

[172] 震害を受けた RC 造建物の動的解析に関する研究

正会員 田中礼治（東北工業大学工学部）

○佐々木清（東北工業大学工学部）

§ 1 はじめに

本研究は、宮城県沖地震において仙台市内およびその周辺で震害を受けた鉄筋コンクリート造建物について、動的解析を行い、解析結果と被害との比較検討を行うことを目的としている。これら研究の第一段階として本報ではまず解析手法、計算および骨組のモデル化などの仮定について述べ、それら解析法を用いて東北工業大学3号館および5号館の簡単なモデル化骨組について解析し、被害状況との比較検討を行った。

§ 2 解析方法

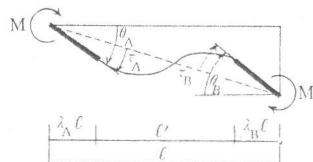
本報では、部材の弾塑性性状を表現するために部材に弾塑性ばねを考慮した材端ばね法を用いた。ばねとしては図2、図3に示すような材端ばねとせん断ばねを併用した。解析では部材の軸変形・パネルゾーンのせん断変形は考慮されていない。応答解析は $\Delta t = 2/1000$ 秒きざみで行っており、 Δt 時間内において剛性は一定であるとしている。以下に計算手順を簡単に示す。

材端ばね法による部材の変形形状を図1～図3に示した。材端ばねのスケルトンカーブは図4に示すように、曲げに対しては降伏後剛性を持たせ、せん断ばねは最大耐力後耐力が低下するタイプのものを用いた。曲げばねの履歴ループのルールは図5の武田モデルで、またせん断ばねは図6に示すような原点指向型のものを用いた。部材の $M - \tau - \theta$ 関係は(1)式となる。

$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} = H \begin{bmatrix} \alpha'_{\theta} + r' & \alpha'_{\theta B} - r' \\ \alpha'_{\theta B} - r' & \alpha'_{\theta} + r' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tau_A \\ \tau_B \end{Bmatrix} = [F_K] \begin{Bmatrix} \tau_A \\ \tau_B \end{Bmatrix} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、
 $H = \frac{6EK}{(\alpha'_{\theta} + r')(\alpha'_{\theta} + r') - (\alpha'_{\theta B} - r')^2}$
 $\alpha'_{\theta}, \alpha'_{\theta B}, \alpha'_{\theta A}$: 材端ばねも含めた曲げ変形による係数

r' : せん断ばねによる係数

図1 部材の $M - \tau - \theta$

骨組全体の剛性マトリックスは(2)式で、また、層剛性マトリックスは(3)式で求められる。

$$[K] = [X]^T [A]^T [F_K] [A] [X] \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$[K_u] = -[K_{uu}] [K_{uu}]^{-1} [K_{uu}] + [K_{uu}] \quad \dots \dots \dots (3)$$

振動方程式は(3)式をもとに、(4)式となる。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K_u]\{u\} = -[M]\{d\ddot{u}_0\} \quad \dots \dots \dots (4)$$

