースシア係数 $\alpha_{CB} = 0.2$) で設計されているが、地動の最大加速度が 300gal, 500gal の4種の地震波に対する層の μ' はそれぞれ約2.7~3.5, 4.9~7.8と大きい。そこで、柱・梁の M_y のみを修正してフレーム解析を行ない、その結果を図一6に示す。柱・梁の M_y の修正は、設計せん断力係数 (α_{CB}) の分布モードを4種の地震波に対する RC 弾性のうちの最大応答値の分布に近い形とし、修正 I は $\alpha_{CB} = 0.2$, 修正 II は $\alpha_{CB} = 0.26$ (4種の地震波に対する1層の RC 弾性のうちの最大応答値) として求めた。フレーム解析の地動は、弾塑性応答で最も大きい値を示した Hachinohe NS 地震波とした。

図中の左側の図は、水平力分布モードを逆三角形分



図一6 柱・梁の M_y の修正とフレーム解析結果

布として求めた静的解析結果から、各層の復元力特性を Tri-Linear 形にモデル化した時の降伏せん断力係数 (C_y : 原モデルと求め方は同じ) と、Hachinohe NS 地震波に対する RC 弾性との比を示したものである。なお、原モデル、修正 I、修正 II の1層の C_y は、それぞれ約 0.19, 0.21, 0.27 である。

図をみると、原モデルでは上層ほど小さかった C_y/RC 弾性の分布が、修正 I、II では全層ほぼ同一となっている。修正 I は、さらに1層の C_y が原モデルの約1.12倍で、300galの時は3, 2, 1層の δ_{max} はそれぞれ原モデルの約0.44, 0.71, 0.83倍、500galの時はそれぞれ約0.62, 0.85, 1.04倍と、2, 3層の δ_{max} は著しく小さくなっている。修正 II の1層の C_y は修正 I の約1.29倍で、300galの時は3, 2, 1層の δ_{max} はそれぞれ修正 I の約0.80, 0.78, 0.68倍、500galの時はそれぞれ約0.80, 0.86, 0.91倍になっており、修正 I から修正 II への修正より、原モデルから修正 I への修正の方が効果が大きい。即ち、 α_{CB} の分布モードは、動的性状を考慮して決めた方が良いことがわかる。しかし、修正 II の層の μ' の最大値は 300gal の時は約 2.0, 500gal の時は約 6.3 で、まだ 500gal の時の値は大きい。

3. 高層骨組の解析

高層骨組として、梁降伏形の12層3スパン骨組の解析を行なった。図一7に建物の形状、表一1に柱・梁の配筋を示す。本建物の柱は、高軸圧下 ($F_c/2$) でも良好な靱性の得られる円柱とし、柱のせん断は全補強式にて算定しており、これらは構造実験によって妥当性が確認されている²⁾。

3.1. 建物のモデル化

フレーム解析は、前々報で報告した材端剛塑性パネ法を、建物の実状により忠実にモデル化できるように次の2点を改良したフレーム解析法を用いて計算を行なった。

(1) 基礎固定としていたのを、基礎梁を考慮できるようにした。

(2) 各部材の復元力特性のスケルトンカーブを正負とも同一としていたのを、T形梁などのように正負で形状・配筋の異なる場合にも対応できるように、スケルトンカーブは正負で異なるものとした。

