

地域の防災拠点としての役割を担う大学施設の設計と施工 — 日本福祉大学東海キャンパス —

Design and Construction of the University with Role as a Regional Disaster Prevention Base

関谷 英一*1 加田 文郷*1 藤井 睦*2
Eiichi Sekiya Fumisato Kada Atsushi Fujii
金尾 弘司*3 森 大輔*3
Koji Kanao Daisuke Mori

要旨

本建物は地上6階、地下1階の大学施設であり、大地震時にも防災拠点としての役割を担えるように地下1階の柱頭部分に免震装置(錫プラグ入り積層ゴム、天然ゴム系積層ゴム、オイルダンパー)を設置した柱頭免震構造である。構造種別は、下部構造については鉄筋コンクリート造、上部構造については、免震効果を発揮できる剛性を確保し、工期短縮が可能な鉄骨鉄筋コンクリート造と鉄骨造との混合構造とした。また、建物正面のファサードはメンテナンスと施工性を考慮しハーフPCaのバルコニー方式とした。さらに、床振動性状の向上を図るため、小梁にPCa構造を、大教室などの大スパン部分には床制振を採用した。なお、PCa小梁については施工試験により支保工の仮設計画を行った。
キーワード：免震構造、柱頭免震、鉄骨鉄筋コンクリート造、PCa小梁、床制振

1. はじめに

本建物は愛知県東海市に建設された大学施設である。本建物の設計・施工にあたり、高品質を保ち、工期短縮を図るため計画段階より様々な技術を取り入れた。まず、敷地を有効に活用しながら、地震やそれに伴う津波による浸水に配慮し、地盤面を周辺より高く設定した上で、地下1階の駐車場の柱頭部分に免震装置を設置した、柱頭免震構造を採用した。上部構造については、免震構造の効果が十分に発揮できる剛性を確保し、かつ工期短縮を図ることができる鉄骨鉄筋コンクリート造(以下SRC造)と鉄骨造(以下S造)の混合構造とした。外周部やコア部分などをSRC造とし、鉄骨工事を先行させ、次工程に早期に着手できるように工夫した。また、梁下寸法の確保と床の振動抑制の観点から小梁には高い剛性が必要であったため鉄筋コンクリート造(以下RC造)としたが、品質向上・工期短縮を目的とし、プレキャスト化(ハーフPCa)した。施工に当たっては、施工時に有害なたわみやクラックを発生させないために実大施工実験による検証を行い、仮設計画を行った。また、ファサードについてもハーフPCaバルコニーを用い、乾式のルーバーと組み合わせた構成とした。さらに、スパンが長い教室部分については、床振動に対する居住性の向上を図るために床制振を採用した。本報告では、品質向上や工期短縮への様々な採用技術について紹介する。

2. 工事概要

工事概要を表1に、東面の外観写真を写真1に示す。

表1 工事概要

| | |
|-------|---|
| 建物名称： | 日本福祉大学東海キャンパス |
| 工事場所： | 愛知県東海市大田町川南新田229番地 |
| 工期： | 2013年9月～2014年12月 |
| 基本設計： | ㈱日本設計 |
| 監修： | ㈱日本設計 |
| 実施設計： | ㈱鴻池組名古屋支店一級建築士事務所(建築) ㈱鴻池組東京本店一級建築士事務所(構造・設備) |
| 施工： | ㈱鴻池組名古屋支店 |
| 主要用途： | 学校(大学) |
| 建築面積： | 3,788.74 m ² |
| 延床面積： | 20,069.42 m ² |
| 階数： | 地下1階、地上6階 |
| 構造： | 上部構造 鉄骨鉄筋コンクリート造、一部、鉄骨造 下部構造 鉄筋コンクリート造 地下1階柱頭免震 |



写真1 東面外観

*1 設計本部 建築設計第2部 *2 技術研究所 *3 名古屋支店 建築部

3. 建築計画

本建物は愛知県東海市の玄関口である名鉄太田川駅付近に位置し、2015年4月に開校した「日本福祉大学東海キャンパス」である。同敷地の隣地には都市計画公園である大田公園が配置され、駅から公園を通過して直接大学に入ることができる。当敷地は、近い将来に発生が懸念されている大地震に伴う津波による浸水などに配慮して地盤面を周辺より約2m高く設定し、東側の公園レベルもこれに合わせて造成された。さらに、体育館・廊下の照明や学食などに非常用電源を確保し、災害時における地域の避難施設としての機能を果たす計画とした。建物外観はコンクリート化粧打ち放し、押出し成型セメント板のルーバー、アルミカーテンウォールで構成した。配置図および各階平面図の抜粋を図1に、断面構成図を図2に示す。

