

# 脱着可能なフル・プレキャストスラブを適用した鉄骨架構の構造性能

西村 拓也 坂本 真一 立石 寧俊 桐 隆  
(技術研究所) (技術研究所) (技術研究所) (技術研究所)

## Structural Performance of a Steel Building with Removable Fully-Precast Concrete Slab

by Takuya Nishimura, Shinichi Sakamoto, Yasutoshi Tateishi and Takashi Kunugi

### Abstract

An urgent issue of the global environment in the 21st century is the creation of a sustainable social system. Energy-saving measures in the field of construction are often discussed especially in terms of the mechanical engineering of buildings. It is important to approach global environmental issues from a structural engineering point of view. The authors propose a new concept called the “triple skeleton system,” which can adapt to changes in socio-economic conditions and global environmental issues. The system uses new, fully precast concrete slabs (F-PCa slab), which allows steel members to be removed without damaging them. This paper investigates the in-plane stiffness and strength and the characteristics of micro tremors of F-PCa slabs.

### 概 要

地球環境問題の観点から鉄骨部材の組み替えやリユースを可能とするために、容易に着脱可能なフル・プレキャストスラブ(F-PCaスラブ)を高力ボルトで梁に接合する工法を提案した。2層2スパンの鉄骨構造における数値解析から剛床として必要なスラブの面内剛性および耐力が明らかになった。要素試験および実大実験より、F-PCaスラブは剛床に必要な剛性および耐力を有することを確認した。また、常時の振動性状(居住性)が実験的に検証された。

### § 1 . はじめに

近年、地球温暖化問題などに代表されるように地球環境問題がクローズアップされており、建築の分野においても精力的な取り組みが行われている<sup>1),2)</sup>。筆者らは、構造分野から地球環境問題を解決する一つの方法として、寿命100年・LCC02を30%低減できる構造システムを提案している<sup>3)</sup>。この構造システムは、3つの鉄骨スケルトンから構成されるもので、内部空間を社会の変化に応じて容易に組替え可能としたものである。特に脱着可能なフル・プレキャストスラブ(以下、F-PCaスラブ)を採用することによって、階高の変更や解体後の部材のリユースを可能とした。従来のRCスラブはスタッドボルトによって鉄骨梁と一体となっているために、鉄骨梁を無傷で容易に取り出すことは不可能であり、スラブの解体の際には、鉄骨柱にも少なからずの傷がつく。したがって、鉄骨部材をリユースするには、RCスラブと鉄骨部材は乾式で接合されなければならない。鉄骨部材のリユースに関する提案<sup>4),5)</sup>はあるが、鉄骨部材は無傷で解体できることを仮定しており、実際のリニューアルや解体工事の際に障害となるRCスラブの除去まで踏み込んで検討したものはない。

本研究では、鉄骨部材を容易に脱着できるようフル・

プレキャストスラブを高力ボルトで梁に接合する工法を提案し、その工法を適用した場合の鉄骨架構の構造性能を検証する。

### § 2 . F-PCa スラブ工法概要

図-1および写真-1に本工法の概要を示す。本スラブは、コンクリートに定着された鋼管がスラブ四隅に配置されるものである。まず、鉄骨梁フランジに高力ボルトを通し、フランジの両側からナットで締め込む(写真-1(a))。次に、スラブ四隅の鋼管内に高力ボルトが収まるようにスラブを設置する(写真-1(b))。最後に、鋼

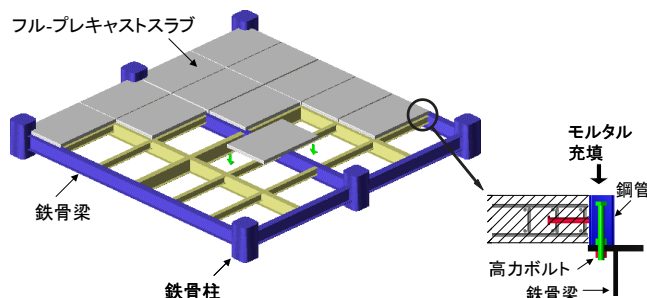
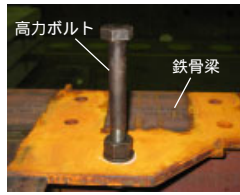


図-1 F-PCa スラブ工法の概要



(a) 鉄骨梁上ボルト取付



(b) スラブ設置



(c) モルタル打設



(d) スラブ下ナットはずし

写真-1 F-PCa スラブ工法施工状況

管内に無収縮モルタルを打設することによってスラブを固定する(写真-1(c))。地震時のスラブの自重および積載荷重による慣性力は、四隅のボルトのせん断抵抗によって梁に伝達される。また、解体時には、梁フランジ下側のナットをはずすことにより、スラブを容易に外すことができる(写真-1(d))。

このようなF-PCa スラブを適用することで、鉄骨部材の組替えやリユースの実現性は高くなるが、適用にあたっては、地震時の剛床効果(スラブの面内剛性・耐力)や、常時の振動性状(居住性)を明らかにする必要がある。

### § 3 . 面内剛性と耐力評価

#### 3.1 フレーム解析による剛床条件の把握

##### 3.1.1 増分解析

本章では、最初にF-PCa スラブ工法が剛床仮定を満足する条件を明確にする。2層2スパンのフレームモデルを用いて、剛床と同等のF-PCa スラブの面内剛性および

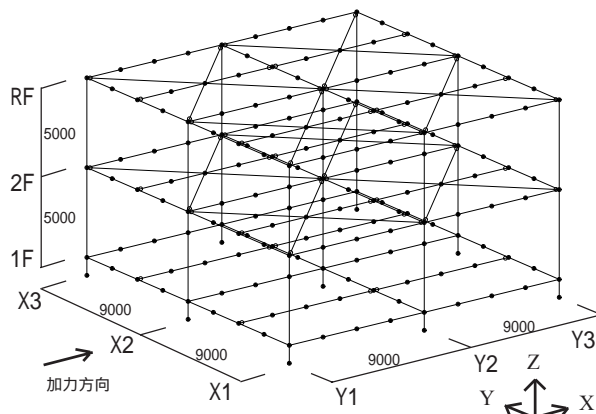


図-2 解析モデル図

耐力を数値解析によって明確にする。

図-2 で示す鉄骨造2層2スパンのフレームモデルにより荷重増分解析を行った。床位置には水平ブレースを配し、床の面内剛性はブレースの軸剛性を変化させることにより評価した。柱断面は  $400 \times 16$ 、大梁は  $H-600 \times 200 \times 11 \times 17$ 、小梁は  $H-488 \times 300 \times 11 \times 18$  とし、 $400\text{N/mm}^2$  級の鋼材とした。各節点の自由度は6自由度であるが、1階の柱脚は固定である。水平ブレースの両端はピン支持とした。柱梁要素は材端バネでモデル化し、復元力は柱梁でBi-Linear(2次剛性は初期剛性の1/100) ブレースは弾性とした。柱梁についてはM-N相関を考慮した。剛床の場合は梁の剛性を割り増し、スラブが片側のみ取り付けの場合の増大率は1.2、スラブが両側にある場合は  $=1.4$  とした。一方、本工法を適用した場合は、剛性の割り増しは行っていない。なお、本解析におけるブレースは圧縮、引張とも有効とし、座屈は考慮していない。