フレーム解析の入力データは、次のようにして求めた。

(1) コンクリートのヤング係数、せん断弾性係数及びT形梁の有効幅は、RC 規準¹³⁾によった。

(2) 柱・梁・パネルのせん断変形は弾性とした。

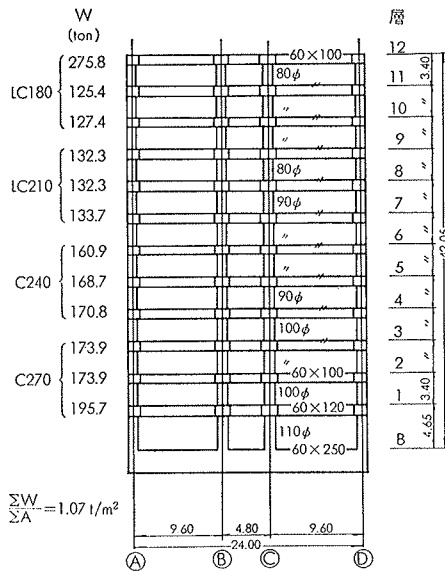


図-7 建物の形状

層	柱				梁				
	外柱 (A, D)		中柱 (B, C)		外梁 (A, B, C, D)			中梁 (B, C)	
	主筋	フープ	主筋	フープ	外端	内端	スターラップ	両端	スターラップ
12	12-D32	D13@75	16-D32	D16@100	4-D32 3-D32	4-D32 3-D32	D13@200	4-D32 3-D32	D13@200
11	"	"	"	D16@75	5-D32 3-D32	5-D32 3-D32	D13@150	5-D32 3-D32	D13@150
10	"	D16@100	"	"	6-D32 4-D32	5-D32 4-D32	D13@100	5-D32 4-D32	D13@100
9	"	"	"	"	6-D35 4-D35	5-D35 4-D35	"	5-D35 4-D35	"
8	"	D16@75	"	"	"	6-D35 4-D35	"	6-D35 4-D35	D13@75
7	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6	"	"	"	D16@50	6-D38 4-D38	6-D38 4-D38	D13@75	6-D38 4-D38	"
5	"	"	"	"	6-D41 4-D41	5-D41 4-D41	"	5-D41 4-D41	D13@50
4	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"
2	16-D32	"	"	"	"	"	"	"	"
1	"	D16@50	"	"	"	"	"	"	"
B	"	"	"	"	6-D32 6-D32	6-D32 6-D32	D16@200	6-D32 6-D32	D16@200

※主筋=SD35 ※フープ、スターラップ=SD30 (スパイラル)

表-1 柱・梁の配筋

(3) 円柱のせん断用断面積 (A_s) は、下式で求めた。

$$A_s = D' \cdot j$$

ここに、 $D' = \sqrt{A_N}$, $A_N = \pi D^2/4$, $D =$ 直径, $j = 7(D - dt)/8$, $dt =$ 引張縁から最外縁の引張鉄筋の中心までの距離。

(4) パネルの幅は柱の j , せいは梁の j , 厚さは柱の D' とした。

(5) 柱のひび割れモーメント (M_c), 降伏モーメント (M_y) などを求める時に用いた柱の軸方向応力度 (σ_0) は、長期荷動時の値とした。

(6) 長期荷重時の材端モーメントは、材端パネの初期値として与えた。

(7) M_c は、下式で求めた。

$$M_c = (\sigma_t + \sigma_0) \cdot Z$$

ここに、 $\sigma_t = 1.8\sqrt{F_c}$ (普通コンクリート), $1.62\sqrt{F_c}$ (軽量コンクリート)。

(8) M_y は、コンクリートの $\sigma \sim \epsilon$ 曲線を普通コンクリートは梅村式 (e 関数)⁹⁾, 軽量コンクリートは黒正式 (\sin 関数)¹⁰⁾ として、断面の応力のつり合い及び平面保持の仮定から求めた。

(9) 材端パネの降伏回転角 (θ_y) のうち、引張鉄筋のパネルからの抜け出しによる付加回転角 ($s\theta_y$) は、引張鉄筋降伏時の平均付着応力度を柱筋は 35 kg/cm^2 ¹¹⁾, 梁筋は 45.5 kg/cm^2 ¹²⁾ として求めた。

(10) 部材の降伏後の剛性は、弾性剛性の 1% とした。

3.2 弾性動的応答解析結果

図-8 に、弾性動的応答解析結果 (地動の最大加速度=100gal) を示す。4種の地震波に対する r_C 弾性, δ_{max} の分布はともに、7層以上で大きくなっている。

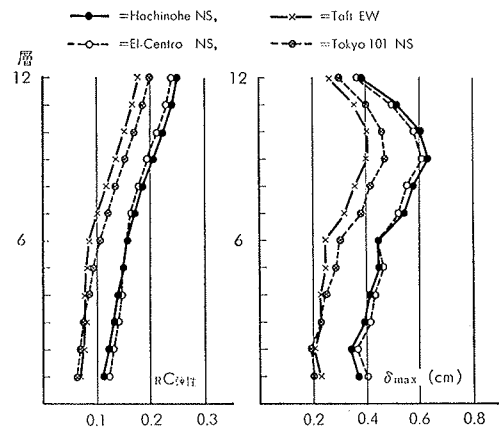


図-8 弾性動的応答解析結果 (100gal)

