論文 限界耐力計算における R C 造建物の安全限界応答変位に関する研究

和泉 信之*1・石岡 拓*2・藤堂 正喜*3・千葉 脩*4

要旨:RC 造建物の限界耐力計算では,等価線形化法で算定された応答値が限界値を上回ら ないことを求めている。本論文では,1 質点系弾塑性モデルの時刻歴地震応答解析を行い, 限界耐力計算における応答変形の算定精度を検討した。まず,等価線形化法の適用条件と して,応答変形の大きな片寄りが生じない範囲を示した。次に,等価減衰の各評価式の精 度を検討して,等価減衰を用いた応答変形の推定精度を評価した。さらに,復元力特性の 算定精度等による応答変形のばらつきを考慮し,RC 造建物の限界耐力計算に用いる安全限 界時の応答変位を検討した。

キーワード: RC 造建物,限界耐力計算,地震応答解析,限界変形,復元力特性

1. はじめに

限界耐力計算は,地震時における鉄筋コンク リート造(以下,RC造と呼ぶ)建物の応答値 が部材特性に基づく限界値を上回らないことを 検証する性能評価型設計法¹⁾である(図-1)。 地震時の応答値は,建物を定常振動する等価な 周期および減衰特性を有する1自由度に縮約し た振動系と考えて,等価線形化法に基づく応答 スペクトル解析法により求める。したがって, 限界耐力計算では,大地震時の安全性の検証に は安全限界時の応答値を精度良く評価すること が極めて重要な課題となる。

本研究では,RC 造への等価線形化法の適用 に関する課題として,応答変形の片寄りおよび 等価減衰の評価方法を取り上げる。等価線形化 法では,弾塑性応答値を,剛性の低下と減衰の 増大を考慮した等価線形系の応答値で求める。 等価線形系は,応答時にその原点を中心に振動 するので,応答変形の片寄りが大きく振動の中 心が原点から移動する場合には,等価線形化法 の適用が難しい。また,等価線形系の応答値の 推定には,等価減衰の評価が重要である。 次に, RC 造特有の課題として, 復元力特性 の評価に起因する応答値のばらつきを取り上げ る。RC 造建物の応答値は, コンクリートの実 強度分布や復元力特性の評価精度等により, 設 計モデルの応答値に比べてばらつく。

本論文では,RC 造 1 質点系弾塑性モデルの 時刻歴地震応答解析を行い,応答変形を評価す る。各ケースの応答値の分析から,まず,応答 変形の片寄りについて検討する。次に,等価減 衰の算定式による応答変形の推定精度を評価す る。さらに,復元力特性の算定精度等による応 答変形のばらつきを評価して,設計に用いる安 全限界時の応答変位を検討する。





*1 戸田建設(株)構造設計部主管 博(工)(正会員)
*2 戸田建設(株)技術研究所 工修
*3 戸田建設(株)技術研究所マネージャー 工博
*4 戸田建設(株)技術研究所所長 工修 (正会員)

- 2. 解析概要
- 2.1 解析方法

本解析では, RC 造建物を対象とした1 質点 系弾塑性モデルの時刻歴地震応答解析を行う。 解析モデルの復元力特性は、トリリニア型の TAKEDA モデル²⁾とする。内部粘性減衰は瞬間 剛性比例型(h1=3%)とする。

2.2 解析ケース

固有周期,降伏耐力,第2剛性をパラメータ とする解析ケースを表-1に示す。ケース1は 等価線形化法の検討を、ケース2は復元力特性 のばらつきの検討を目的とする。

復元力特性の設定では、ケース A がコンクリ ート強度の上昇等による第1点の変動、ケース Bが降伏変位の評価精度等による第2点の変動、 ケースCがそれらの組合せを考慮するものであ

る。なお、コンクリートの実強度の設計強度に 対する比率は、材料強度のばらつき(平均値1.25、 変動係数 0.10)³⁾を参考に 1.45 と設定して,第 1剛性の増大比を1.2とする。また、降伏変位は、 降伏点剛性低下率の算定式の精度(±30%の範 囲に全資料の 90%が入る程度)⁴⁾を参考に設定 する (図-3)。