解析パラメータは、水平ブレース断面(F-PCa スラブ

表-1 水平ブレース断面表

K' / K	2F		RF			
	形状	D(mm)	K' (kN/mm)	形状	D(mm)	K' (kN/mm)
0.5		21.8	12.3		17.0	7.4
1		30.9	24.5		24.1	14.7
2		43.7	49.0		34.1	29.4
4		61.8	98.1		48.2	58.8
100 (剛床)		309.0	2451.7		242.0	1471.0

Dは丸鋼の直径

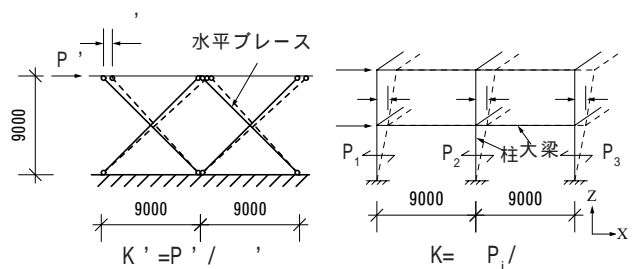
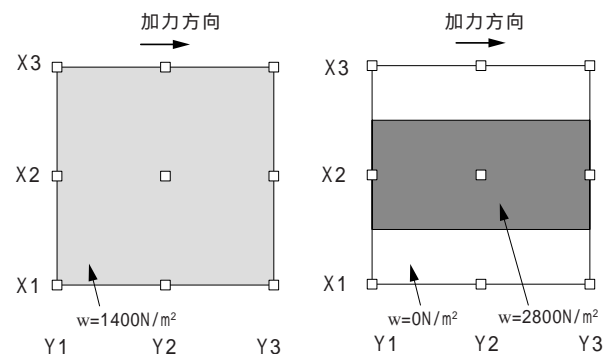


図-3 K' および K の定義



(a) a-type (b) b-type

図-4 積載荷重分布図

の耐力と剛性)と積載荷重の分布とした。水平ブレースの断面は表-1に示す5ケースとした。表-1中の $K'/K$ (剛性比)は、図-3で示すように構面間の水平ブレース

面内せん剛性 $K'$ と剛床時における水平ブレース直下層の1構面層剛性 $K$ ( $X1$ 、 $X2$ 、 $X3$ 各構面における同層の $K$ はほぼ同じ値である)との比率である。本解析における剛床時の $K'/K$ は100とした。積載荷重の分布は2ケースとした。図-4に積載荷重分布図を示す。積載荷重は $1400\text{N/m}^2$ とし、その荷重が均一に分布する場合(a-type)と建物内部に集中する場合(b-type)を設定した。

梁の4等分点に節点を設け、各節点に作用する鉛直荷重は、その支配面積分の固定荷重と積載荷重の和とした。一方、水平力は柱梁接合部のみに作用させた。水平力の高さ方向分布は $A_i$ 分布とし、1次固有周期は剛床時の固有値解析結果 $T=0.60\text{s}$ とした。地盤は2種地盤とした。加力方向は図-2で示す $X$ 方向とした。

図-5にRFの水平ブレース負担せん断力 $P'$ を示す。 $K'/K$ が大きくなるにつれて、水平ブレースの負担力は大きくなり、 $K'/K=4$ 以上では、剛床時にほぼ近い値となった。層間変形角 $\theta = 1/100$ 時における $P'$ (図-5(b))はb-typeの場合で最大 $145\text{kN}$ であった。RFにおける構面間の相対変位(図-3の $\delta'$ )を図-6に示す。 $\delta'$ は水平ブレース剛性に依存し、水平ブレース剛性を $K'/K=4$ 以上とすれば、剛床時に近い値となった。

### 3.1.2 地震応答解析

増分解析を行ったフレームモデルに対して地震応答解析を実施した。入力地震波はEI Centro NS波 $255\text{cm/sec}^2$ とし、 $X$ 方向に入力した。表-2に固有値解析から得られた $X$ 方向全体1次固有周期 $T_1$ を示す。各解析ケースの $T_1$ は $0.60\text{s} \sim 0.66\text{s}$ であった。

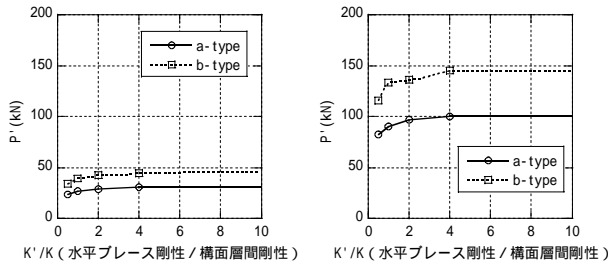
図-7にRFにおける $X1Y2$ - $X2Y2$ 間の構面間相対変位最大値 $\delta'_{\text{max}}$ を示す。図-7は図-5の増分解析結果と同様に、水平ブレース剛性を $K'/K=4$ 以上とすれば、剛床時に近い値となった。図-8は1層目における各構面( $X1$ 、 $X2$ )の最大層せん断力を示す。a-typeとb-typeの比は $0.97 \sim 1.04$ となり、層せん断力に対する偏荷重の影響は小さかった。2層目の最大層間変形を図-9に示す。 $K'/K$ が小さいほど、構面の層間変形は建物内側で大きくなり、外側では小さくなった。 $K'/K=4$ では、内側構面、外側構面ともに剛床時の最大層間変形 $\delta'_{\text{max}}=4.2\text{cm}$ に近い値となった。また、層せん断力と同様に偏荷重の影響は小さかった。

### 3.2 要素実験による検証

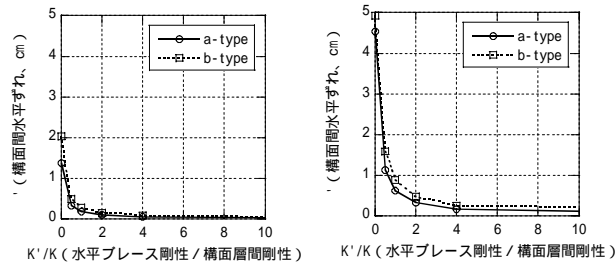
本工法が、3.1節で得られた面内剛性および耐力を有することを実験的に検証する。

#### 3.2.1 実験概要

試験体の形状は、F-PCaスラブ( $1800\text{mm} \times 4500\text{mm} \times 200\text{mm}$ )の1隅角部を切り出したもの(1/4領域)を想定している。図-10に各試験体接合部の詳細を示す。表-3に使用材料の物性値を示す。また、図-11に配筋図の一例



