

地震動の繰返しを受けるラーメン高架橋柱の崩壊限界の評価法

田所 敏弥* 谷村 幸裕* 室野 剛隆**

Evaluation Method of Limit State of Collapse for Viaduct Columns Subjected to Repetitive Seismicity

Toshiya TADOKORO Yukihiro TANIMURA Yoshitaka MURONO

In general, the safety for earthquake is defined as the performance to prevent from collapsing of structures. However, accurate verification of collapse of structures requires adequate comprehension of seismic behavior in large deformation response, and precise evaluation of limit value of collapse. In this study, we conducted shaking table test using earthquake wave of main quake and after quake and examined the dynamic behavior of RC columns. As a result, it is evident that even if seismic response of structures reaches to the limit value of collapse in the current design standard, structures are not always collapsible, and even if structures are prevented from collapsing in a major seismicity, they may collapse after the quake depending on seismic characteristics. Therefore, we proposed a new verification method using the amplitude of response displacement for the safety performance.

キーワード：RC柱，崩壊，損傷，振動台，地震動，余震

1. はじめに

構造物の設計においては、説明性の向上や技術の国際的な標準化への対応を考慮し、対象とする構造物の安全性、使用性等の基本的要求性能と構造物の性能におよぼす要因を明示的に扱うことが基本となってきた¹⁾。このうち、地震時の安全性の確保に関しては、鉄道構造物等設計標準（耐震標準）²⁾（以下、耐震標準という）では、構造物全体系が崩壊しない性能として、耐震性能Ⅲが定義されている。構造物全体系が崩壊するか否かを照査するためには、地震時における構造物の大変形領域の動的挙動を把握し、崩壊に関する評価法を確立することがもとめられる。そこで、本研究では、ラーメン高架橋のRC柱を模擬した供試体を用いた振動台実験を行い、RC柱の崩壊に関する評価法について検討した。

地震時の安全性は、最大級の地震動とともに、余震に対しても確保されるべき性能である。例えば、2004年新潟県中越地震では、震度6弱以上の余震が本震の後に4回観測されている³⁾。また、東海地震と南海地震、東南海地震の3つの地震が連動して発生する可能性も危惧されており⁴⁾、余震の影響を考慮することは必要不可欠となっている。そこで、本研究では、RC柱に複数回の地震波加振を行い、余震時の挙動について検討した。

2. 振動台実験の概要

2.1 供試体の概要

供試体は、一般的なラーメン高架橋のRC柱の2/3モデルとし、柱断面は400mm×400mmとした。供試体形状および寸法を図1に、供試体一覧を表1に示す。供試体は、帯鉄筋比 p_w が0.21%のNo.1、および0.85%のNo.2,3である。供試体は、曲げ破壊型になるように設計し、土木学会コンクリート標準示方書（構造性能照査編）⁵⁾にしたがって算定したせん断耐力と曲げ耐力時のせん断力の比は、1.45 ($p_w=0.21%$)、または3.82 ($p_w=0.85%$)、降伏荷重を荷重重量で除した降伏震度は0.37となるRC柱である。なお、実験における軸力は、一般的な高架橋に作用する常時の死荷重を想定し、軸圧縮応力2.1 N/mm²とした。