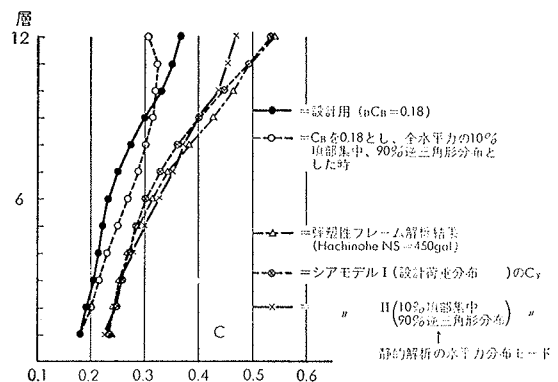


図-9 設計せん断力係数

これは、7層以上は軽量コンクリートで、ヤング係数が普通コンクリートの約7割と小さいため、7層以上が振られるためである。4種の地震波に対する r_{CB} は、約

0.06~0.12である。 δ_{max} の分布モードは、1次モードから求めた分布モードとほぼ一致しており、9層の δ_{max} が最も大きい。RC弾性、 δ_{max} はともに、Hachinohe NS, El-Centro NS に対する値が大きい。

なお、固有周期 (T) は、 $T_1=0.998$ 秒、 $T_2=0.373$ 秒、 $T_3=0.207$ 秒である。

3.3. 設計せん断力係数

図-9に、設計せん断力係数 (dC) を示す。各層のdCは、「高層建築技術指針」を参考にして、 dC_B は $0.18/T$ で求まる値とし、分布モードを4種の地震波に対するRC弾性のうちの最大応答値の分布モードとして求めた。図中に示した、ベースシア係数 (C_B) を0.18とし、全水平力の10%を頂部集中、残り90%を逆三角形分布とした時のせん断力係数 (C) は、10層以上ではdCより小さく、9層以下では大きい。

なお、上記のdCを用いて設計した柱、梁断面に対してMyを求め、各節点における柱、梁のMyを比較して、梁降伏形になるように柱の配筋を修正した。

3.4. 弾塑性の動的解析結果と静的解析結果との比較

図-10に、弾塑性の動的解析結果 (Hachinohe NS)、と静的解析結果 (水平力分布モードは設計荷重分布及び10%頂部集中、90%逆三角形分布) を示す。動的解析は計算時間が長くなり、後述のようにフレーム解析結果とシアモデルの解析結果の δ_{max} の全体的傾向は良く一致しているので、動的解析は弾性応答時、弾

塑性応答時ともに比較的大きい応答値を示す Hachinohe NS 地震波 (地動の最大加速度=450gal) についてのみ行なった。静的解析結果は、各層の層間変位の和が動的解析の各層の δ_{max} の和とほぼ等しい水平力増分ステップ (N) の時の値である。

図をみると、動的解析と静的解析の8層以下のRCはほぼ等しく、動的解析の R_{CB} は約0.24である。動的解析の δ_{max} は、約1.4~3.1cm (後述のシアモデルIの δy に対する塑性率 $\mu'=1.0\sim 1.5$ 、層間部材角では1/100以下) で、 δ_{max} の分布モードは Hachinohe