2	人 4 天时用心辰朝(-	年111.0回/3/			
	観測波・模擬波	最大加速度			
EL	centro, 1940, NS	512			
Ha	chinohe, 1968, NS	310			
To	hoku Univ., 1978, NS	357			
JN	IA Kobe, 1995, NS	818			
BC	:J-L2E(位相:EL centro)	405			
BC	J_L2	356			
	告示波(工学的基盤)	最大加速度			
14	BCJ-L2	343			
	EL centro NS	372			
竹坊	Hachinohe NS	375			
一件	JMA Kobe NS	393			
	Taft, 1952, EW	413			
	告示波(第2種地盤)	最大加速度			
14	BCJ-L2	495			
山口	EL centro NS	506			
11日	Hachinohe NS	587			
一性	JMA Kobe NS	659			
	Taft, 1952, EW	670			

1	解析モデルの諸元	
---	----------	--

		表-	- 1	解析	Ð	デ	ルの諸	元		
\leq	ケース	T	C	k2/k1		\geq	ケース	T	C	k2/k1
	<u>d1k1</u>			0.1		ĺ	d1k2a		0.2	
	01K2¥	0. 50	0.2	0.2		ケースA	d2k2a	0.46	0.4	
	d1k3		0.4	0.3			<u>dakza</u>	0. 91	0.3	
	d2k1			0.4			d5k2a		0.2	0. 152
	d2k2*			0.2			d6k2a		0.4	
	d2k3			0.3			d7k2a	0. 23	0.2	
	d2k4			0.4	11		d8k2a		0.4	
	d3k1			0.1			d9k2a		0.3	
	d3k2*		03	0.2			d1k2b1		0.2	
	d3k3		0. 5	0.3	1	ſ	d2k2b1	0.50	0.4	
	<u>d3k4</u>		<u> </u>	0.4		ł	<u>d3k2b1</u>	Ļ	0.3	
	04K1						04KZ01	1 00	$\left \begin{array}{c} 0.2 \\ 0.2 \end{array} \right $	0 007
	14K2*		0.2		1		05K201	1.00	$\begin{bmatrix} 0.4\\ 0.2 \end{bmatrix}$	U. 297
	d4k4		1	0.3	1	1	d7k2b1		0.3	
ケ	d5k1			0.1		ケ	d8k2b1	0. 25	0.4	
1	d5k2*			0.2			d9k2b1		0.3	
ス	d5k3	1.00	0.4	0.3	ł	ス	d1k2b2		0.2	
1	d5k4			0.4		В	d2k2b2	0.50	0.4	
	d6k1		0.3	0.1	ケ		d3k2b2		0.3	
	d6k2*			0.2			d4k2b2	1. 00	0.2	0. 151
	deks			<u>U. 3</u>	ス		d5K2b2		0.4	
	d7k1		0. 2	0.4	2		00K202		$\frac{0.3}{0.2}$	
	d7k2*			0.1			d8k2h2	0. 25	0.2	
	d7k3			0.3			d9k2b2		0.3	
	d7k4			0.4			d1k2c1	0. 46 0. 91 0. 23	0.2	
	d8k1			0.1			d2k2c1		0.4	
	d8k2*	0 25	0 1	0.2			d3k2c1		0.3	
	d8k3	0. 25	0. 3	0.3	ł		d4k2c1		0.2	
	d8k4			0.4			d5k2c1		0.4	0. 226
	d9k1			0.1	11		d6k2c1		0.3	
	d9k2*			0.2		14	d/k2c1		0.2	
	0982			0.3		lí	08K2C1		0.4	
<u>d 1</u>	k1 a		L	0.4		<u>-</u>	d162c2		0.3	
Ť	エ エ モケース 2 パラメータ						d2k2c2	0 46	0.2	
L k2/k1の値 T, Cの組合せ						l r	d3k2c2	0. 91	0.4	0. 115
							d4k2c2		0.2	
Ţ	T: 固有周期(秒)					ł	d5k2c2		0.4	
C: 降伏耐力係数 k2/k1: 第2剛性比 +: ケーフ2 k比較する							d6k2c2		0.3	
							d7k2c2		0.2	
Ť	* クース(こ比較)の						d8k2c2		0.4	
					L		d9k2c2		0.3	