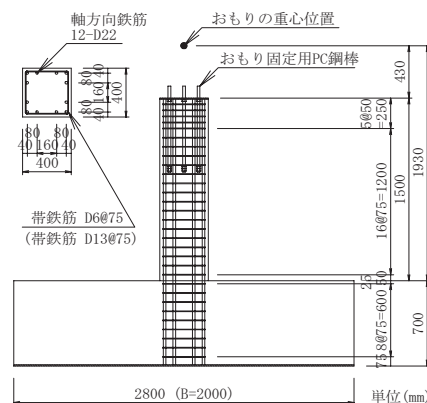


図1 供試体形状および寸法

* 構造物技術研究部（コンクリート構造）

** 構造物技術研究部（耐震構造）

特集：構造物の耐震技術

表1 供試体一覧

No.	断面形状 (mm)	f'_c	E_c	軸方向鉄筋			帯鉄筋			σ_N	基本地震波		
				本数-径	p_s	f_y	ϵ_y	径-ctc (mm)	p_w			f_y	ϵ_y
1	400 × 400	29.6	25.4	12 - D22	2.9	332	1675	D6 - 75	0.21	288	1636	2.1	地震波1
2	400 × 400	28.2	24.0	12 - D22	2.9	332	1675	D13 - 75	0.85	362	1884	2.1	地震波1
3	400 × 400	29.4	25.6	12 - D22	2.9	332	1675	D13 - 75	0.85	362	1884	2.1	地震波2

f'_c : 柱コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), E_c : 柱コンクリートのヤング係数 (kN/mm²), p_s : 軸方向鉄筋比 (%), f_y : 降伏強度 (N/mm²), ϵ_y : 降伏ひずみ (μ), p_w : 帯鉄筋比 (%), σ_N : 軸圧縮応力 (N/mm²)

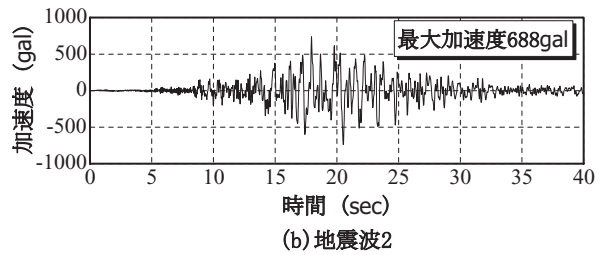
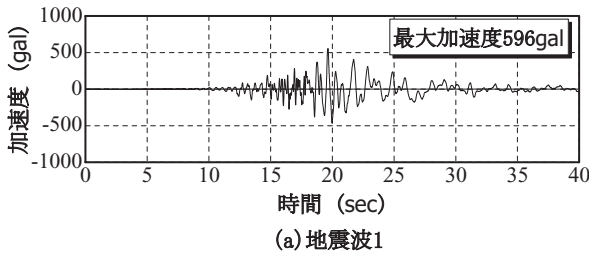


図3 基本地震波の時刻歴波形

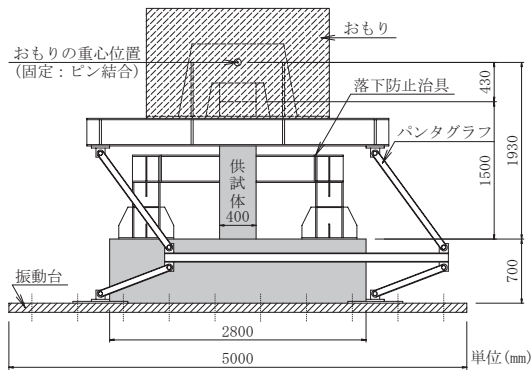


図2 振動台装置

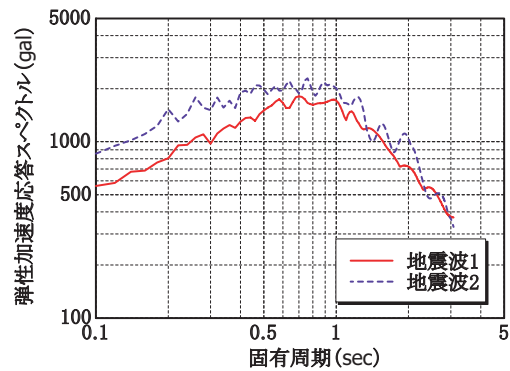


図4 弾性加速度応答スペクトル

2.2 振動台実験の方法

実験は、大変形領域の挙動に大きな影響をおよぼすと考えられる帯鉄筋量、および加振波形をパラメータに、RC柱を振動台により加振することによって行った。また、大規模地震においては、規模の大きな余震をとまなうことが多いことから、大規模地震を模擬した地震波による加振により損傷させた後、加速度レベルを段階的に増加させた加振を行い、余震時の挙動について検討した。