(a)  $C=0.2$ 時 (b)  $\theta = 1/100$ 時  
図-5 RFにおける $X1$ - $X2$ 間の水平ブレース負担せん断力( $P'$ )



(a)  $C=0.2$ 時 (b)  $\theta = 1/100$ 時  
図-6 RFにおける $X1Y2$ - $X2Y2$ 間の構面間相対変位

表-2 X方向全体1次固有周期

$K'/K$	0.5	1	2	4	100(剛床)
a-type	0.656	0.644	0.638	0.635	0.604
b-type	0.660	0.647	0.640	0.636	0.604

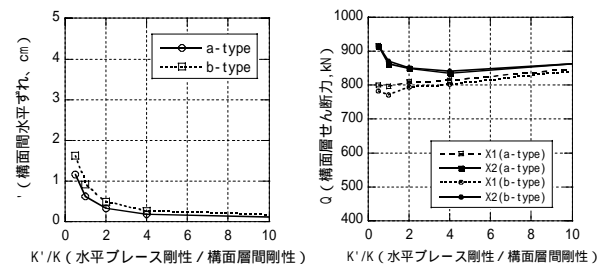


図-7 RFX1Y2-X2Y2間の構面間相対変位最大値(地震応答解析)

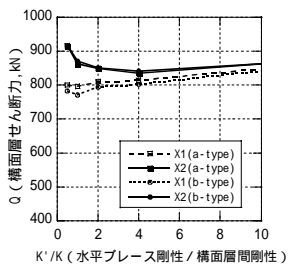
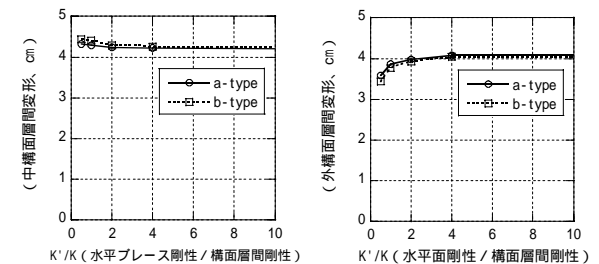


図-8 構面 $X1$ 、 $X2$ の最大層せん断力(1層目)



(a) 内側構面(2F-X2Y2) (b) 外側構面(2F-X1Y2)  
図-9 最大層間変形

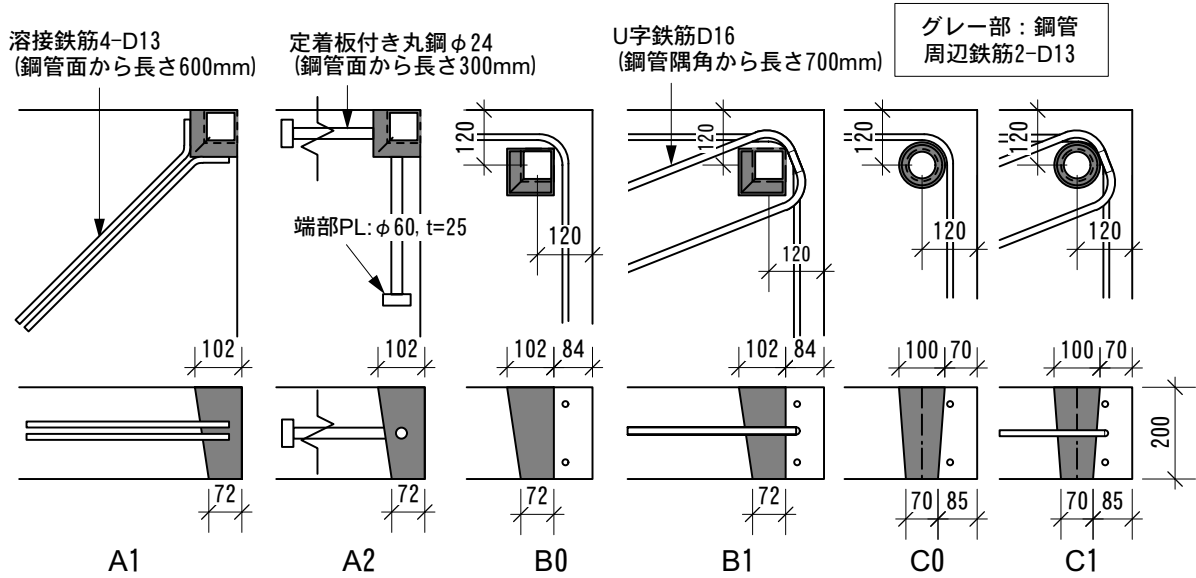


図 - 10 各試験体の接合部図

表 - 3 実験パラメータと物性

名称	A1	A2	B0	B1	C0	C1
鋼管の形状						
鋼管の位置	隅角	隅角	内側	内側	内側	内側
鋼管の定着法	溶接筋	スタッド	なし	U字筋	なし	U字筋
E <sub>コンクリート</sub> 強度 MPa	67.6	60.9			66	(鋼球)
スラブコンクリート強度	24.4MPa (4週強度), 3.03MPa (4週引張)					
D13 鉄筋強度	352MPa (降伏強度), 491MPa (引張強度)					
D16 鉄筋強度	368MPa (降伏強度), 512MPa (引張強度)					
ボルト仕様	M24-F10T					

