

[114] 振り振動により被災した建物の解析

正会員 ○小谷 俊介 (東京大学工学部)
李 康寧 (東京大学大学院)

1. はじめに

本研究は、1983年10月31日鳥取地震において震害を受けたRC造3階建物の倉吉市東庁舎¹⁾について解析結果と被害との比較とその検討である。研究の目的は、解析によって地震被害の原因を検討し、各種解析法、特に割合簡単な解析法と複雑な解析法による結果を比較し、簡単な解析法の実用性を調べることである。解析法としては、簡単な平面骨組の静的水平漸増載荷による弾塑性解析、複雑な擬似立体動的弾塑性解析を用いた。

2. 建物の概要及び震害¹⁾

倉吉市東庁舎は、3階の、ほぼ純ラーメンRC造建物であり、3期に分けて建設された。建物の外観、平面および立面は図1に示す。

壁は、2階の⑥通り付近と1階の③通りの外側にRC壁が設置され、3階の周辺、2階の南北両側(①と⑧通り)と東側(A通り)に幅10cm、高さ85cmの腰壁、各階の⑤、⑥、⑦通りと、1階の①通りに厚さ10cmのC種のコンクリート・ブロックの間仕切り壁がある。その他、2階の出入り口のスラブは道路に接続している。

この建物の被害は、主に2階の北側①通りの柱に生じた。すなわち、①通りの2本の柱には顕著なせん断破壊が発生したが、それ以外の2階の柱の被害は軽微であった。また、1階と3階はほぼ無被害に近いものであった。

3. 解析条件

材料の強度は建物から抜き取った鉄筋とコンクリート・コアの試験結果¹⁾をまとめて表1に示す。

鉄筋の弾性係数は $E_s=2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ 、コンクリートは平均弾性係数 $E_c=1.9 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ 、せん断弾性係数 $G_c=0.814 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ と仮定した。

2階①通りの柱のせん断破壊は、主に梁間方向の並進振動と偏心による床の振れ振動の影響を受けるものと判断できるから、建物の梁間方向のみの解析を行なう。そして、柱と梁間方向の梁の断面寸法、配筋は表2と表3に示す。

部材の曲げ耐力は、平面保持の仮定と材料の応力度-歪度の関係から精算した。ひび割れ耐力と降伏

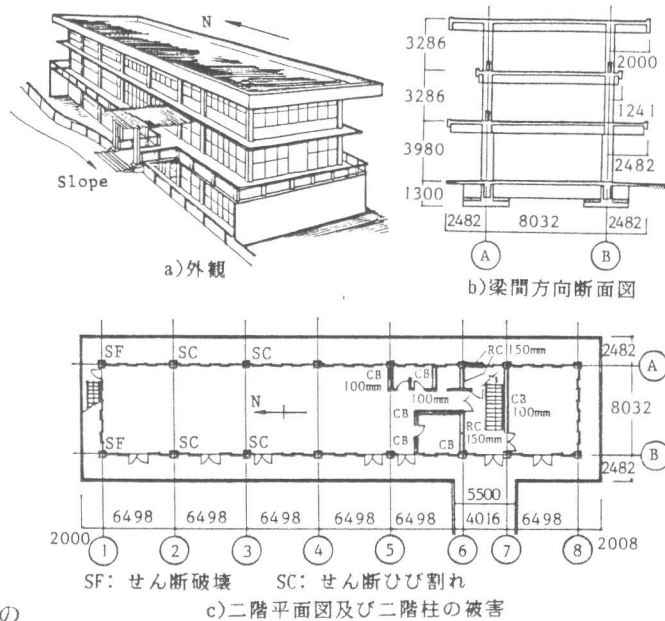


図1: 倉吉市東庁舎の概要 (単位: mm)

表1: 材料強度

	鉄筋径	公称断面積	降伏強度
鉄筋	φ25	4.91cm ²	3000kg/cm ²
	φ22	3.80cm ²	3000kg/cm ²
	φ13	2.65cm ²	2900kg/cm ²
	φ9	1.27cm ²	2900kg/cm ²
コンクリート	場所		圧縮強度
	屋根床梁、3階柱:		260kg/cm ²
	3階床梁、2階柱:		220kg/cm ²
		2階床梁、1階柱:	400kg/cm ²