実験で用いた加振装置を図2に、加振波の基本とした基本地震波を図3に示す。No.1,2の加振に用いた地震波1は、想定東海地震の震源エリアに直近する激震地区を想定して設定した波形で、中央防災会議「東海地震に関する専門調査会」が公開した強震波形群⁴⁾に基づき加速度応答スペクトルを設定し、それに適合させたものである。また、No.3の加振に用いた地震波2は、地震波形の影響について検討するため、フーリエ振幅スペクトルは地震波1とほぼ等しいが、位相スペクトルを変化させており、地震波1とは経時特性が異なる。地震波1は断層面から距離が近く、地震波2は断層面から距離が離れた地点をそれぞれ想定したものであり、前者は継続時

間が短く、片振れの傾向があり、後者は継続時間が長く、両振れの傾向があると考えられる。ここで、地震波1および地震波2の弾性加速度応答スペクトルを図4に示す。なお、時間軸は、ひずみ速度を実構造物と一致させるため、相似則に従い $\sqrt{2/3}$ 倍した。

本研究における加振は、No.2,3の最大応答変位が一致するよう事前解析により振幅を決定した図3に示す地震波を基本として、振幅調整した加振波を繰り返し作用させた。供試体の加振履歴を表2に示す。表2に示すように、実験は本震を想定した比較的大きな加速度で加振を行った後、余震を想定した小さな加速度から、段階的に、加速度を増加させた加振を供試体が崩壊するまで行った。ここでは崩壊を、供試体が鉛直力を保持できない状態と定義した。

おもな測定項目は、慣性力作用位置となるおもりの重心位置の加速度と変位、フーチング上面の加速度と変位、および鉄筋ひずみとした。応答加速度はおもりの重心位置、入力加速度はフーチングの上面の加速度を測定し、応答変位は振動台上面を不動点としたおもりの重心位置の変位を測定した。また、おもりの固定にあたって

表2 実験結果一覧

No.	帯筋比 (%)	基本地震波	入 力		応 答					記 事
			加振番号	最大加速度 (gal)	最大応答加速度 (gal)	最大応答変位 (mm)	残留変位 (mm)	最大応答塑性率	振幅	
1	0.21	地震波1	1-1.00	596.0	503.7	111.4	36.3	5.91	132.8	本震相当
			2-0.08	47.1	112.3	44.8	36.2	2.38	44.8	余震相当
			3-0.17	102.0	210.1	53.2	37.1	2.82	53.2	↓
			4-0.48	285.7	373.8	84.6	39.0	4.49	84.6	↓
			5-0.67	398.8	397.1	117.4	79.1	6.23	117.4	帯鉄筋降伏
			6-0.84	499.7	473.8	-	-	-	-	崩壊
2	0.85	地震波1	1-1.00	594.8	513.8	106.6	26.4	5.65	133.0	本震相当
			2-0.08	47.1	114.4	33.6	26.4	1.78	33.6	余震相当
			3-0.16	97.5	221.4	41.1	26.7	2.18	48.2	↓
			4-0.44	259.4	399.0	66.2	27.4	3.51	66.2	↓
			5-0.62	371.6	447.4	92.0	31.2	4.89	103.0	↓
			6-0.85	507.9	459.5	121.7	44.9	6.45	130.1	↓
			7-0.87	515.8	457.9	135.5	61.5	7.19	135.5	↓
			8-1.00	596.4	458.5	184.0	115.4	9.56	184.8	帯鉄筋降伏
			9-1.09	649.0	429.7	-	-	-	-	崩壊
3	0.85	地震波2	1-1.00	687.5	492.1	104.9	12.8	5.56	193.0	本震相当
			2-0.07	45.7	109.8	21.7	12.8	1.15	21.7	余震相当
			3-0.17	115.6	204.1	29.0	12.2	1.54	35.1	↓
			4-0.37	256.7	343.5	47.2	7.7	2.50	71.7	↓
			5-0.53	362.3	379.4	59.7	6.0	3.17	104.4	↓
			6-0.66	451.2	408.3	72.2	3.3	3.83	143.9	帯鉄筋降伏
			7-0.79	543.3	424.9	109.0	-3.3	5.78	183.9	↓
			8-0.82	562.7	409.1	125.4	-12.5	6.65	189.5	↓
			9-0.78	535.3	324.6	-	-	-	-	崩壊