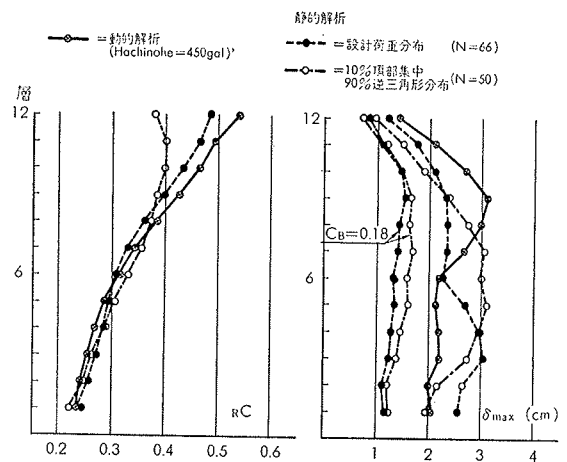


図-10 弾塑性の動的解析結果と静的解析結果との比較

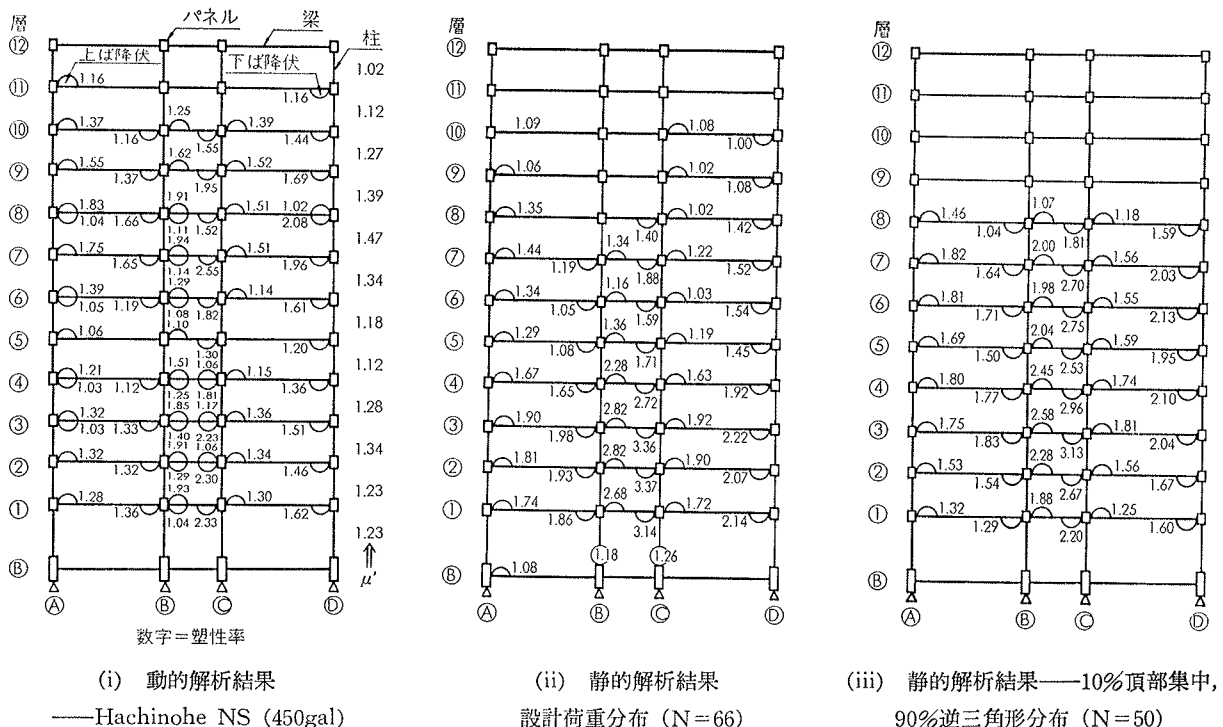


図-11 柱・梁の降伏ヘンジの発生位置と塑性率

NS に対する弾性解析の δ_{max} の分布モードとほぼ等しい。静的解析では下層の部材の降伏が早く起こるため、静的解析の層間変位の分布は、動的解析の δ_{max} の分布とは逆に下層の値の方が大きい。

図-11の(i), (ii), (iii)に、柱・梁の降伏ヒンジの発生位置と塑性率を示す。図-11の(i)をみると、動的解析では、柱には降伏ヒンジの発生はなく、1~11層の梁に降伏ヒンジが発生している。梁の降伏ヒンジの $\mu=1.02\sim 2.55$ で、各層の梁の降伏ヒンジの μ の最大値は当然各層の μ' より大きい(各層の μ の最大値/各層の $\mu'=1.04\sim 1.90$)。図-11の(ii), (iii)をみると、静的解析では、水平力分布モードを設計荷重分布とした時は降伏ヒンジの $\mu=1.00\sim 3.37$ 、水平力分布モードを10%頂部集中、90%逆三角形分布とした時は降伏ヒンジの $\mu=1.04\sim 3.13$ で、層間変位の大きい下層の部材の降伏ヒンジの μ が大きい。

3.5. フレーム解析結果とシアモデルの解析結果との比較

図-12に、フレーム解析結果とシアモデルの解析結果との比較を示す。地震は、Hachinohe NS 地震波(地震の最大加速度=450gal)である。シアモデル I 及びシアモデル II の各層の復元力特性は、水平力分布モードをそれぞれ設計荷重分布及び10%頂部集中、90%逆三角形分布として求めた静的解析結果からモデル化した。