(4)式中の減衰マトリックスとして、(5)式を用いた。

$$[C] = \sum_{i=1}^n b_i \{x\}_i \{x\}_i^T \quad \dots \dots \dots (5)$$

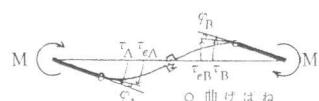


図2 曲げ変形

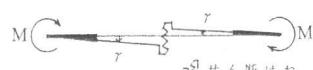


図3 せん断変形

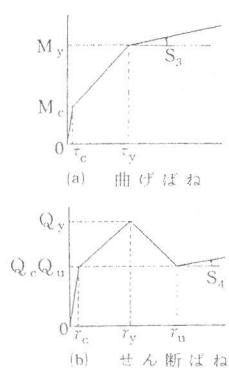


図4 スケルトンカーブ

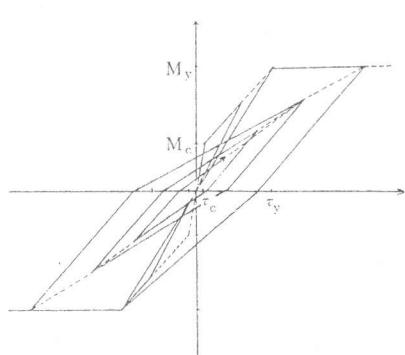


図5 曲げばねの履歴ループ

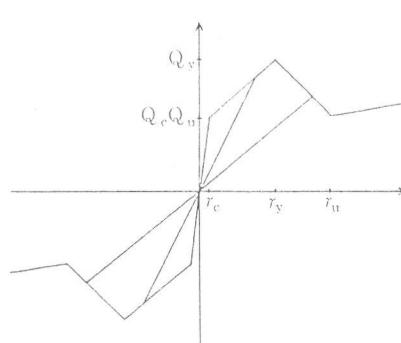


図6 せん断ばねの履歴ループ

部材の曲げおよびせん断の強度、変形は下式により求めた。

$$\text{柱 : } M_c = (1.8\sqrt{F_c} + \frac{N}{A}) Z \quad M_y = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 ND (1 - \frac{N}{BDF_c})$$

$$Q_c = \frac{0.046(F_c+500)}{M/(Qd) + 1.7} b j \quad Q_y = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23}(F_c + 180)}{M/(Qd) + 0.12} + 2.7\sqrt{P_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_n \right\} b j$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 n P_t + 0.043 a/D + 0.03 j_n) (\frac{d}{D})^2$$

はり : $M_c = 1.8\sqrt{F_c} Z \quad M_y = 0.9 a_t \sigma_y d$

$$Q_c = \frac{0.046(F_c+500)}{M/(Qd) + 1.7} b j \quad Q_y = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23}(F_c + 180)}{M/(Qd) + 0.12} + 2.7\sqrt{P_w \sigma_{wy}} \right\} b j$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 n P_t + 0.043 a/D) (\frac{d}{D})^2$$

腰壁・たれ壁付はり : $M_c = 1.8\sqrt{F_c} Z \quad M_y = 0.9 a_t \sigma_y d$

$$Q_c = \frac{0.046(F_c+500)}{M/(Qd_e) + 1.7} b_e j_e \quad Q_y = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23}(F_c + 180)}{M/(Qd_e) + 0.12} + 2.7\sqrt{P_w \sigma_{wy}} \right\} b_e j_e$$

剛性低下率 α_y ははり部材のものを準用した。

変形および剛性 (S_3, S_4) は下式による。

$$\tau_c = \frac{M_c \times h_0}{600 E_c I} \quad \tau_y = \frac{M_y \times h_0}{6 E_c I} \times \left(-\frac{1}{\alpha_y} - 1 \right) \quad S_3 = -\frac{1}{200} \times \frac{6 E_c I}{h_0}$$

$$\tau_c = Q_c / GA \quad \tau_y = 4 \times 10^{-3} \quad S_4 = -\frac{1}{200} GA$$

§ 3 骨組のモデル化に関する仮定

本報では解析する建物を以下の要領に従ってモデル化し解析した。

(1) 図 7 (a) に示すような、はり・柱部材からなる純ラーメン骨組の場合には、図 7 (b) のように、はり中央を反曲点と仮定して、モデル化を行う。はりの支持はローラーとし、最下層柱は固定とする。

(2) はりの線材化は、図 8 に示すように、腰壁、たれ壁等の有無にかかわらずはり丈の中央を材軸として線材化する。

(3) 柱の線材化は、はりと同様に、袖壁の有無にかかわらず、柱の中心を材軸とする。

(4) 柱、はり部材の剛域は図 9 に示すように、それぞれの部材面までとする。

(5) はりの強度および剛性に関わるスラブの有効幅は、左右 1 m とする。(図 10)

(6) 建物重量および軸方向力は $1.2 t/m^2$ として算定する。

(7) 鉄筋の降伏点強度は次による。

曲げ用 $S R 24 \rightarrow \sigma_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$, $S D 35 \rightarrow \sigma_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

せん断用 $S R 24 \rightarrow \sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$, $S D 35 \rightarrow \sigma_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

(8) はりの上端筋と下端筋の鉄筋量が異なる場合は、上下鉄筋量を平均して Loop 化する。

§ 4 解析した建物および解析に使用した地震波

本報告では宮城県沖地震で大破した東北工業大学 3 号館・5 号館について解析を行った。(図 11) 解析用地震波としては解析建物と比較的立地条件が近似している東北大学建設棟の N-S 成分(図 12)を用いた。解析は地震波 10 秒間について行った。