加振番号：加振順序一本震相当の加振波に対する最大加速度の比率，入力測定位置：フーチング上面，応答測定位置：おもりの重心（回転中心），記事：想定した地震動レベル，または加振後の供試体の損傷程度

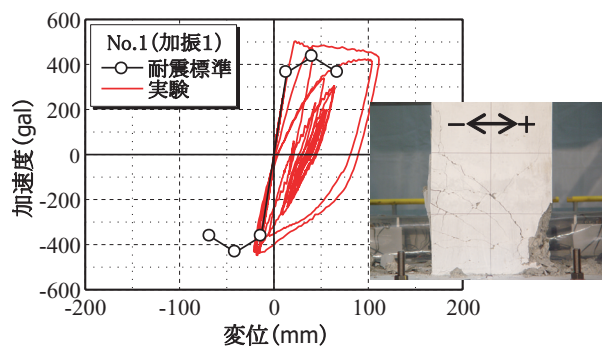


図5 実験結果 (No.1 加振1)

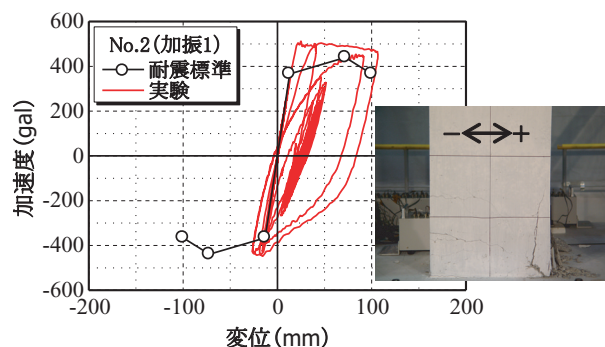


図6 実験結果 (No.2 加振1)

は、ロッキングモーメントを小さくするためピン結合とし、結合位置はおもりの重心と一致させた。

3. 振動台実験の結果

3.1 帯鉄筋量が大変形領域の挙動におよぼす影響

地震波1を用いて、帯鉄筋量がRC柱の大変形領域の挙動におよぼす影響について検討した。供試体は、既設

構造物を想定した帯鉄筋比0.21%のNo.1と新設構造物を想定した帯鉄筋比0.85%のNo.2,3である。ここでは、応答変位が耐震標準におけるN点（N点：降伏荷重を維持できる最大変位）を超えるように加振を行った。

No.1,2の加振1の応答加速度-変位関係、および損傷状態を、図5および図6に示す。なお、加振による応答加速度-変位関係に、耐震標準より算定されるY点、M点、N点（Y点：降伏変位、M点：最大荷重を維持でき

特集：構造物の耐震技術

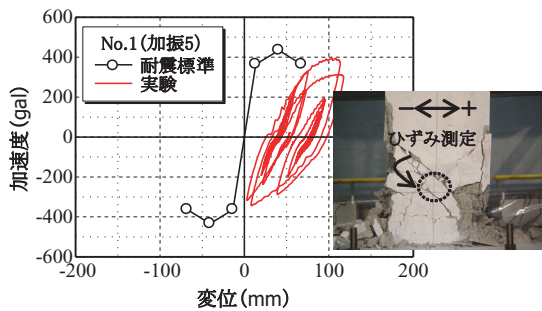


図7 実験結果 (No.1 加振5)

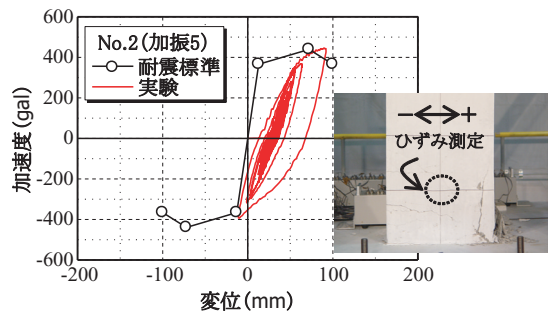


図9 実験結果 (No.2 加振5)