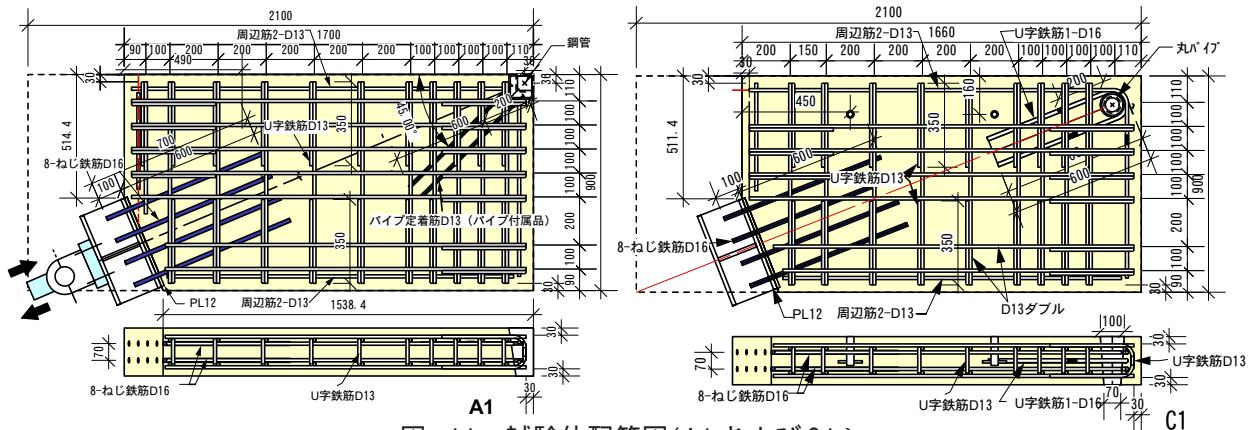


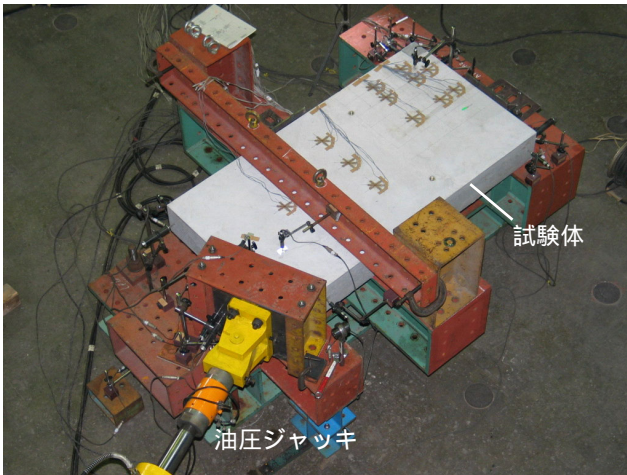
図 - 11 試験体配筋図(A1 および C1)

(試験体A1 およびC1) を示す。試験体は6体あり、スラブ隅角に埋め込まれた鋼管の形状・位置・定着方法を変化させた。Aシリーズは角形鋼管を角部に設置したものであり、試験体A1はD13の鉄筋を鋼管にフラ溶接することによってスラブに定着したもので、試験体A2は定着板付きの丸鋼を鋼管に溶接することによってスラブとの一体化を図ったものである。また、Bシリーズは角形鋼管を角部から約85mm内側に埋め込んだものであり、試験体B1はU字形鉄筋によって補強したもので、試験体B0は補強の無いものである。Cシリーズは円形鋼管を角部から約85mm内側に埋め込んだものであり、試験体C1はU字形鉄筋

によって補強したもので、試験体C0は補強筋の無いものである。

鋼管への充填物は、無収縮モルタルを用いるが、試験体C1では、直径10mmおよび4mmのステンレス鋼球を用いた。各試験体で用いた鋼管は、全て3/20のテーパーが設けられている。これはスラブ解体時に打設したモルタルを容易に外すためのものである。

加力は、ボルトで固定された隅角から対角線方向に油圧ジャッキを用いて漸増変位交番繰返し载荷を行った。写真-2に加力装置全景を示す。荷重の大きさは、F-PCaスラブの1/4重量(9kN)に事務室床用の積載荷重(3kN/m<sup>2</sup>)



を加えた値(15kN)を基準値1Gとして、0.5Gから0.5G増分で荷重の低下が確認できるまで載荷した。

図-12に荷重-変形関係を、写真-2に最終破壊状況を示す。また、表-4に試験体の引張荷重時の最大引張耐力を示す。各試験体とも、荷重±25kN近傍までは弾動的挙動を示すが、その領域を超えるとボルトの滑りや接合部周辺のコンクリート躯体部のひび割れ発生によって剛性が徐々に低下した。試験体の最大引張耐力は、全試験体とも約100kN以上であった。最終的には、鋼管近傍のひび割れが顕著になり(写真-3)荷重が低下した。最終状態においても、接合部近傍以外でのひび割れの発生は認められなかった。

