

多層骨組の地震時挙動に及ぼす中間階床スラブの面内せん断剛性の影響

その1 静的解析による検証

正会員 ○坂下 義治\* 正会員 鈴木 光雄\*  
正会員 小俣 慶太\*

床スラブ 面内剛性 面内せん断力  
保有水平耐力 モーダルアナリシス 時刻歴応答解析

1. はじめに

床スラブに求められる機能は、鉛直荷重を支えることは勿論、フレームが負担する地震時せん断力を水平面に伝達させる作用を担っている。通常、構造設計の実務においては、構造解析上の床のモデルは剛床仮定に基づいて解析される。しかし、建物平面の長辺と短辺の辺長比が大きく、壁やブレース等の耐震要素が長辺方向の両端部に偏在しているような場合は、これまでも数多くの報告が為されている通り、スラブに看過できない変形が生じ、支持するフレームのせん断力の負担割合が大きく変化するため、適切なモデル化による耐震性能の検討が求められる。ただし、これらの現象について論じられた既報では、検討されているモデルは一層建物であり、最上部床スラブの変形がフレームの耐震性能に与える影響について論じているものが主である<sup>1), 2)</sup>。実例建物では、多層骨組の中間階の床剛性が問題となることも多い。本報告では、床スラブに剛性低下が生じる階が建物中間に存在する場合において、スラブの剛性低下が上部構造の耐震性に与える影響について、基本的な考察を行う。

2. 検討モデル

検討建物は図1に示す長辺(X)方向6.4m×5スパン、短辺(Y)方向6.4m×1スパンの2層鉄筋コンクリート造建物で、2F部分を純ラーメン構造、1F部分を建物外周部に耐震壁を配置した耐震壁付きラーメン構造とする。1層目と2層目の中間(2FL)スラブでは、外周部の耐震壁に接続する部分で、階段、エレベータ、設備縦シャフト、吹き抜け空間などによるスラブ開口を想定する。各階の床荷重は屋上(RFL)を屋外機置場、1FL, 2FLを事務所相当とした積載荷重、仕上げに加え、外壁、パラペット、屋上目隠し壁の重量を見込む。

上記の建物は、1Fを地下、2Fを地上と見做すと、地下を有する建物に多く見られる一般的な建物形状であると考えられる。1Fを地下として検討する場合、解析モデルでは、地下部分に地盤との相互作用のばねを考慮することも考えられるが、極力パラメータ数を絞り、モデルの簡略化、検討目的の明確化を図り、本検討では最下層の床面をGLと見做して地上2層として地震力を設定して検討を行う。1層目は2層目に比して相対的に非常に剛な構

造であるため、本検討結果を1層目を地下としたモデルに適用しても、傾向の把握において大きな錯誤は生じないものとする。

上記の設定のもと、許容応力度を満足する部材断面を表1に示す。また、本検討では、長辺中央を芯としてフレーム剛性、質量は対称とし、地震力の検討方向は短辺(Y)方向のみとする。各フレームの支配重量とフレームの剛性を表2に示す。

3. 静的解析の検討

1) 一次設計

図1に示す、短辺方向耐震壁(1F, X1, X6通り)と接続する2FL位置におけるスラブ $S_c$ (X1-X2間, X5-X6間)1枚あたりの剛性を $K_c$ 、その他のスラブを剛床と仮定し、 $k_c (= 2K_c/1F$  フレーム剛性の合計)をパラメータとして、静的解析を行う。

スラブはせん断変形のみを考慮し、面内剛性は、コンクリートのせん断剛性を考慮して下式により算出する。

$$K_c = tIG/kh$$

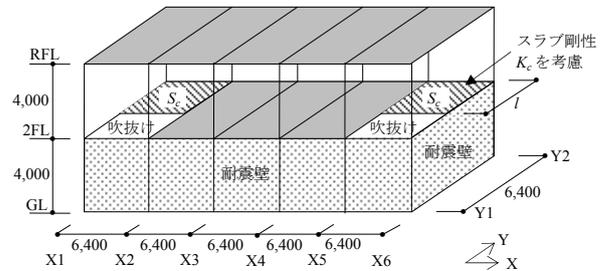


図1 検討対象骨組

表1 部材断面

部材	階	断面	材料	筋種
柱	2F	600×600	RC	Fc24
	1F	800×800	RC	Fc24
大梁	RFL	400×700	RC	Fc24
	2FL	400×700	RC	Fc24
	1FL	600×1000	RC	Fc24
壁	1F	t=400	RC	Fc24