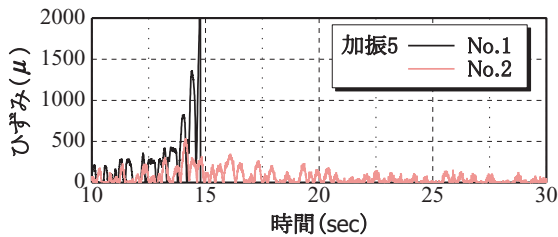


図8 帯鉄筋ひずみの時刻歴応答 (No.1,2 加振5)

る最大変位)を折れ点とした骨格曲線⁶⁾をあわせて示した。最大応答変位は、帯鉄筋量が少ないNo.1では、N点を大きく超えるレベルであるのに対し、帯鉄筋量が多いNo.2では、N点をわずかに超えるレベルであった。しかし、No.1,2ともに、最大応答変位時における応答加速度の顕著な低下はみられず、応答加速度-変位関係に有意な差はなかった。これは、地震波1は応答変位が片側に偏る、いわゆる「片振りタイプ」であることと、加振波の繰返し回数が比較的小さいため、軸方向鉄筋の座屈ならびに帯鉄筋の降伏が生じなかったためと考えられる。地震波1のような片振りタイプの加振波に対しては、柱基部の軸方向鉄筋は引張力のみを繰り返し受ける側と、圧縮力のみ繰り返し受ける側になる。引張力のみ受ける側では、座屈するための圧縮ひずみが、正負均等に交替繰返しを受ける場合に比べ不足し、一方、圧縮力のみ受ける側では、引張ひずみが不足する。そのため、柱基部の損傷の程度は、応答変位が正負両側に均等になる、いわゆる「両振りタイプ」に比べて小さくなる。このため、地震波1では、No.1,2ともに、正負交番載荷実験よりもとめられたN点を超えても崩壊に至らなかったと考えられる。

また、損傷は図5および図6に示すように、帯鉄筋量の少ないNo.1において、かぶりコンクリートのはく離の程度が若干大きい、No.1,2ともに、帯鉄筋が降伏するレベルには達していない。このように、地震波1では、地震波の繰返し特性により、最大応答変位が耐震標準のN点を超過する大変形領域においても、帯鉄筋は降伏せず、帯鉄筋量の影響はみられなかった。

さらに、損傷を受けたRC柱の余震時の挙動について検討するため、表2に示すように本震を想定した加振の後、余震を想定した加速度レベルの小さい加振を繰り返した。No.1,2ともに、本震の約50%の加速度に相当する

加振4に至るまで、最大応答変位の急増、および損傷の進行はみられず、応答加速度-変位関係においても有意な差はみられなかった。しかし、No.1においては、図7に示すように本震の約67%に相当する加振5を行ったとき、最大応答変位および残留変位が急増し、また、図8に示す基部から200mm位置に配置した帯鉄筋ひずみの時刻歴応答からわかるように、帯鉄筋の降伏、つまり軸方向鉄筋の座屈が生じたと考えられる。このように、ある程度の損傷を受けたRC柱においては、余震による比較的小さな加速度であっても損傷が進行することがわかった。一方、No.2においては本震の約62%に相当する加振5が作用しても、図9に示すように最大応答変位と残留変位の急増、および損傷の進行はみられなかった。

3.2 地震波の特性が大変形領域の挙動におよぼす影響

一般に、震源となる断層面が近い場合、継続時間が短く、応答変位が片側に偏る傾向がある。また、断層面が遠い場合、地震波の継続時間が長くなり、応答変位が正負両側に均等になる傾向があると考えられる。このように地震のタイプにより地震波の特性が異なるため、ここでは、地震波の位相特性、つまり、加速度波形が、RC柱の崩壊におよぼす影響について検討した。