写真-2 加力装置全景

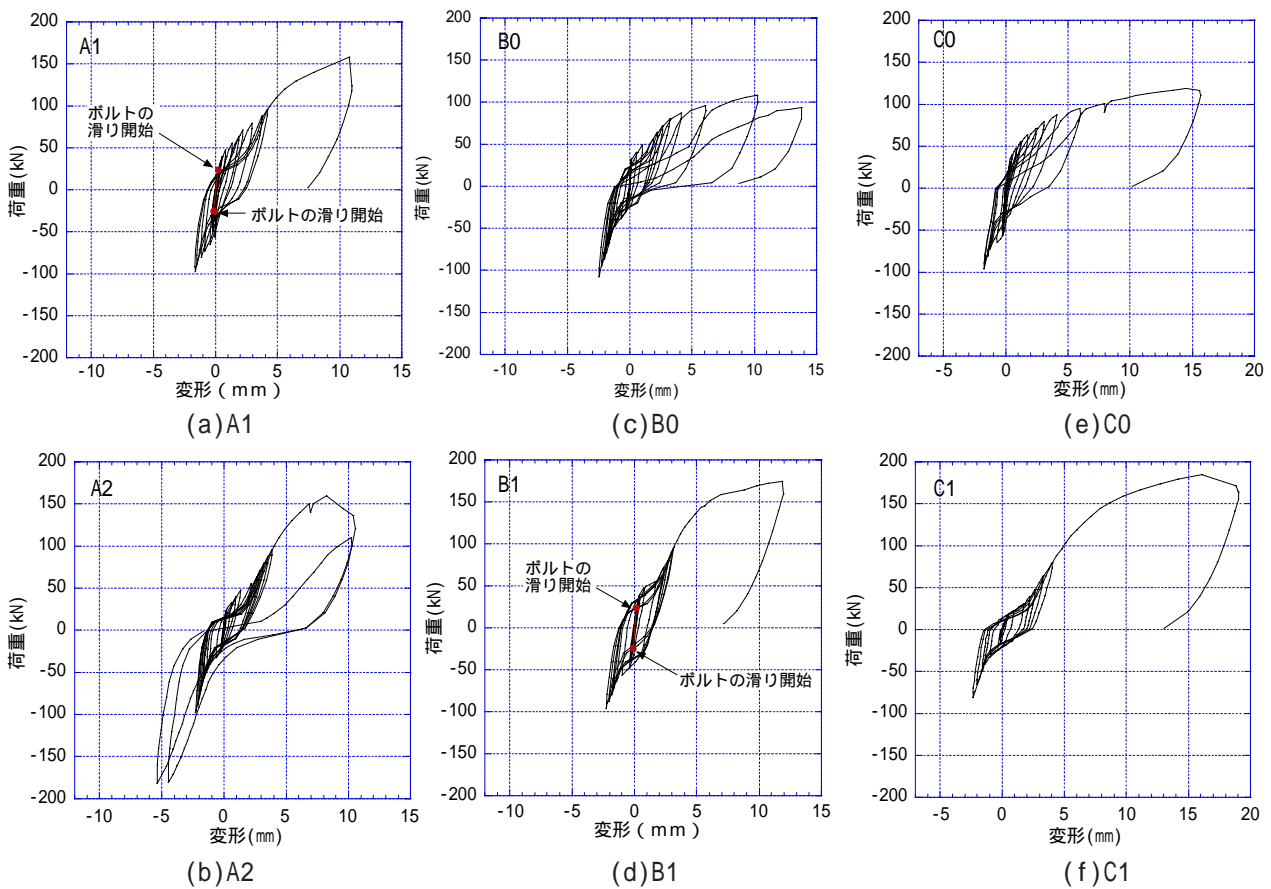


図-12 荷重-変形関係



写真-3 最終破壊状況

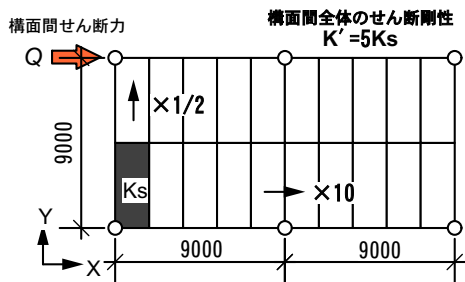


図 - 13 F-PCa スラブの構面間の配置とスラブ一枚に対するせん断剛性の倍率

実験結果からスラブのせん断耐力とせん断剛性を求める方法

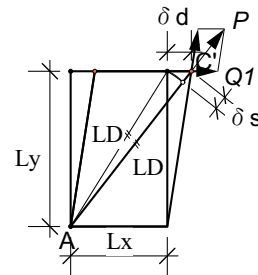


表 - 4 試験体の最大引張耐力と初期剛性

名称	A1	A2	B0	B1	C0
最大引張耐力(kN)	158	160	108	175	119
kD(kN/mm)	109	87	111	123	113
ks及びKs(kN/mm)	22.9	18.2	22.2	24.5	22.5

### 3.2.2 実験パラメタの影響

鋼管を隅部に配置したAシリーズと内部に配置したBシリーズを比較すると、初期の性状は同じであるが、25kNを越える領域では、Aシリーズの方がスリップ性状が見られた。試験体A1とA2を比較すると、初期の性状は試験体A2が若干低くなっているものの、最大耐力はほぼ同じ値を示していることから、鋼管とコンクリートスラブの定着方法の違いによる影響はほとんど無いといえる。また、試験体B0とB1を比較すると、初期の性状はほとんど同じであるが、最大引張耐力はU字形補強筋を配置した試験体B1の値が補強筋無しの試験体B0の値よりも大きくなっている。補強筋を配することによって最大引張耐力が上昇することが分かる。C0とC1の最大耐力においても、Bシリーズと同様の結果となっている。

### 3.2.3 試験体の面内せん断剛性

本節では、実験結果から提案するスラブの初期剛性と耐力を評価し、3.1節で示したモデルに本スラブを適用した場合の剛床の成立性について考察する。

荷重 - 変形関係から試験体の対角方向の剛性 $k_D$ を求め、次にせん断剛性 $k_s$ を求める。 $k_D$ には、初期剛性の平均的な値を採用した。また、せん断変形については、図-13に示す幾何学的な関係からせん断剛性を評価した。表-4に各試験体の対角方向の軸剛性およびせん断剛性を示す。表-4に、上記の実験結果を基に、実際のスラブ1枚分のせん断剛性 $K_s$ を算定した結果を示す。 $K_s$ は、試験体に対しX方向、Y方向ともに形状的に2倍、かつ、支持点が1つ追加されるので、試験体のせん断剛性 $k_s$ と同じ値をとる。

表 - 5 建物全体でのF-PCa スラブせん断剛性と剛性比

名称	A1	A2	B0	B1	C0
$K'$ (kN/mm)	114	91	111	123	113
$K'/K$ (RF)	7.8	6.2	7.6	8.3	7.7
$K'/K$ (2F)	4.7	3.7	4.5	5.0	4.6

### 3.2.4 構面間せん断剛性とせん断耐力

3.1節の解析モデルで考えた場合には、隣り合う構面間に、X方向に10枚、Y方向に2枚のF-PCaスラブが配置される。したがって、構面間のせん断剛性は図-13に示すように $5K_s$ と考えることができる。各種類の試験体を適用した場合、構面間のせん断剛性と構面層剛性の比 $K'/K$ を表-5に示す。 $K'/K$ は3.7以上であり、本スラブは、剛床に相当する十分なせん断剛性を有しているといえる。

3.1節の解析モデルで要求される $1 \times 1$ パノンのスラブのせん断耐力 $Q$ は145kNであった。本スラブの軸方向弾性限耐力は少なくとも25kNは見込めるので、 $1 \times 1$ パノンのスラブのせん断耐力に換算すると197kN(スラブ20枚)となり、十分なせん断耐力も有している。

### 3.3 実大試験による検証

要素実験で得られた知見の妥当性を検証するために

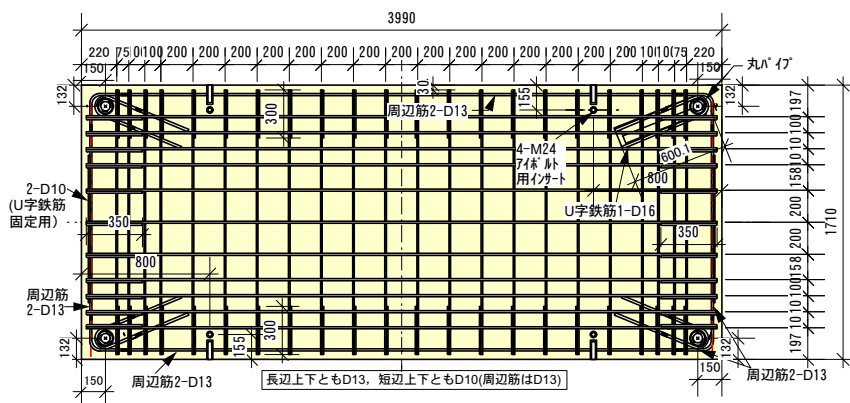


図 - 14 実大スラブの配筋図

表 - 6 実大スラブの機械的物性

部位	材質	物性値
スラブ コンクリート	普通 27-18-20	34.2MPa (4週圧縮) , 2.96MPa (4週引張)
		$3.15 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ (6週ヤング係数)
接合部モルタル	無収縮グラウト材	68.7MPa (5日圧縮) , 4.15MPa (5日引張)
接合部U字鉄筋	SD345	379MPa (降伏強度) , 541 (引張強度)