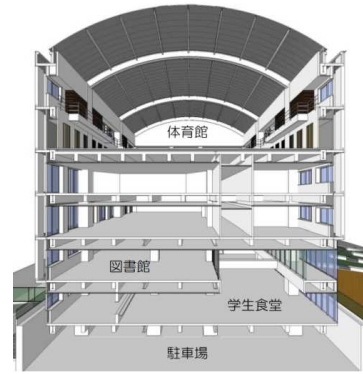
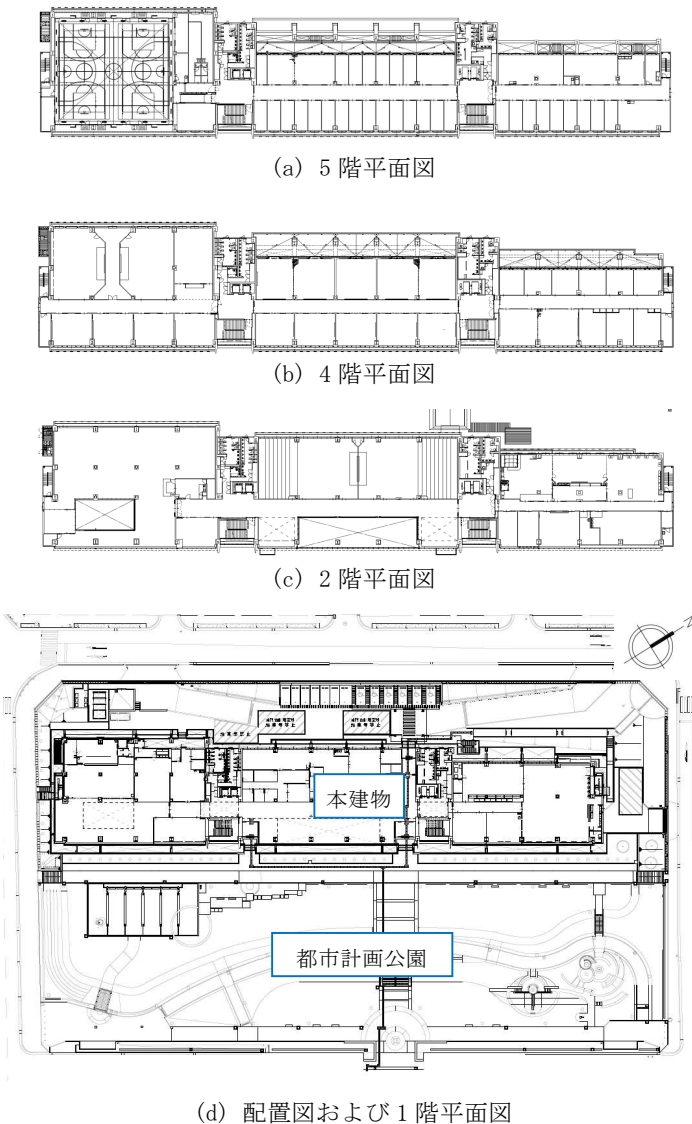


図2 断面構成図

4. 構造計画

構造概要図を図3に示す。建物の架構形式は、基本計画時はRC造であったが、工期の短縮を図る必要があったため、建物の外周部およびコア部分をSRC造とした。SRC造とすることでSRC部材の内部鉄骨およびS造鉄骨を先行して建て方を行い次工程へ進むことが可能となり、工期短縮を図ることができた。また、上部構造を全てS造とした場合には、上部構造の剛性が低く、免震効果が十分に発揮されないと判断した。上部構造の内部は比較的スパンが長いのでS造とし、下部構造はRC造として地盤改良の上に直接基礎とした。

本章では、4.1に地下1階柱頭免震構造について、4.2に施工性を考慮し、ハーフPCaバルコニーを採用したファサードの構成について、4.3、4.4では、床振動に対する居住性能の向上を図るために採用したPCa小梁、および床制振について紹介する。