検討に用いた地震波1は応答変位が片側に偏る片振りタイプであるのに対し、地震波2は応答変位が正負両側に均等になる両振りタイプである。また、検討は断面諸元が同一のNo.2,3を用いて行った。なお、本震に相当する加振波の振幅は、事前解析により最大応答変位が等しくなるよう設定した。その結果、No.2,3の最大応答変位は、N点変位の100mmとほぼ等しい107mm、および105mmであった。

本震を想定した加振1におけるNo.2,3の応答変位および損傷状態を、それぞれ図6、および図10に示す。いずれの場合も、最大応答変位における顕著な応答加速度の低下、すなわち耐力低下はみられない。No.2においては、表2に示すように、加振1の約85%の加振である加振6のとき、最大応答変位が加振1を上回ったため、加振6と同じ加速度レベルの加振7を行った。しかし、加振7において最大応答変位、および残留変位の顕著な増加がみられないため、加速度レベルが加振1と等しい加振8

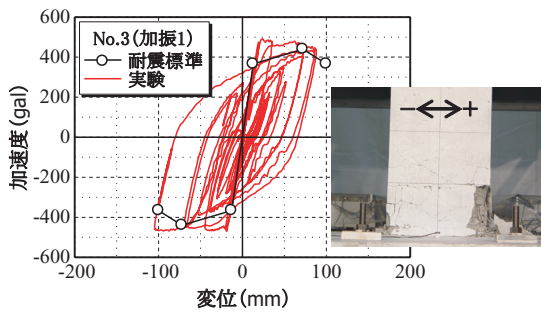


図 10 実験結果 (No.3 加振 1)

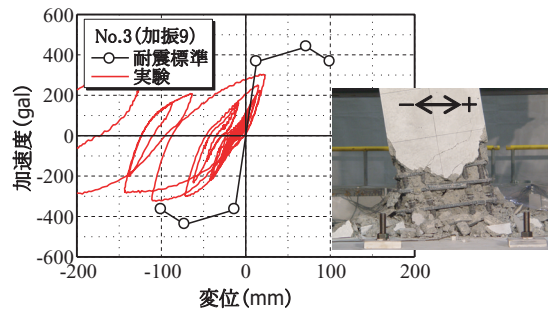


図 12 実験結果 (No.3 加振 9)

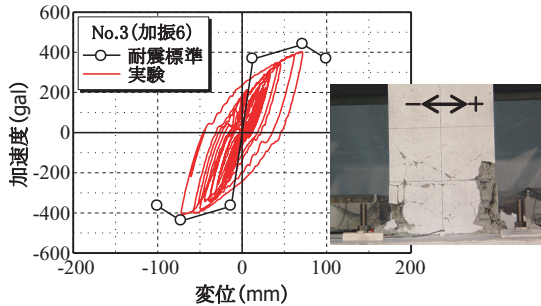


図 11 実験結果 (No.3 加振 6)

を行った。一方、No.3においては、加振1の約80%である加振7のとき、最大応答変位が加振1を上回ったため、加振1の約80%の加速度レベルの加振7, 8, 9を行った。

片振りタイプのNo.2においては、本震を想定した加振1と等しい加振8のとき帯鉄筋が降伏し、応答変位、および残留変位が増加した。一方、両振りタイプのNo.3においては、本震を想定した加振1では、帯鉄筋が降伏しないが、図11に示すように加振1の約65%の加振6において、最大応答変位が50mm程度で帯鉄筋が降伏した。これは、設計の限界値であるN点変位の1/2程度である。そして、図12に示すように加振1の約80%の加振を繰返した加振9により崩壊に至った。このように、軸方向鉄筋の座屈の発生が推測される帯鉄筋の降伏により、これまでに経験した最大加速度より小さい場合であっても、RC柱が崩壊に至る場合があることがわかった。

両振りタイプの地震波に対しては、RC柱の応答をN点におさえても、規模の大きな余震においては崩壊に至る可能性がある。これは、N点が静的な正負交番繰返し of 荷重実験に基づいて設定された降伏荷重を維持できる最大変位と定義されていることに起因する。つまり、N点は座屈発生後の荷重低下領域であるため、座屈が生じた場合においては、余震により崩壊に至る可能性があると考えられる。