表2 各フレーム重量・剛性

階	フレーム		合計
	X1・X6	X2~X5	
RFL	支配重量 [kN]	450	900
	比	0.10	0.20
2FL	支配重量 [kN]	440	880
	比	0.10	0.20
2F	剛性 [kN/mm]	54.3	41.8
	比	0.20	0.15
1F	剛性 [kN/mm]	1413.3	125.3
	比	0.42	0.04

式(1)において  $G$  はせん断弾性係数,  $\kappa$  は形状係数 (=1.2),  $h$  はスラブの X 方向の長さ (=6,400mm) である. 本検討ではスラブ厚  $t$  を 150mm と仮定し, 表 3 に示すようにスラブの幅  $l$  に応じて  $k_c$  を  $k_c = 0.0$  (スラブ  $S_c$  が無い状態) から  $k_c = \infty$  (2FL 床面が完全剛床) まで変化させて検討を行う. 表 3 にはスラブの許容せん断力  $Q_d$ , 終局せん断耐力  $Q_U$  (コンクリートの終局せん断強度を基準強度  $F_c$  の 1/10 として算出) についても併せて示す.

建築基準法施行令第 88 条に規定される一次設計用地震力 ( $C_0=0.2, Z=1.0, T_c=0.6s$ ) を短辺 (Y) 方向に加力した時の各階の変形角を図 2 に示す. 建物の対称性を考慮し, X1, X3 通りにおける変形角に着目して比較する. スラブ  $S_c$  の剛性を無限大 (2FL が剛床) としたときに比べ, せん断剛性を考慮すると 1 層目は X1 通りの剛性が相対的に高くなり, X3 通りの変形角が増加する. また, 2 層目は X1 通りの層間変形が増加する.

図 3 に一次設計用地震力時のスラブ  $S_c$  による移行せん断力を示す. スラブの剛性 ( $k_c$ ) の減少に伴い移行せん断力  $Q$  は減少傾向にあるが,  $k_c=0.1$  の場合許容応力度を満足しない結果となる. このような場合, 実建物では, 補強鉄筋や補強鉄板などでスラブの補強を図る必要が生じる.

表 3 スラブの面内剛性 (解析パラメータ)

スラブ厚 $t$ [mm]	スラブ幅 $l$ [mm]	$G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$K_c$ [kN/mm]	$Q_d$ [kN]	$Q_U$ [kN]	$k_c$
150.0	0.0	9445.4	0.00	0.0	0.0	0.0
150.0	800.0	9445.4	147.58	175.2	288.0	0.1
150.0	1600.0	9445.4	295.17	350.4	576.0	0.2
150.0	2400.0	9445.4	442.75	525.6	864.0	0.3
150.0	3200.0	9445.4	590.34	700.8	1152.0	0.4
150.0	4000.0	9445.4	737.92	876.0	1440.0	0.5
150.0	4800.0	9445.4	885.51	1051.2	1728.0	0.6
150.0	5600.0	9445.4	1033.09	1226.4	2016.0	0.7
150.0	6400.0	9445.4	1180.67	1401.6	2304.0	0.8
$\infty$	6400.0	9445.4	$\infty$	—	—	$\infty$ (剛床)