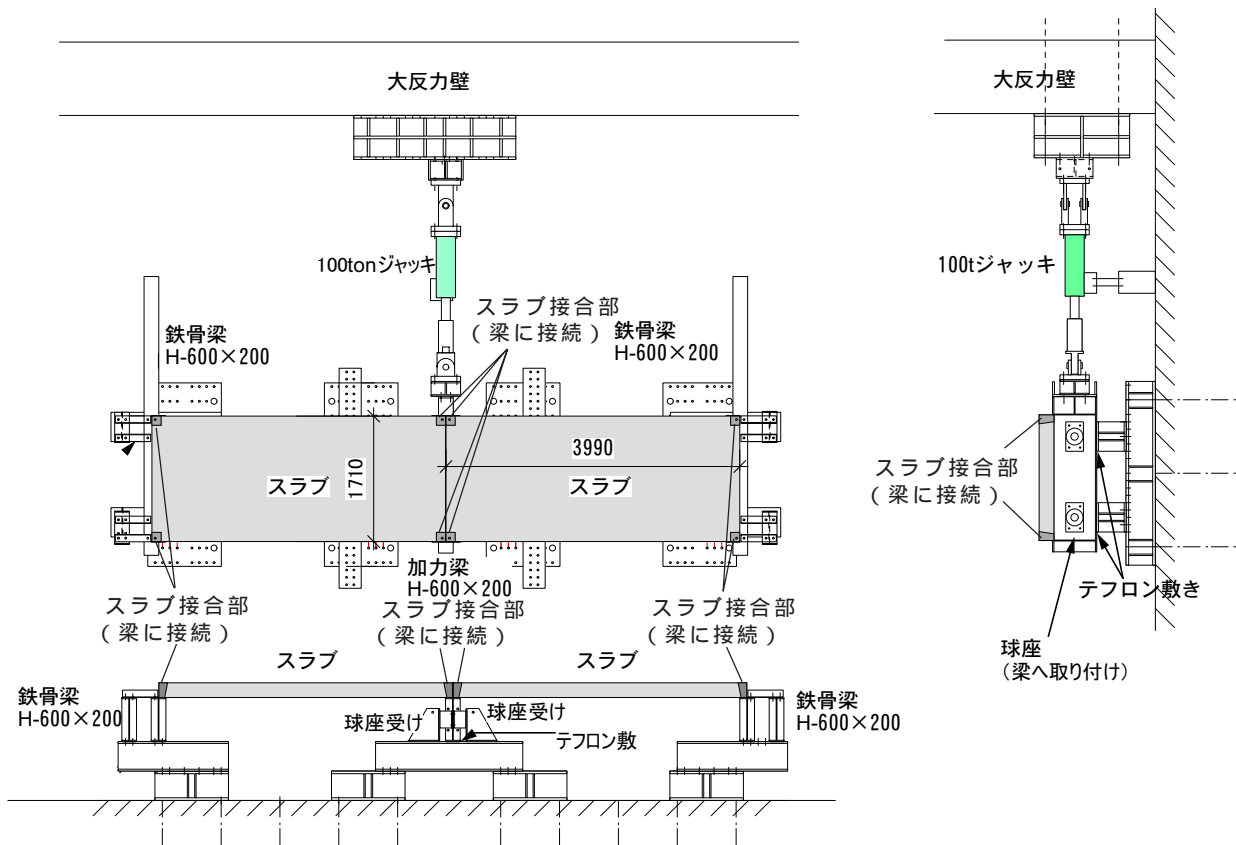


図 - 15 実大スラブ試験体図

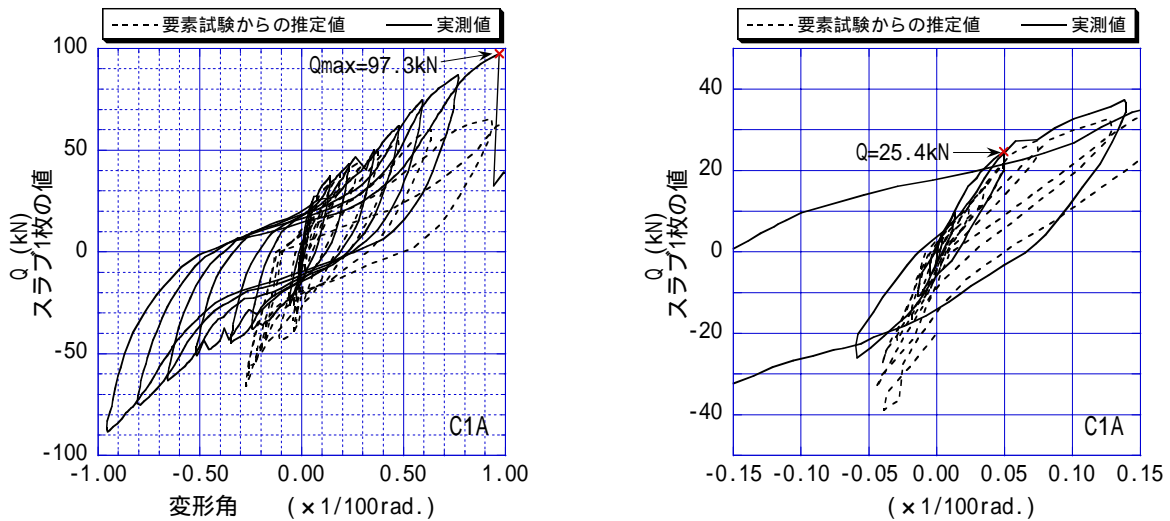


図 - 16 せん断変形 - せん断力関係図

実大のスラブを用いて面内加力を行った。スラブ配筋図を図 - 14 に示す。長辺方向はD13@200W、短辺方向はD10@200Wとする。スラブの厚みは $t=200\text{mm}$ とし、接合部の種類は、位置がスラブ内部にあり、補強筋を有するタイプ(C1A)とした。表 - 6 に使用材料の機械的性質を示す。図 - 15 に試験装置図を示す。3本の平行な鉄骨梁の上に2枚のスラブがセットされている。外側2本の鉄骨梁はジグを介し基礎に固定されている。1000kN ジャッキが中央部の鉄骨梁に取り付き、中央鉄骨梁がその軸方向に移動することで、スラブに面内力が発生する。

漸増変位交番载荷におけるスラブ1枚当たりの面内

せん断力 $Q$ とスラブのせん断変形角を図 - 16 に示す。この図から、実大スラブの弾性剛性および弾性限耐力は接合部要素試験結果(C0)とほぼ一致しており、数値解析で得られた剛床の条件( $K' / K=4$ )を満足していることがわかる。