4. 崩壊の限界に関する評価法

RC柱の崩壊は、地震波の位相特性に大きく影響を受けることがわかった。例えば、片振りタイプの地震波に対しては、柱基部は、引張力のみ受ける側と圧縮力のみ受ける側になるため、設計で想定している正負交番荷

実験より得られたN点に達しても崩壊しないと考えられる。一方、両振りタイプの地震波に対しては、軸方向鉄筋には、圧縮力および引張力が交互に作用するため、最大応答変位が同じであっても、軸方向鉄筋が応答するひずみの変動幅は、片振りタイプの地震波よりも大きくなる。そのため、両振りタイプの地震波においては、片振りタイプの地震波より小さな最大応答変位で崩壊すると考えられる。そこで、本研究では、RC柱の振幅を用いて、崩壊に関する評価を行った。

No.1,2,3の各加振による振幅を表2に示す。振幅の算定方法は、図13に示すように片側のみに応答した場合については、初期値からの応答を考慮し、応答した側の最大応答変位を振幅とした。また、図14に示すように正負両側に応答した場合については、正側と負側の応答変位の最大値の和を振幅とした。供試体諸元が等しく、地震波の位相特性が異なるNo.2,3について、加振波の最大加速度と応答変位の振幅、残留変位の関係を図15、および図16に示す。また、あわせて、耐震標準におけるM点変位の2倍（以下、 $2\delta_m$ という）、およびN点変位の2倍（以下、 $2\delta_n$ という）を示し、さらに、崩壊時の加振波の最大加速度を示した。本研究においては、RC柱の応答を最大変位ではなく、振幅を用いて評価するため、限界値については耐震標準の限界値の2倍を用いて評価した。ただし、正負交番荷重実験においては、応答変位の振幅は、最大変位の2倍と一致するため、本検討で用いた $2\delta_m$ 、および $2\delta_n$ は、現行の設計と同様の照査結果をあたえることになる。

図15、および図16は、帯鉄筋量が多いタイプの供試体に、片振りタイプの地震波1、または両振りタイプの地震波2を用いて加振した結果である。両者ともに、余震を想定した加振波の加速度を徐々に大きくすると応答変位の振幅が大きくなる。ここで、余震時の応答変位の振幅を指数関数により近似した。その結果、入力加速度と応答変位の振幅には相関があり、この近似曲線と崩壊時に入力した加振波の最大加速度の交点は、 $2\delta_n$ にほぼ一致することがわかった。また、帯鉄筋が降伏した加振を軸方向鉄筋が座屈した加振と判断し、図中に示した。帯鉄筋が降伏した加振は、 $2\delta_m \sim 2\delta_n$ の範囲にあることが

特集：構造物の耐震技術

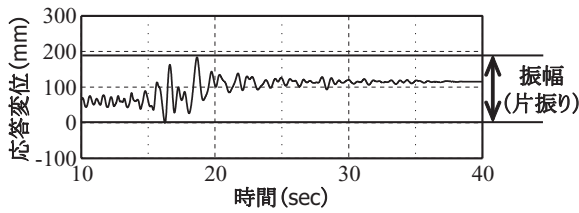


図13 振幅の設定方法 (No.2, 加振8)

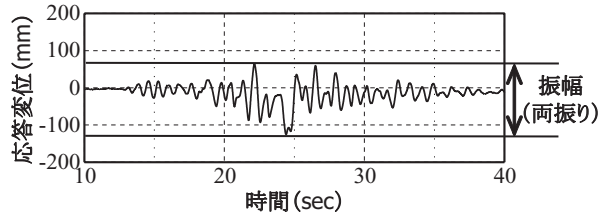


図14 振幅の設定方法 (No.3, 加振8)