§ 5 東北工業大学 3 号館の解析

東北工業大学 3 号館は R-C 造 4 階建、一部地下 1 階の実験研究棟で、はり間 2 スパン、桁行 10 スパンの建物である。桁行方向は耐震壁がほとんどない純ラーメン骨組である。南側(Ⓐ ラーメン)は 1 階のみが短柱で、

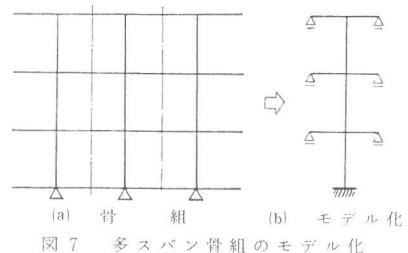


図 7 多スパン骨組のモデル化

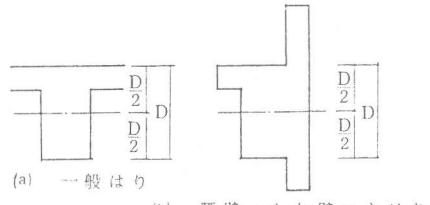


図 8 材 軸

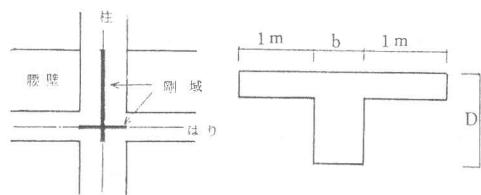


図 9 剛域長さ

図 10 スラブの有効幅

他階は長柱、北側(②ラーメン)は全階とも短柱である。宮城県沖地震では、短柱のせん断破壊が著しく、大破の被害を受けた。伏図を図13に、②ラーメンの被害状況を図16に示した。解析は被害の特に大きい桁行方向について行い、§3に基いて図14に示すように骨組のモデル化を行った。解析結果として、図17に材端ばねおよびせん断ばねの塑性率の大きさを記号で表示した。また、2階およびR階での応答波形を図18(a), (b)に示した。解析結果より次のことが認められた。

- (1) ②ラーメン1階柱は曲げ変形が大きく、曲げ、せん断破壊する。
- (2) ②ラーメンは1階柱はもちろん各階ともせん断破壊する。
- (3) (1), (2)より、解析結果は地震被害と比較的よく合致している。