表2: 柱断面リスト (単位: mm)

階	3階、2階		1階	
	①-⑧	①	②-⑤、⑥	⑦、⑧
断面図				
bxD	474x474mm ²		474x648mm ²	
配筋	12-25 φ		10-25 φ	22-25 φ
横筋	9φ-250@		9φ-250@	

表3: 梁断面リスト (断面 474x724 mm)

階	屋根階		3階				2階	
	①	②-⑧	①	②-⑤	⑥、⑦	⑧	①	②-⑧
断面図								
配筋			上端: 6-22φ 下端: 4-22φ				上8-25φ 下5-25φ	

耐力の計算には、梁材の断面は腰壁と学会規準によるスラブ有効幅を考慮し、終局耐力算定では全スラブ幅内の鉄筋を有効として計算した。曲げ降伏耐力に対応する回転角は、危険断面で降伏曲率、反曲点の曲率をゼロとし、曲率を線形分布と仮定して計算した。せん断耐力は、次の式²⁾によって算定した。

$$Q_c = (1 + \sigma_o / 150) \frac{0.061 \cdot (500 + F_c)}{(M/Qd) + 1.7} \cdot b_j$$

$$Q_u = \frac{0.053 P_t \cdot \sigma_o^{0.23} (180 + F_c)}{(M/Qd) + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_o \cdot b_j$$

F_c : コンクリート圧縮強度 (kg/cm²), σ_o : 軸方向応力度 (kg/cm²),

Q_u : せん断終局耐力, Q_c : せん断ひび割れ耐力,

p_w : せん断補強筋比, p_t : 引張鉄筋比 (%),

d : 断面有効せい, b : 断面幅,

j : 応力中心間距離 (=7d/8)

M/Q : 最大曲げモーメントとせん断力の比,

σ_{wy} : 補強筋の降伏点強度 (kg/cm²)。

建物の地震用重量は表4に示す。建物の慣性質量は床レベルの重心に集中するものと仮定する。

4. 建物のモデル化

1) 2階①通りの柱のせん断破壊は、主に梁間方向の並進振動と偏心による床の捩れ振動の影響を受けるものと判断できる。そこで、建物の梁間方向のみの解析を行なう。建物を梁間方向の平面骨組として理想化する(図2)。

2) ブロック壁は両側の柱及び上の梁との間に隙間が入りやすいので剛性を無視した。

3) 道路と接続する出入り口スラブは、2階床の水平変形と捩れ変形に対する拘束作用を考慮した。

4) 梁材軸は腰壁の有無に拘らず梁の断面中心とした。

5) 柱・梁部材の接合部は剛とし、剛域長さはそれぞれの部材の面までとした。

6) 梁、柱及び壁は図3に示すようにモデル化した⁴⁾。但し、梁と柱のせん断変形は常に曲げ変形に比例するものと仮定した。各非線形バネの復元力特性は、曲げバネには Trilinear、せん断バネには Bilinear なスケルトンカーブとし、履歴特性は、曲げバネに武田モデル、せん断バネに原点指向型モデルを用いた。

7) 地盤は建物の立地条件に関する資料が不完備のため、また解析を経済的に進めるため、剛とした。

5. 解析方法

本研究は以下三つの方法で解析を行なった。

(1) 骨組別静的弾塑性解析 ③通りの独立壁を除いて、①通りから②通りまで計8枚の骨組に対して、それぞれ水平漸増載荷によって弾塑性解析をした。しかし、各骨組の水平変形が独立

に生じ、床の連続性は保証されない。そこで、弾性解析で得られた梁間方向の並進振動と捩れ振動成分の卓越する1次モード形³⁾(図4)を利用し、各骨組の最上階の水平変位が1次モード形に比例するものと仮定した。このような変形仮定で、骨組①の2階の柱のせん断破壊が起こる時、それぞれの骨組の応力分布と破壊状態について検討する。

(2) 全体静的弾塑性解析 梁間方向の平面骨組で構成される、剛床を有する建物の各層重心位置に1次モード形分布の水平力による漸増載荷弾塑性解析を行なった。各床は面内に剛とし、水平並進変形と重心回りの捩れ変形との2自由度を考慮する。壁の直交梁が鉛直方向の変形に対する拘束作用を