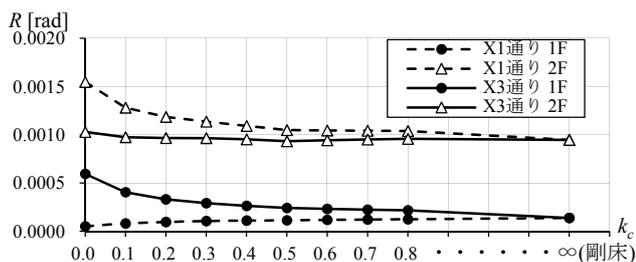


図 2 一次設計用地震力加力時の変形角

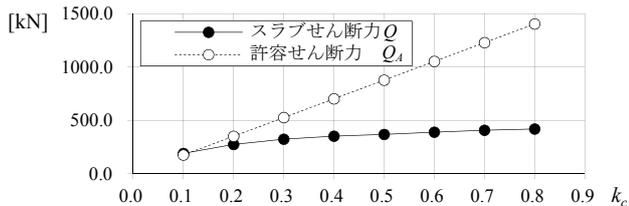


図 3 一次設計用地震力加力時のスラブ  $S_c$  せん断力

## 2) 保有水平耐力の検討

次に保有水平耐力の検討を行う. 保有水平耐力の制限として層間変形角の最大を 1/100 と設定する. 一次設計と同様, 剛床の場合に比べて 1 層目, 2 層目とも最大変形角が増加するため, 保有水平耐力は低下する.

図 4 に  $k_c=0.2$  の場合と剛床の場合を比較した  $Q-R$  曲線を示す. また図 5 にステップ毎のスラブ  $S_c$  のせん断力移行量を示す. 解析においてはスラブの非線形性を考慮していないが, 保有水平耐力に達する以前の比較的早期にスラブのせん断耐力  $Q_U$  を超えていることが確認できる.

図 6 に  $k_c$  毎の保有水平耐力をプロットして示す. 剛床仮定時の耐力に比べ,  $k_c$  の減少に伴い耐力も減少し,  $k_c=0.0$  の状態では大きく乖離する結果となる. また, 保有耐力時にスラブ  $S_c$  に発生するせん断力  $Q$  は,  $k_c \leq 0.6$  の範囲でせん断耐力  $Q_U$  を超える結果となっている.

## 4. まとめ

中間階の床スラブの面内剛性が架構全体の耐震性に与える影響について, 静的解析により検討を行った. 得られた知見はその 2 にまとめて記載する.

## 参考文献

- 1) 田川健吾, 島川孝志: 剛床仮定に必要な最小床剛性と床強度, 日本建築学会北陸支部研究報告集, 第 33 号, pp.81-88, 1990.7
- 2) 中村敦夫, 聲高裕治, 井上一朗: 鋼構造骨組における床スラブの面内せん断力応答 (弾性 1 層骨組), 学会近畿支部研究報告集, pp.273-276, 2006.5

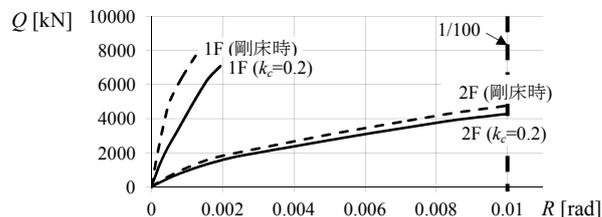


図 4  $k_c=0.2$  時と剛床時の荷重-変形曲線

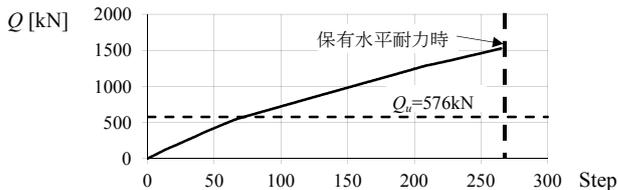


図 5 ステップ毎のスラブ  $S_c$  せん断力 ( $k_c=0.2$ )

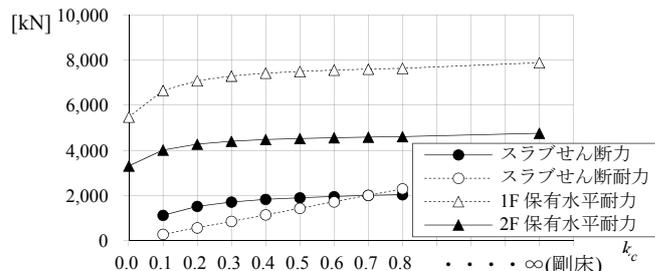


図 6  $k_c$  毎の保有水平耐力・スラブせん断力 (1/100 時)