#### § 4 . F-PCa スラブの振動測定

提案するF-PCa スラブは、四隅を高力ボルトで鉄骨梁に接合しているだけなので、供用中の床振動による障害

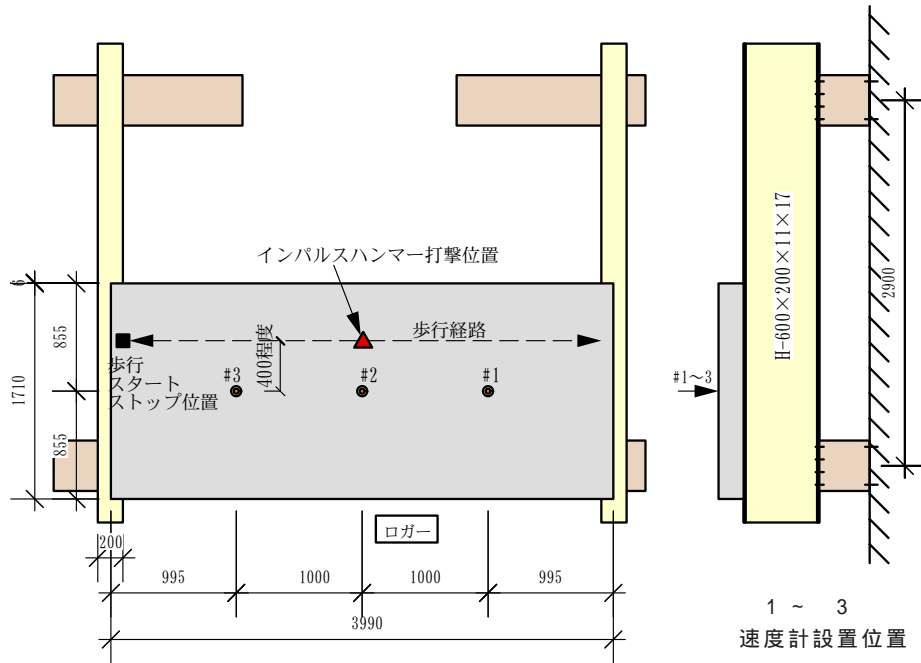


図 - 17 振動計測試験体図



写真 - 3 インパルスハンマー打撃試験状況



写真 - 4 一人歩行試験状況

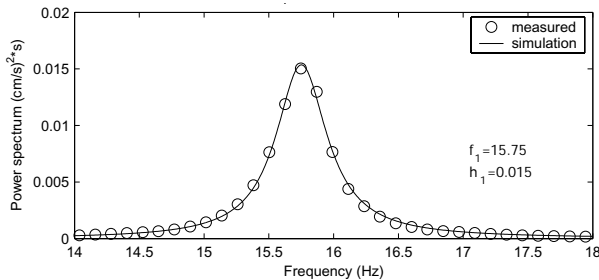


図 - 18 インパルスハンマー打撃試験におけるスラブ中央部のパワースペクトル (A1, スラブ厚 160mm)

表 - 7 インパルスハンマー打撃試験から得られた 1 次固有振動数と減衰定数

接合部形状	スラブ厚 (mm)	EI (fT算出) (N・cm <sup>2</sup> )	1次固有振動数			減衰定数
			実験値 fE (Hz)	理論値 fT (Hz)	実験値との誤差 (%)	実験値hE
A1	135	$1.06 \times 10^{11}$	14.0	13.6	-2.8	0.027
	160	$1.76 \times 10^{11}$	15.8	16.1	1.8	0.015
	200	$3.44 \times 10^{11}$	17.5	20.1	13.0	0.010
C1	200	$3.44 \times 10^{11}$	21.1	20.1	-4.8	0.010

が危惧される。本章では、本スラブの振動特性を明らかにするためにインパルスハンマー打撃試験および一人歩行試験を行った。図 - 17 に試験体を示す。スラブ幅は 3,990mm × 1,710mm であり 3.3 節の実大加力を用いた試験体と同サイズである。スラブは図 - 17 に示すように 2 本の鉄骨梁 (H-600 × 200 × 11 × 17) により支持されている。鉄骨梁は、架台とボルト接合され、基礎側へ固定された。計測点はスラブ上 3 点とし、短辺方向中央におい

て、長辺方向の 4 等分点に速度計 (図 - 17 の 1 ~ 3) をセットした。計測方向は鉛直方向とした。

計測したスラブの接合部形状は 2 種類であり、図 - 10 の A1 と C1 (図 - 10 の C0 における円形鋼管周りに補強筋を配したディテール) である。A1 のスラブ厚さは 135mm、160mm、200mm である。C1 のスラブ厚さは 200mm であった。本試験で用いたコンクリートのヤング係数は、 $3.15 \times 10^4 \text{N/mm}^2$  であった。鉄筋の材質は SD295A とした。長辺方



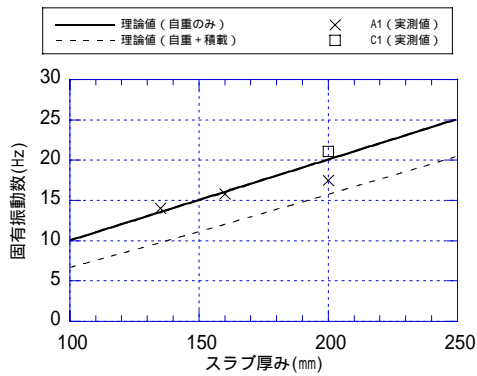


図 - 19 スパン 4m , 単純支持スラブの 1 次固有振動数理論解と実測値

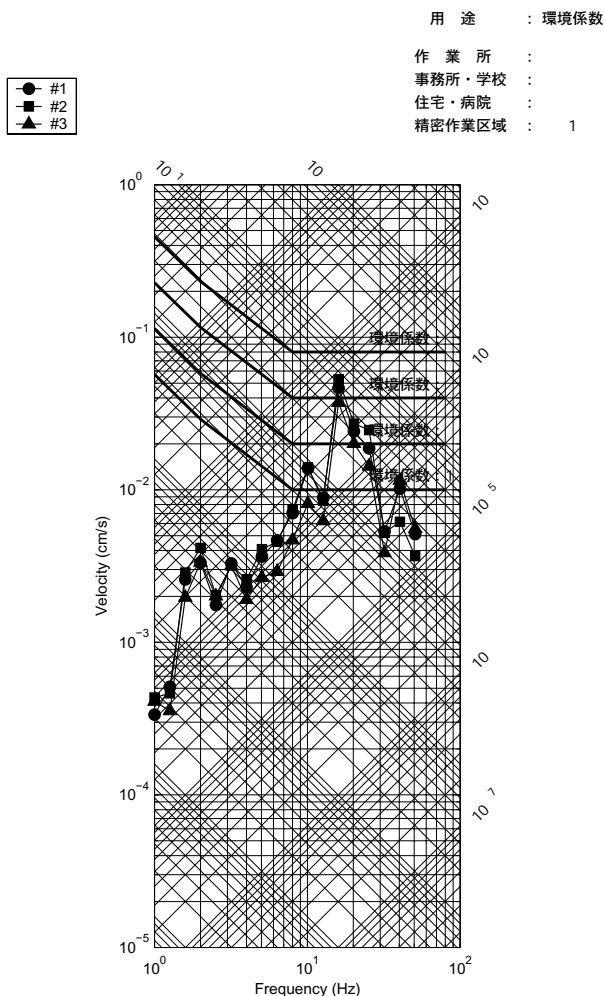


図 - 20 歩行試験における 1/3 オクターブバンド スペクトル ( 接合部 A1 , スラブ厚 200mm )