図-9に示したように、フレーム解析結果の R_C 、シアモデル I の C_y 及びシアモデル II の C_y の分布は若干異なるが、差はそれほど大きくない。

図-12をみると、フレーム解析とシアモデル I, II の δ_{max} の分布は、全体的傾向は良く一致している。これは、1質点系モデルの非線形応答解析結果によれば、一定入力レベルに対して、降伏せん断力が低下すると、低周期($T=0.3$ 秒)では変位増大(エネルギー一定)の傾向を示し、長周期($T=1.0$ 秒)では変位一定の傾向を示す⁸⁾ことと、本建物の変位応答レベルが小さいことのためと思われる。ちなみに、地震の最大加速度を 600gal としてシアモデルの応答解析を行なうと、2~3層の δ_{max} は 450gal の時と同じなのに対して、シアモデル I の7層の δ_{max} は約6.6cm、シアモデル II の9層の δ_{max} は約8.8cmと相対的に弱い層の変位は増大する。

前述のように、フレーム解析は Hachinohe NS 地震波についてのみ行なった。シアモデルの応答解析は、さらに他の3種の地震波についても行ない、それらの結果を図-13の(i), (ii)に示す。図をみると、シアモデル I と II の δ_{max} はともに、Taft EW, Hachinohe

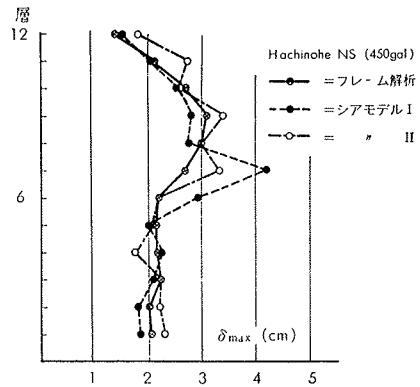
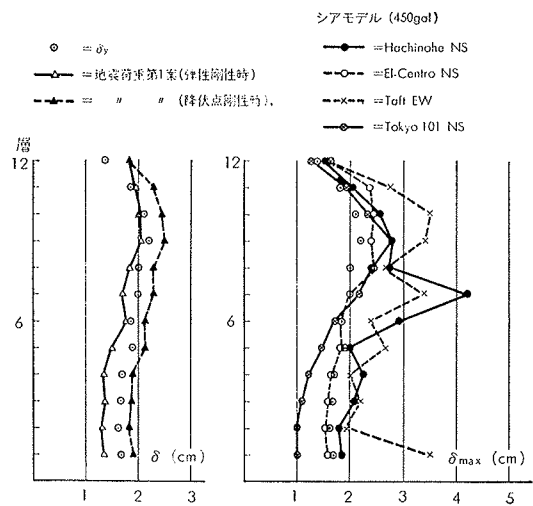
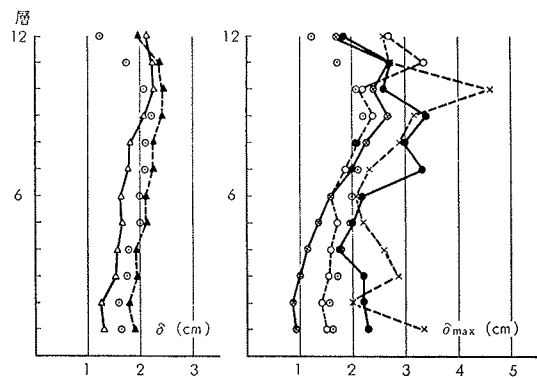


図-12 フレーム解析結果とシアモデルの解析結果との比較



(i) シアモデル I



(ii) シアモデル II

図-13 シアモデルの応答解析結果

NS に対する値が大きい。シアモデル I と II の δ_{max} の差は少ないが、シアモデル I の δ_{max} の分布の方が比較的なめらかな分布をしている。