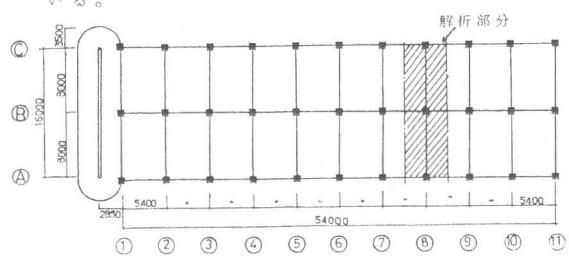


図13 3号館伏図

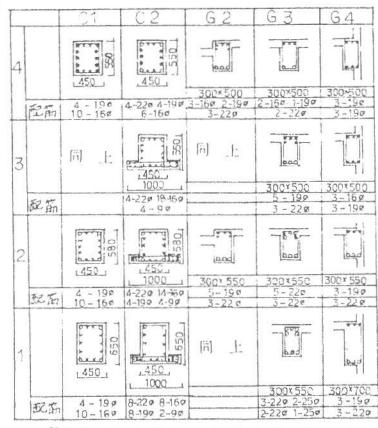


図15 柱・はりリスト

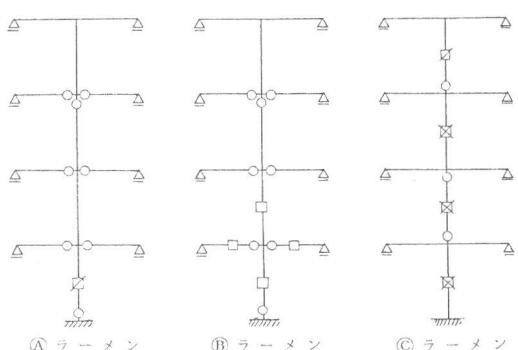


図17 解析結果

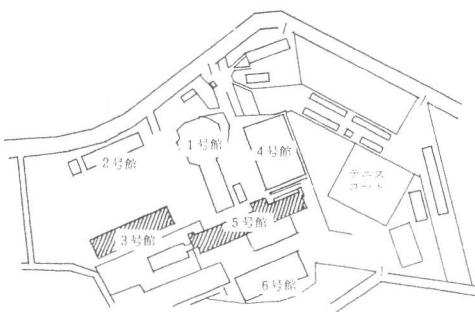


図11 東北工業大学配置図

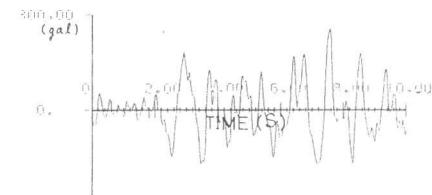


図12 解析地震波(東北大NS)

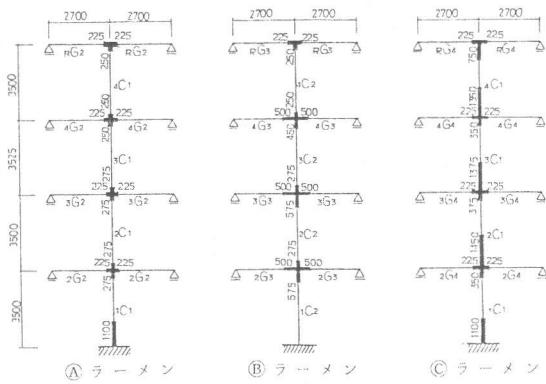


図14 モデル化骨組

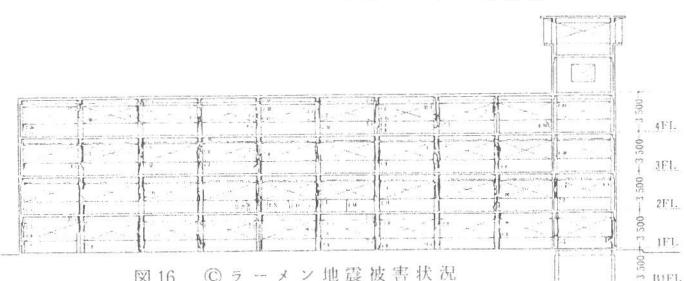
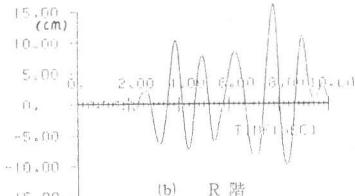


図16 ②ラーメン地震被害状況



(a) 2階



(b) R階

§ 6. 東北工業大学 5号館の解析

東北工業大学 5号館は鉄筋コンクリート地上 5階地下 3階の研究棟で、構造は 3号館と同様に南側（Ⓐラーメン）は全階長柱であり、北側（Ⓑラーメン）は短柱が多く、地下 1～地下 3階は無開口壁になっている。宮城県沖地震では、Ⓑラーメンの短柱のせん断破壊により大きな被害を受けた。1階長柱にもせん断きれつが発生した。被害状況（Ⓐラーメン）を図 22 に示した。伏図を図 19 に示した。解析は、3号館と同様に平行方向について行いモデル化した骨組を図 21 に示した。図 20 中の斜線部分は耐震壁であるためここでは、剛性と強度を相当に大きく仮定して計算をした。

解析結果を以下に示す。解析による材端ばね、せん断ばねの塑性率を図 23 に示した。

- (1) Ⓐラーメン、Ⓑラーメンとも長柱は曲げにより破壊するが、1階に関してはせん断によっても破壊する可能性がある。
- (2) Ⓑラーメンは、2～4階がせん断により破壊する。
- (3) (1), (2)により、解析結果は地震被害と比較的よく合致している。

§ 7. まとめ

東北工業大学 3号館と 5号館の解析結果は被害状況と比較的よく合致しており、本解析で示した計算仮定もある程度の妥当性をもつていると考えられる。今後解析棟数を増やし、あらゆる方向から本解析法について検討していくつもりである。