表 - 8 1/3 オクターブバンドスペクトルの 卓越振動数における速度値 ( 歩行試験時 )

スラブ 接合部	スラブ厚さ (mm)	Vel. × 10 <sup>-2</sup>
A1	135	8 ~ 10
	160	7 ~ 9
	200	4 ~ 5
C1	200	3 ~ 4

向の配筋は、中央部においてD13@200W とし、外周部は D13@100W とした。短辺方向は中央部でD10@200、外周部 でD10@100 とした。

インパルスハンマー打撃試験の状況を写真 - 3 に示す。打撃位置はスラブ中央部 ( 計測点 2 ) から短辺方向に 400mm 離れた位置とした。サンプリング周波数は 1kHz とした。

接合部 A1、スラブ厚み 160mm において、インパルスハンマー試験時のスラブ中央部 ( 計測点 2 ) 波形のパワースペクトルを図 - 18 に示す。図中には 1 自由度系のカーブフィッティング結果も併せて示す。同様にして各試験のパワースペクトルより得られた 1 次固有振動数を表 - 7 に示す。スパン 4m、対角 2 辺支持スラブにおける固有振動数の理論値<sup>6)</sup>と本試験の実測値の関係を図 - 19 に示す。表 - 7 中および図 - 19 の固有振動数理論値を算出する際に用いた曲げ剛性 EI は全断面有効とし、すべてコンクリートとして算定した結果である。固有振動数の実測値と 2 辺支持の弾性理論値 ( 質量はスラブのみ有効 ) との誤差は各試験結果ともに 13% 以内であった。よって、本スラブの固有振動数は、両端ピン支持のコンクリートスラブとして評価可能である。

図 - 19 中にスラブ自重のみおよびスラブ自重と積載荷重の和を有効質量とした場合の固有振動数理論値を示す。積載荷重は、3000N/m<sup>2</sup> とした。積載荷重の有無により、固有振動数は同一のスラブ厚において 2 割から 3 割程度変化することがわかる。

表 - 7 にカーブフィッティングから算出された本スラブの 1 次減衰定数を示す。スラブ厚さ 135mm の減衰定数は約 3%、160mm、200mm の場合は 1% であった。

一人歩行試験における歩行経路を図 - 17 に示す。歩行開始点は、スラブ端部であり、経路は速度計から 400mm 離れた長辺方向であった。歩行者の体重は 60kg であった。一人歩行試験状況を写真 - 4 に示す。データ計測の開始は歩行前とし、数回の往復歩行の後に計測を終了した。サンプリング周波数は 200Hz であった。

接合部 A1、スラブ厚み 200mm において、歩行試験時の 1/3 オクターブバンドスペクトルと ISO2631/2(Draft) における振動評価曲線を併記した図を図 - 20 に示す。時定数は Fast 特性を用いた。スラブ厚 200mm の場合、本実験における応答は環境係数 4 ( 事務所・学校 ) の評価曲線をやや上回る結果となった。表 - 8 に各試験の 1/3 オクターブバンドスペクトルにおける卓越周波数の速度値を示す。スラブ厚の増加に伴い、1/3 オクターブバンドスペクトルのピーク値が低下した。よって、本工法の適用用途に応じてスラブ厚を設定することで、振動障害を防止することが可能と考えられる。

## § 6 . まとめ

本論文では、リニューアル・リユースに対応容易なスラブを提案し、その構造性能を解析的・実験的に検証した。その結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 2層2スパンの鉄骨造フレームモデルによる解析結果より、 $K'$  (構面間せん断剛性) /  $K$  (構面内水平剛性) が4以上となれば剛床が成立する。

(2) 要素実験および実大実験結果より、本スラブは解析結果から算出した剛床に必要な剛性および耐力を有する。

(3) 振動性状は、全断面をコンクリートとした曲げ剛性EIを有する単純支持スラブとして評価できる。また、歩行試験結果より、本工法の使用用途に応じてスラブ厚を適切に設定することで、振動障害を防止することが可能である。

### < 参考文献 >

- 1) 日本建築学会編：“シリーズ地球環境建築・専門編2 資源・エネルギーと建築”，彰国社，2004.
- 2) 竹中工務店地球環境室編：“環境負荷ゼロ建築を目指して - 竹中工務店の挑戦 - ”，大成出版社，2002.
- 3) 日本建築学会：“フリースペース・ビルディングの提案，LCCO2 30%削減・耐用年数3倍延伸をめざす建築設計コンペ”，2001.
- 4) 日本建築学会：“建築鋼構造における環境性とは何か！”，日本建築学会大会（北陸）パネルディスカッション資料”，2003.
- 5) 平賀 民，會澤貴浩，山田 哲，岩田 衛：“サステナブルビル構造システムに関する研究”，日本建築学会大会学術梗概集，C-1分冊，pp. 699-672，2003.
- 6) 櫛田 裕：“環境振動工学入門”，理工図書，1997.
- 7) 日本建築学会編：“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”，1991.
- 8) 西村拓也，坂本真一，立石寧俊：“脱着可能なフル・プレキャストスラブを適用した鉄骨架構の構造性能”，日本建築学会大会学術梗概集，C-1分冊，pp. 1051-1054，2004.
- 9) 瀧諭，梶隆，兼光知巳，坂本真一，寺田岳彦，西村拓也：“アダプタブルビルの開発 その3 在来構工法に対する建設・解体費の比較”，日本建築学会学術講演梗概集，F-1分冊，pp. 1431-1432，2005.
- 10) 兼光知巳，梶隆，山野辺宏治，寺田岳彦，神野靖夫，中澤春生，瀧諭，金本清臣，熊田昭彦：“アダプタブルビルの開発”，第20回建築生産シンポジウム，日本建築学会，pp. 265-272，2004.
- 11) 瀧諭，兼光知巳，梶隆，熊田昭彦，山野辺宏治，中澤春生，坂本真一，神野靖夫，寺田岳彦，金本清臣：“アダプタブルビルの開発 その1 その2 ”，日本建築学会学術講演梗概集，F-1分冊，pp. 1223-1226，2004.