表4: 建物重量、回転慣性質量

層	全床重量	回転慣性質量
屋上階	496 ton	9850 ton/sec
3階	501 ton	9510 ton/sec
2階	603 ton	12130 ton/sec

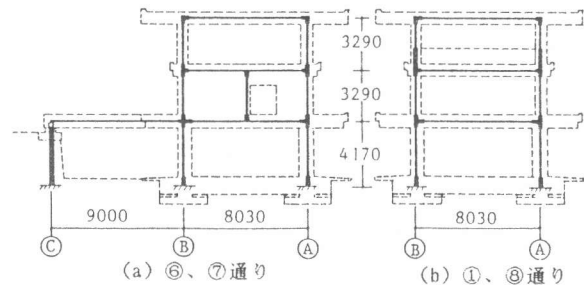


図2: 代表的な平面骨組の解析モデル (単位: mm)

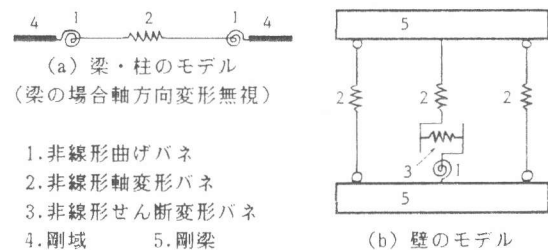


図3: 部材のモデル化

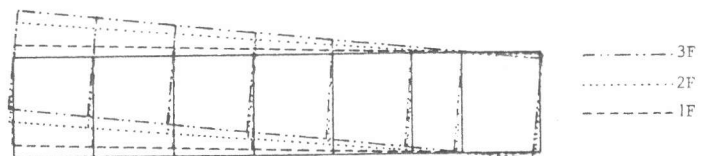


図4: 弾性一次モード形 (t=0.44秒)

考慮する。

(3) 全体動的弾塑性解析 解析モデル(2)を用いて非線形地震応答解析を行なった。1983年鳥取地震の記録はないので、動的解析には、エル・セントロ(NS)'40と十勝沖地震八戸(EW)'68の加速度記録波を用いた。それぞれエル・セントロ波は最初の10秒間、八戸波は5秒から15秒までの10秒間とし、積分時間刻みを0.005秒とした。

6. 解析の結果及び検討

水平漸増载荷による(1),(2)の解析では、最上階の重心位置の水平変位が5.1~5.6cm(約高さの1/20)に達する時、2階の北側骨組①の柱がせん断破壊した。

動的応答解析(3)でも、2階柱のせん断破壊を生じさせる入力地震動の強さは、エル・セントロの最大入力加速度0.25g、八戸記録の最大入力加速度0.20gのときであった。図5の変位応答波形の中に○を付ける所で2階の北側柱がせん断破壊し、そのときの屋上階の重心位置の水平変位は約5cmであった。柱のせん断破壊が発生する時、各解析法による柱のせん断応力分布、塑性ヒンジ分布、

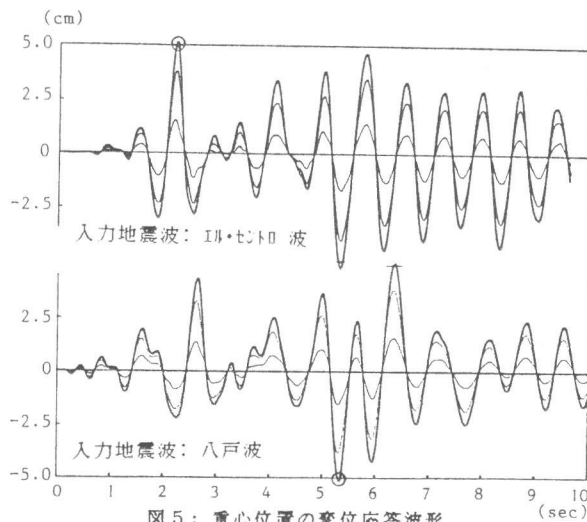


図5: 重心位置の変位応答波形

表5: 柱のせん断破壊が発生する時のせん断力分布(単位: Tonf)