-1106 -

2.3 検討用地震動

検討用地震動を表-2に示す。告示波は、限 界耐力計算における工学的基盤と第2種地盤相 当の加速度応答スペクトルに基づいた模擬地震 動波形(図-4)である。

ケース1の検討には、表一2に示す全波形を 用いるが、ケース2の検討には、限界耐力計算 における応答変位のばらつきを評価するため, 告示波のみを用いる。

3. 解析結果と考察

3.1 応答変形の片寄り

建物の応答変形は、部材の降伏に伴い、塑性 変形が片寄り、定常的な応答との差が大きくな ることがある。この塑性変形の片寄りを表す指 標として、片寄り比率(α)を用いる。αは、 最大塑性率(µ_{max})を正負塑性率(µ_{mean})で 除した値とする (図-5)。

ケース1の片寄り比率と最大塑性率の関係を 図-6に示す。なお、塑性率が1未満の解析結 果は表示しない。αには、降伏耐力係数による 違いは顕著には見られない。鉄骨造建物に多く 用いられる標準型トリリニア型の復元力特性に よる同様の解析結果 5と比較すれば、αは比較 的小さい傾向が見られる。 μ_{max} の範囲別に、 α の平均値(a_{mean})を図中に記す。塑性変形の片 寄りは、地震動の特性により異なるが、最大変 位が大きくなると除荷時の変形が大きくなり、 片寄りが生じやすいと考えられる。しかし,

RC 造は最大変位後の原点指向性が強いので, 鉄骨造に比べれば明瞭ではないが、 α_{mean} は μmaxが大きくなるに従い, やや大きくなる傾向 が見られる。 μ_{max} が5以下の場合では、 α_{mean} は 1.1 程度であり、本解析の範囲では、RC 造の 塑性変形の片寄りは比較的小さい傾向がある。





応答変形の片寄り比率と塑性率

3.2 等価減衰の評価

等価粘性減衰は、4 種類の評価方法により算 定する。h,は、等価周期時に等価線形解析によ る最大応答変形が弾塑性解析による最大変形と 等しくなるように算定した変形等価減衰である。 heal は、いわゆる応答エネルギー等価減衰であ る。hea2は、定常応答した1サイクルの履歴エ ネルギーに対応した等価粘性減衰に h1 を加算 した値である。hea3は、限界耐力計算の関連告 示における建物の減衰性を表す値である。なお, 等価周期は最大応答変形時の等価剛性から算定 する (図-7)。

変形等価減衰hrと3種類の減衰との比較を図 -8に示す。hrと比べて、heal、hea2は大きく評 価する傾向が見られる。一方、hea3の平均値は heal, hea2 に比べてやや対応が良いが, 3 種類の 減衰ともばらつきが大きい。



 $\int_{0}^{1} \ddot{y}_{0} \dot{y} dt$

Q

Qmax

Q,

Q

弹塑性解析結果

keq:等価剛性

(=Qmax/Umax)

Qmax:最大耐力

Umax:最大変形

 $(=2\pi \sqrt{m/k_{eq}})$

Te:等価周期



図-9 等価減衰を用いた時刻歴線形解析と時刻歴弾塑性解析の比較 た線形解析結果と弾塑性解析結果との比較を図 -9に示す。弾塑性解析結果と比べて、 h_{eq1} 、あ るいは h_{eq2} による塑性率は、やや小さい傾向が あり、塑性率が大きい程、その傾向がやや強く 見られる。一方、 h_{eq3} による塑性率は、弾塑性 解析結果に対して、平均値が 1.07、変動係数が 0.21 で、やや大きい傾向がある。