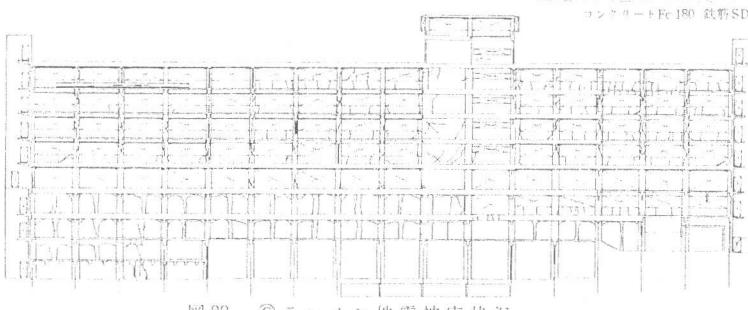


図 22 Ⓐラーメン 地震被害状況

- [参考文献] 1) 梅村：「鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・統(中層編)」 2) 柴田：「最新耐震構造解析」 3) 日本防災協会：「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」 4) 日本建築学会：「1978年宮城県沖地震災害調査報告」 5) 東北工業大学災害調査委員会：「東北工業大学地震調査報告書」

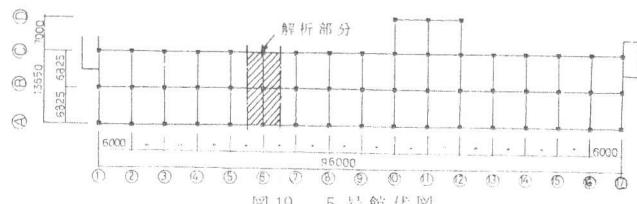


図 19 5号館伏図

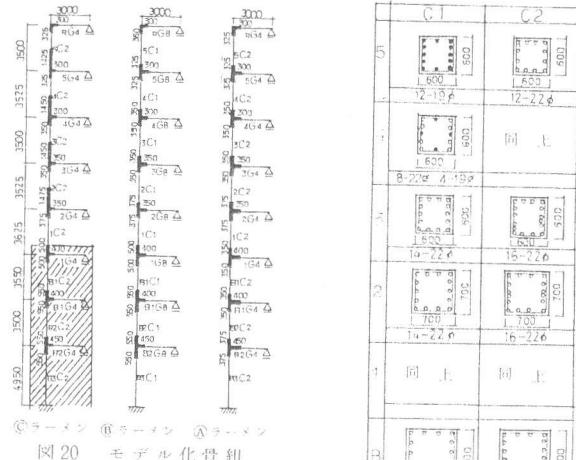


図 20 モデル化骨組

表 1 はりリスト

	G 4	G 8
R	断面 350×650	350×720
上端筋	4-D19	4-D19
下端筋	2-D19	2-D19
S	断面 350×650	350×650
上端筋	5-D22	6-D19
下端筋	3-D22	4-D19
断面	350×700	350×700
4	上端筋 6-D22	6-D22
	下端筋 4-D22	4-D22
断面	350×750	350×700
2	上端筋 6-D25	4-D25
	下端筋 4-D25	5-D25
3	断面 350×1000	350×1000
上端筋	6-D22	6-D22
	下端筋 4-D22	4-D22
断面	350×750	350×700
1	上端筋 6-D25	4-D25
	下端筋 3-D25	4-D25
B	断面 350×1100	350×1100
上端筋	4-D25	5-D25
1	下端筋 3-D25	4-D25
B	断面 350×1100	350×1100
上端筋	4-D25	5-D25
2	下端筋 3-D25	4-D25

コンクリート Fc 180 鉄筋 SD35

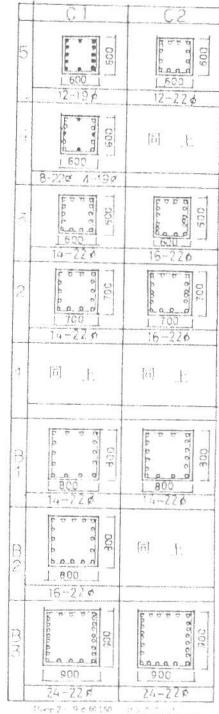


図 21 柱リスト

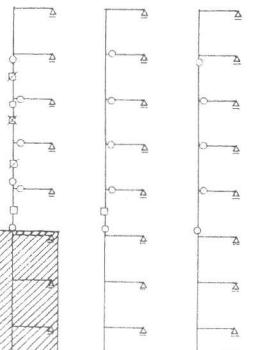


図 22 Ⓐラーメン Ⓑラーメン Ⓒラーメン

図 23 解析結果

表 2 固有値

	常時微動測定値	計算値
3号館	0.34 秒	0.324
5号館	0.34	0.368