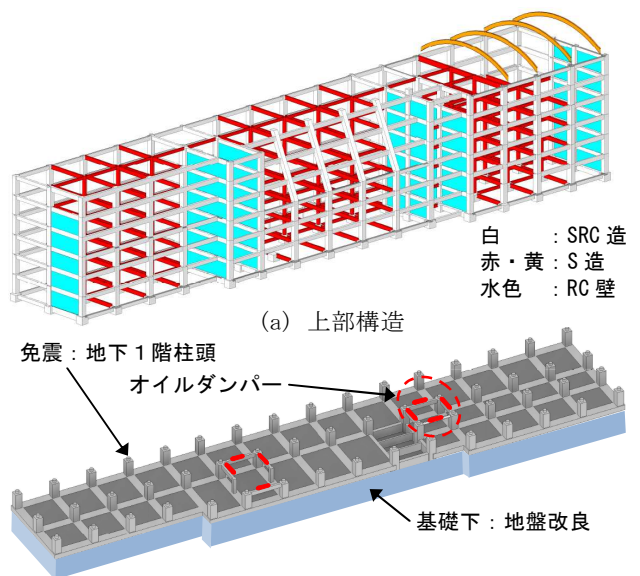
(a) 5階平面図

(b) 4階平面図

(c) 2階平面図

(d) 配置図および1階平面図

図1 建築図



(a) 上部構造

免震：地下1階柱頭
オイルダンパー

基礎下：地盤改良

(b) 下部構造

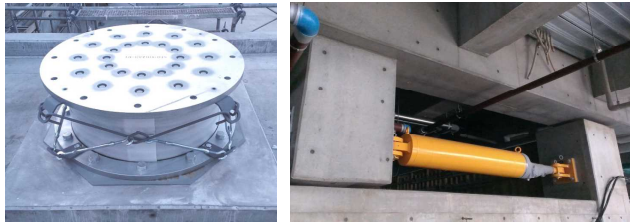
図3 構造概要図

4.1 地下1階柱頭免震構造

地下1階の駐車場の面積をできるだけ確保しながら掘削量を削減し、合理的な免震構造とするため、地下1階の柱頭部分に免震装置を配置した。地下1階に用途が発生するため、軸力を受ける支承材には耐火パネルを施した。



(a) 地下1階駐車場



(b) 支承材設置状況 (c) オイルダンパー設置状況
写真2 地下1階柱頭免震

4.1.1 免震装置の配置計画

免震装置にはゴム総厚 200mm、φ750～φ950 の天然ゴム系積層ゴム支承（以下、RB）を 40 基、φ900 の錫プラグ入り積層ゴム支承（以下、SnRB）を 13 基、最大減衰力 750kN のオイルダンパーを 8 基採用した。

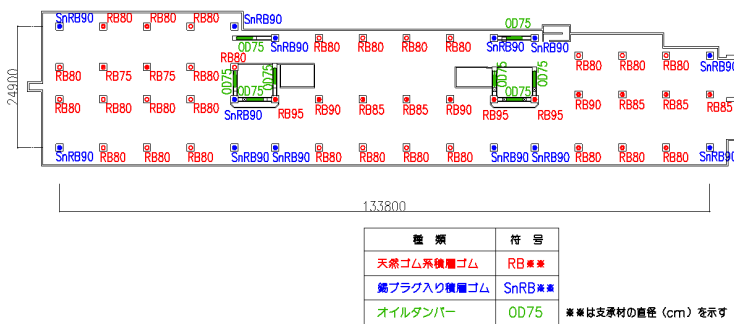


図4 免震装置配置図

積層ゴム支承は、妻側およびコア周りを中心に SnRB を、その他を RB とし、免震層に偏心が生じないように配置した。表2に免震層の偏心率を示す。偏心率は微小変形から大変形時まで 0.03 を下回り偏心が極めて小さいことがわかる。

表2 免震層の偏心率

| 免震材料 せん断 ひずみ | 偏心距離(m) | | 偏心率 | |
|--------------------|---------|------|-------|-------|
| | X方向 | Y方向 | X方向 | Y方向 |
| 10% | 1.00 | 0.48 | 0.011 | 0.023 |
| 50% | 0.70 | 0.55 | 0.013 | 0.016 |
| 100% | 0.55 | 0.58 | 0.013 | 0.013 |
| 150% | 0.48 | 0.59 | 0.014 | 0.011 |
| 200% | 0.43 | 0.60 | 0.014 | 0.010 |
| 300% | 0.38 | 0.61 | 0.014 | 0.009 |