図-13の(i), (ii)の左側の図に示した、弾性剛性、降伏点剛性をそれぞれ初期剛性として地震荷重第1案¹⁴⁾

によって求めた層間変位をみると、シアモデルⅠとⅡの層間変位の分布はほとんど等しい。弾性剛性を初期剛性とした時のみかけの δ_y (降伏層せん断力を弾性剛性で除した値) に対する応答塑性率は約1.36~2.25 (平均1.65) であるが、この時の9層以下の層間変位はシアモデルの δ_y より小さい。降伏点剛性を初期剛性とした時のシアモデルの δ_y に対する応答塑性率は、約1.04~1.59 (平均1.16) である。降伏点剛性を初期剛性として地震荷重第1案によって求めた層間変位とフレーム解析の δ_{max} を比較すると、地震荷重第1案は低層骨組の場合と同様に、400gal程度の地動に相当すると思われる。

4. 結び

梁降伏形の低層(3層3スパン)及び高層(12層3スパン)純ラーメン骨組の4種の地震波に対する動的応答解析ならびに静的応答解析を行なった結果、次のことがいえる。

(1) 低層、高層骨組はともに、設計せん断力係数分布モードは、用いる地震波に対応した弾性動的応答解析によって得られた各層のせん断力係数のうちの最大値の分布モードとするのが良い。

この様にして求めた設計せん断力係数分布モードを用いても、450gal程度の地震に対して層の塑性率を4以下にするには、低層骨組の場合は設計ベースシア係数は0.2では小さく、高層骨組の場合は設計ベースシア係数は $0.18/T$ (T は固有周期)で求まる値で十分であると思われる。

(2) 強震時の層間変位の最大応答値の分布モードは、層の塑性率があまり大きくない範囲では、弾性時とほぼ等しい傾向がある。従って、強震時の変形性状を良くするには、建物の弾性時の剛性分布を適正な分布とすることがある。

(3) シアモデル及び地震荷重第1案で用いる各層の復元力特性は、水平力分布モードを上記(1)の設計荷重分布として求めた静的フレーム解析結果から求めるのが良い。ただし、低層骨組の場合は、水平力分布モードを逆三角形分布としても良い。

(4) 高層骨組で応答変位のレベルが小さい場合は、上記(3)の復元力特性を用いたシアモデルの応答解析結果の層間変位の最大応答値の分布は、フレーム解析結果とほとんど等しい。

(5) 上記(3)の復元力特性を用いて地震荷重第1案によって求めた層間変位は、地動の最大加速度を大きく言って400gal程度とした時のフレーム解析結果とほとんど等しい。

(6) いわゆる柱降伏形のせん断型骨組は動的弾塑性性状が不安定であり、比較的大きな塑性率を許すためには、骨組の設計は、上記(1)、(2)をふまえて梁降伏形の設計とすべきであろう。

参考文献

- 1) 江戸, 武田, 表, 中山: 鉄筋コンクリート建造物の弾塑性地震応答解析(その2), (その3), 大林組技研所報, No. 13, (1976)
- 2) 樋口, 武田, 金沢, 八木, 吉岡, 江戸: 高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法の研究(その1), (その2), (その3), 建築学会大会号, (昭和51.10)
- 3) 江戸, 武田, 表: 3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験(その2), 建築学会関東支部研報, (昭和48)
- 4) 田治見, 石丸: 塑性率制御法について, 建築学会論報, 214号, (昭和48.12)
- 5) 岡田: 低層鉄筋コンクリート造実在建物の耐震性の評価, 建築学会大会号, (昭和50.10)
- 6) 梅村: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法, 技報堂, (昭和48)
- 7) 加藤, 秋山: 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 建築学会論報, 235号, (昭和50.9)
- 8) 柴田: 等価線形系による非線形地震応答の解析, 建築学会大会号, (昭和50.10)
- 9) 武藤: 耐震設計シリーズ(2), 丸善, (昭和39)
- 10) 黒正, 鈴木: 人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリートばりの曲げ性状に関する実験的研究, 建築学会大会号, (昭和41.10)
- 11) 宮武, 窪田: 鉄筋コンクリート柱に関する研究Ⅰ, 建築学会関東支部研報, (昭和41)
- 12) 森田, 角: 鉄筋コンクリート柱・はり接合部におけるはり軸筋の接合部からの抜け出しについて, 建築学会大会号, (昭和47.10)
- 13) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, (1971)
- 14) 地震荷重連合委員会: 地震荷重の考え方, 日本建築学会耐震連絡委員会資料, (昭和49.5)