骨組	①		②		③		④		⑤		⑥		⑦		⑧	
	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A
3階	(1) 15.7	25.7	12.7	14.4	11.3	13.3	10.9	11.5	8.7	9.6	18.7	20.1	2.2	2.3	2.2	10.9
	(2) 14.7	25.5	14.0	7.0	13.2	7.4	12.5	7.8	11.6	8.1	17.5	15.3	9.9	8.7	14.2	17.5
	(3) 13.7	23.7	11.3	5.9	10.9	6.4	10.0	6.9	9.1	7.5	13.9	12.9	8.4	6.9	9.9	14.3
	(4) -25.8	-15.1	-7.0	-13.3	-7.5	-12.8	-7.8	-11.8	-8.2	-10.7	-13.9	-15.5	-7.9	-9.6	-15.4	-11.9
2階	(1) 25.9	26.5	24.3	23.5	22.0	21.3	19.7	19.8	15.3	16.2			3.2	2.8	12.0	13.6
	(2) 25.2	26.1	23.5	19.4	22.3	18.7	21.0	17.7	19.6	16.7			18.0	14.5	13.5	16.0
	(3) 26.0	26.2	23.6	19.5	21.9	18.4	20.0	16.9	18.0	15.7			16.1	12.5	10.6	12.0
	(4) -26.3	-25.6	-19.2	-23.0	-18.1	-21.7	-16.7	-19.8	-15.2	-17.7			-13.7	-15.2	-11.9	-10.0
1階	(1) 30.0	30.2	28.1	27.6	25.1	25.4	22.9	23.2	18.7	19.0	13.7	13.7	3.4	2.6	13.7	13.3
	(2) 24.0	18.4	32.1	26.9	28.3	24.0	24.5	20.2	20.7	16.5	26.6	26.9	18.4	10.1	1.7	1.1
	(3) 22.4	17.5	30.8	26.0	27.5	23.3	24.2	19.9	21.0	16.6	25.8	26.0	18.0	10.8	2.3	1.9
	(4) -15.8	-21.0	-24.1	-29.2	-21.6	-25.8	-18.5	-22.7	-15.3	-19.8	-24.7	-24.9	-16.1	-14.0	-1.6	-2.1

注: (1) 骨組別静的弾塑性解析 (3) 動的弾塑性解析(エル・セントロ波、t=2.19sec)

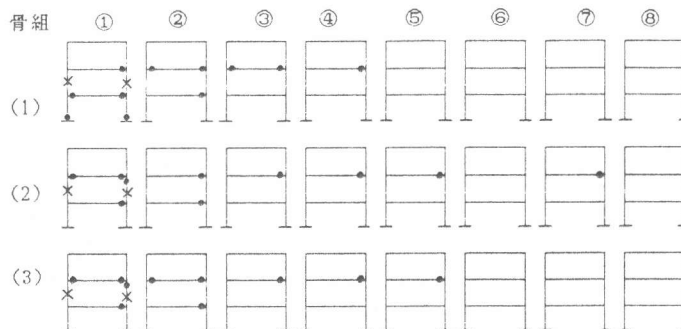
(2) 全体静的弾塑性解析 (4) 動的弾塑性解析(八戸の波、t=5.33sec)

●: せん断ひび割れ。 ○: せん断破壊。

層せん断力、ベース・シア係数、各層の最大水平変形と層間変形角等を表5と表6および図6に示す。

表5に示す結果から、2階の北側の骨組①の柱にせん断破壊する時、2階の骨組①以外の柱はせん断ひび割れ程度の軽微な損傷で、1階と3階は無被害に近く、解析の結果は実際の被害と良く一致している。図6に示す曲げ降伏ヒンジ分布から、2階の①通りの柱は曲げ降伏する前にせん断破壊してしまったことが分かった。

図7は骨組①および重心位置の水平変形分布を示す。骨組①の変位と



(1) 骨組別静的解析、 (2) 全体静的解析

(3) 全体動的解析(エルセントロ波 t=2.19 秒)

● 曲げ降伏

× せん断破壊

図6: 塑性ヒンジ分布

重心位置変位の差が振れによる成分と考えると、振れ振動成分が並進振動成分と同程度で、上述の破壊結果に振れ影響が大きい。

骨組別静的解析法(1)は、各平面骨組の床水平変形の適合性の保証はなく、床レベルでの骨組相互のせん断力の再分配もできない。そのために、1階の層間変形が大きく、1階の柱のせん断力分布も他の解析法(2)、(3)の結果より25~50%の差があった。その中でも、2階の柱がせん断破壊する時には、骨組①の最下層の柱脚に曲げ降伏が生じる(図6)と予測し、実際の被害と違った破壊形式となった。