4.1.2 耐震性能目標

耐震性能目標については、稀に発生する地震動に対して本建物に損傷が生じないこと、極めて稀に発生する地震動に対して本建物が倒壊・崩壊しないことを目的とし、表3に示すように設定した。

表3 耐震性能目標

| 地震動 | 稀に発生する 地震動 | 極めて稀に発生する 地震動 |
|------|--|--|
| 上部構造 | 層間変形角 1/300rad. 以内 短期許容応力度以内 | 層間変形角 1/200 rad. 以内 短期許容応力度以内 |
| 免震層 | 安定変形以内 $\gamma \leq 100\%$ 、200mm 以内 引抜が生じない | 性能保証変形以内 $\gamma \leq 200\%$ 、400mm 以内 支承材引抜面圧 1.0N/mm ² 以内 |

※ γ : 免震材料のせん断ひずみ

上部構造の設計用地震力については、免震装置の性能ばらつきを考慮した極めて稀に発生する地震動に対する予備応答解析により表4のように設定した。ベースシア係数 C_b は 0.120～0.125 とした。

表4 設計用地震力

| 階 | 各階重量 W_i kN | ΣW kN | X方向 | | Y方向 | |
|---|---------------------|------------------|-------|-------------|-------|-------------|
| | | | C_i | Q_i kN | C_i | Q_i kN |
| 6 | 32775 | 32775 | 0.290 | 9505 | 0.300 | 9832 |
| 5 | 33509 | 66284 | 0.230 | 15245 | 0.230 | 15245 |
| 4 | 41415 | 107699 | 0.180 | 19386 | 0.190 | 20463 |
| 3 | 40968 | 148668 | 0.150 | 22300 | 0.160 | 23787 |
| 2 | 38942 | 187610 | 0.130 | 24389 | 0.140 | 26265 |
| 1 | 40385 | 227994 | 0.120 | 27359 | 0.125 | 28499 |

上下方向の地震動の影響については、水平方向地震動との同時性を考慮して、極めて稀に発生する地震動に対して検討した。免震装置の最大・最小面圧についても、地震動の上下方向の影響を考慮して検討した。また、免震装置の性能ばらつきについては標準時、硬化側、および軟化側についてそれぞれ検討した。

4.1.3 地震応答解析結果

検証に用いる設計用入力地震動波形は、既往の観測地震波 3 波（1940 年 Imperial Valley 地震：El Centro 観測波 NS 方向、1952 年 Kern County 地震：Taft 観測波 EW 方向、1968 年 十勝沖地震：八戸港湾観測波 NS 方向）、および告示波 3 波を採用した。また、サイト波として、平成 23 年度建築基準整備促進事業「超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討」にて提案された東海・東南海・南海地震（3 連動地震）の長周期地震動のうち、AIC004（名古屋、平均波）を採用した。

建物モデルは 1 層を 1 質点とした等価曲げせん断モデルとし、履歴特性は剛性逓減型 Tri-linear モデル（武田モデル）とした。ただし、免震構造であるため、各層の最大変形は第 2 折れ点まで達していないことを確認した。天然ゴム系積層ゴムは弾性モデル（Linear）、錫プラグ入り積層ゴムは完全弾塑性モデル（Bi-Linear）、オイルダンパーは速度比例 Bi-Linear モデルとした。

表 5 に固有値解析結果を示す。上部構造の 1 次固有周期は純ラーメン構造の X 方向で 0.791 秒、耐震壁付ラーメン構造の Y 方向で 0.495 秒であった。また免震層の変形が 20mm（支承材ゴム層厚に対して 10%）の場合、各方向の 1 次固有周期は約 2 秒、変形が 200mm（100%）、400mm（200%）変形時の 1 次固有周期は約 4 秒となることを確認した。