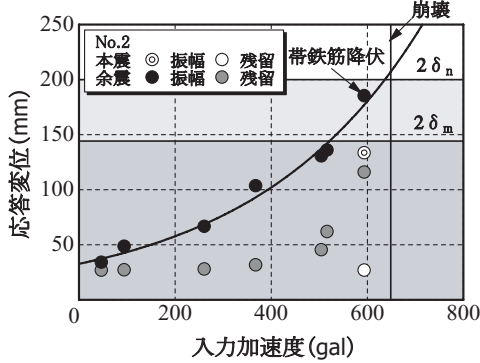


図15 入力加速度—応答変位関係 (No.2)

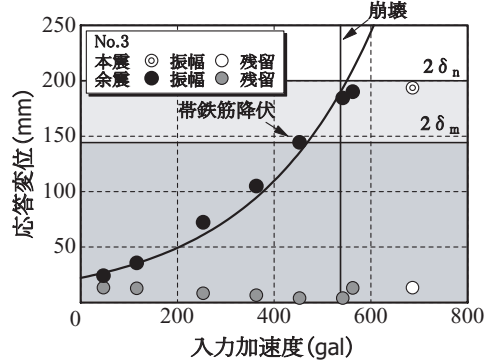


図16 入力加速度—応答変位関係 (No.3)

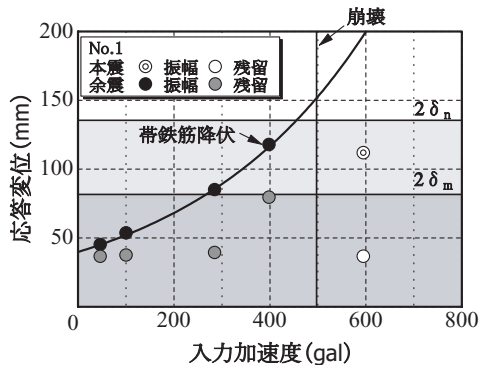


図17 入力加速度—応答変位関係 (No.1)

ら、 $2\delta_m$ 点は座屈開始点を精度よく評価できると考えられる。つまり、加振波の位相特性の相違により、応答変位の最大値は異なるが、振幅を用いて評価することによって、加振波の位相特性の影響を考慮することが可能になると考えられる。同様に帯鉄筋量の少ないタイプのNo.1についても図17に示すように同様の評価が可能であることがわかる。

このように、崩壊に関する照査は、応答変位の振幅を照査指標とすることで、地震波の位相特性や継続時間、余震の大きさや発生頻度によらず、精度良く評価できる可能性があると考えられる。具体的には、ラーメン高架橋の崩壊に関する安全性の照査は、RC柱の部材角の振幅を応答値とし、正負交番載荷よりもとめた現行の設計で用いる限界値のほぼ2倍である $2\delta_m \sim 2\delta_n$ の間に新たな限界値を設けることによって、精度良い照査ができる可能性がある。なお、設計においては、本震における軸方向鉄筋の座屈を防ぎ、余震時の性能を確保する観点から、 $2\delta_m$ を限界値とするのがよいと考えられる。

5. 結論

本研究における振動台実験の範囲において、以下の知見を得ることができた。

- (1) 余震を考慮しない場合、実際の地震における繰返し回数では、耐震標準のN点を超える大変形が生じて、RC柱が崩壊する可能性は小さいと考えられる。
- (2) 本震によりRC柱が崩壊を免れたとしても、地震波の位相特性によっては、本震よりも小さな加速度の余震で崩壊する可能性がある。このため、RC柱の崩壊の評価においては、地震波の位相特性、および余震の影響を考慮する必要がある。
- (3) ラーメン高架橋の崩壊に対する安全性は、地震波の位相特性や継続時間、余震の規模や頻度によらず、RC柱の応答変位の振幅を応答値とし、耐震標準の限界値の2倍である $2\delta_m \sim 2\delta_n$ の間に新たな限界値を設けることにより、精度良く照査できる可能性がある。

文献

- 1) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，2002。
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999。
- 3) (財) 気象業務支援センター：験震時報第68巻，2005。
- 4) 中央防災会議：<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/index.html>
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書（構造性能照査編），丸善，2002。
- 6) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No.683/V-52，pp.31-45，2001。