表6に示す結果から、全体静的水平漸増載荷(2)による解析は、繰り返し荷重による剛性低下が無視されたので、動的解析法(3)と同じ水平変形でも、ベース・シア係数が0.261と大きい。それにも拘らず、全体静的解析法(2)による結果は、構造物の破壊状態、層せん断力、層間変形角などが動的解析結果と一致する。

また、構造物が破壊するまで入力した地震動の最大加速度が異なるのは、違う性質の地震波に対する応答結果が一様ではないことを示した。但し、構造物の破壊モード、層せん断力、最大応答変位と塑性率などの結果(表6)がほぼ同じであることが分かった。

7. 結論

以上の解析結果から、倉吉市東庁舎の地震被害は1)柱はせん断耐力で決まる脆性部材で、靱性が足りない、2)剛性偏在のために、振れの影響が大きい、ことが主要原因であろう。

また、各種解析法による結果をまとめてみると、1)全体静的弾塑性解析法(2)は、動的解析法(3)と似た結果が得られ、しかも、動的解析法より計算時間もかなり短く、経済的で有効である。このように、静的漸増載荷解析で建物の被害を推定あるいは予測できることが多いと考えられる。2)建物の水平保有耐力の計算あるいは被害の主要な原因を分析するなど、大略把握するには、弾性1次モード形のみを利用し、ばらばらの平面骨組に対する解析法(1)も考えられるが、細部においては実情と合致しないこともあるので注意する必要がある。

8. 謝辞

本解析では横浜国立大学の壁谷沢寿海氏のプログラム⁴⁾を使用させて頂いた。

9. 参考文献

- 1) 塚越英夫、他：1983年鳥取地震による倉吉市東庁舎の被害と分析、(その1)建物と被害の概要、日本建築学会学術講演梗概集、構造系、昭和59年10月、P2129-2130。
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、昭和57年6月。
- 3) 李康寧、他：1983年鳥取地震による倉吉市東庁舎の被害と分析、(その2)静的解析による被害の検討、日本建築学会学術講演梗概集、構造系、昭和59年10月、P2131-2132。
- 4) 壁谷沢寿海、他：一日米共同研究-鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究(その3)、第6回日本地震工学シンポジウム、1982年、PP.1161-1168。

表6: 総せん断力、ベース・シア係数及びその他

各層	骨組別	静的弾塑性解析		動的弾塑性解析	
		全体	IL・セントロ波 t=2.19秒	八戸波 t=5.34秒	
せん断力 (tonf)	3 F	180	205	171	-194
	2 F	308	356	340	-334
	1 F	369	418	390	368
①骨組の 水平 変位(cm)	3 F	12.0	9.22	8.84	-9.04
	2 F	10.7	7.01	6.84	-6.82
	1 F	5.77	3.11	2.97	-2.92
①骨組の 層間角	3 F	0.00410	0.00672	0.00608	-0.00675
	2 F	0.01483	0.01185	0.01176	-0.01185
	1 F	0.01380	0.00746	0.00712	-0.00700
ベースシア係数		0.230	0.261	0.244	0.230
最大塑性率			2.16	2.08	2.10

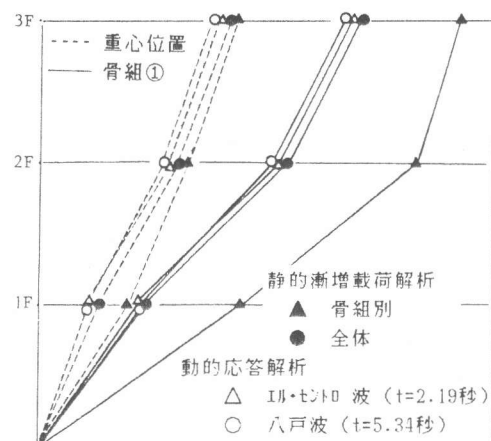


図7: 柱のせん断破壊が生じる時
①骨組及び重心位置の各層水平変形分布