塑性率が5程度以下の範囲では,3種類の減 衰を用いた等価線形解析結果とも弾塑性解析結 果と比較的良い対応を示している。

3.3 特性点の変動に対する応答値の評価

特性点をかえた3ケースの復元力特性を用い た弾塑性解析結果の一例を図-10に示す。第1 点の耐力を大きくしたケースAでは,塑性率 は基本モデルよりやや小さくなる傾向が見られる。第2点の変形を変動させたケースBでは、 塑性率は基本モデルの値の前後にばらついている。ケースAとBを組合せたケースCでは、 ケースBとほぼ同様の傾向である。

これらの応答値の変動を評価するため、基本 モデルの応答変位に対するケースCの応答変位 の比率(以下,変位変動比と呼ぶ)を降伏耐力 比に応じて図-11に示す。図中の×印は変位変 動比の平均値である。変位変動比は、工学的基 盤波では0.50~1.44、第2種地盤波では、0.64 ~1.53である。また、降伏変位を小さく設定し たケース C2(図-3)の変位変動比は、降伏変 位を大きく設定したケース C1に比べて大きい



- 1109 -

傾向が見られる。なお,本解析結果の範囲内で は,降伏耐力係数,あるいは地盤による変位変 動比の違いは,顕著に見られない。

各ケースの変位変動比の平均値(図-11中の ×印)は、工学的基盤波では 0.64~1.13、第2 種地盤波では、0.83~1.12であり、応答変形の 平均的な増大率は、1.1程度である。

4. 設計用安全限界変位の設定

限界耐力計算の安全限界耐力の確認では、安 全限界時の応答変位以上の設定変位(以下、設 計用安全限界変位と呼ぶ)において、必要限界 耐力を上回り、部材の変形が限界変形以下であ ることを検証する (図-12)。そのため, 設計用 安全限界変位の設定には、応答変位のばらつき を考慮する必要がある。本解析では、限られた 不確定要因や地震動を扱っているので、応答値 のばらつきを確率統計的に評価することは今後 の課題としたい。ここでは、実用的な方法とし て安全限界時の応答変位の割増しによる設計用 安全限界変位の設定方法を考える。そこで、前 章までの解析結果から、この割増し率を求める。 3.2 項で述べた弾塑性応答変形に対する等価線 形応答変形の比率の平均値は 1.07, 標準偏差は 0.23 である。(平均値-標準偏差)のばらつきを 考慮して、応答変形の増大率として、簡略的に この比率の逆数を用いた場合、増大率は 1.2 と なる。また、3.3 項で述べた応答変形の平均的な 増大率は、1.1 である。

これらの増大率を考慮すると、安全限界時の 応答変位の割増し率は、少なくとも 1.3 程度以 上とすることが考えられる。

5. 結論

これまでの RC 造建物を対象とした1 質点系 弾塑性解析から得られた知見を以下に示す。

- (1) 塑性率が 5 程度以下となる応答範囲で は、応答変形の片寄りは比較的小さい。
- (2) 各評価式による等価減衰は、変形等価減 衰に対してばらつきが大きい。



図-12 設計用安全限界変位の設定

- (3) 限界耐力計算の等価減衰を用いた線形 応答変形は,弾塑性応答変形に対して 比較的対応が良く,その比率の平均値 は1.1程度,変動係数は0.2程度である。
- (4) コンクリートの実強度や降伏変位の 評価精度等を考慮した場合、応答変形 の平均的な増大率は、1.1 程度である。
- (5) RC 造建物の設計用安全限界変位は, (3) および(4)に示す応答値のばらつきを 考慮して設定することが望ましい。

参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課:限界耐力計 算,建築物の構造関係技術基準解説書, pp.305-325,2001
- Takeda, T., M.A. Sozen and N.M. Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12,pp.2557-2573, Dec.1970
- 3) 日本建築学会:建築物の限界状態設計指針, pp.75, 2002
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算 規準・同解説, pp.57-58, 1999
- 5) 石岡拓,和泉信之,竹中啓之,藤堂正喜, 千葉脩:等価線形化法による応答変形の推 定に関する検討(その1 等価粘性減衰と 塑性変形の片寄り),日本建築学会大会学 術講演梗概集,pp.365-366,2003.9