表 5 固有値解析結果

| 免震材料 せん断 ひずみ | 次数 | X方向 | | Y方向 | |
|--------------------|----|---------|---------|---------|---------|
| | | 固有周期 | 刺激係数 | 固有周期 | 刺激係数 |
| | | T (sec) | β | T (sec) | β |
| 上部構造 のみ | 1次 | 0.791 | 1.315 | 0.495 | 1.425 |
| | 2次 | 0.286 | -0.477 | 0.145 | -0.606 |
| | 3次 | 0.183 | -0.266 | 0.087 | -0.273 |
| 10% | 1次 | 2.059 | 1.085 | 1.987 | 1.046 |
| | 2次 | 0.454 | -0.104 | 0.304 | -0.051 |
| | 3次 | 0.244 | 0.025 | 0.120 | 0.007 |
| 100% | 1次 | 3.855 | 1.024 | 3.819 | 1.012 |
| | 2次 | 0.469 | -0.029 | 0.308 | -0.014 |
| | 3次 | 0.245 | 0.007 | 0.120 | 0.002 |
| 200% | 1次 | 4.188 | 1.021 | 4.154 | 1.011 |
| | 2次 | 0.470 | -0.025 | 0.308 | -0.012 |
| | 3次 | 0.245 | 0.006 | 0.120 | 0.002 |

注) 免震材料の剛性は各せん断ひずみ時の等価剛性とする

地震応答解析結果の一例として、X 方向加力時の性能ばらつき軟化側、硬化側の最大変形および最大加速度を図 5 に示す。免震層の最大変形は軟化側では 36.8cm、硬化側では 27.6cm となった。頂部の最大加速度については軟化側では約 200cm/s²、硬化側では約 230cm/s² となり、入力地震動の加速度（B1 階応答加速度）と比較して低減されており、免震の効果を確認した。

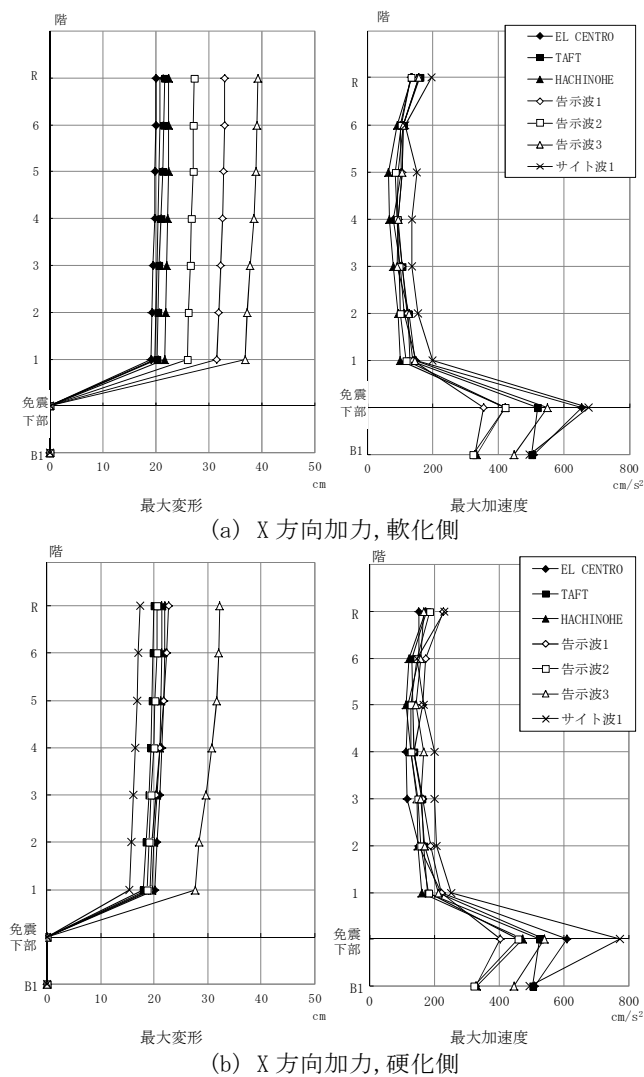


図 5 地震応答解析結果

4.1.4 免震装置の取付け

支承材の取付工事においては、免震装置ベースプレート下部への高流動コンクリートの充填性が非常に重要である。そのため、実施前に先立ってコンクリートの充填性確認実験を実施した。免震ベースプレート下部への密実な充填施工には、レディーミクストコンクリートのフレッシュ性状の確保とともに施工方法の習得が重要となる。施工により充填性状の差異が非常に大きいことが、これまでの事例より明らかであるため、当社では「施工確認試験」の実施を必須としている。現場管理者はもちろん、実際にコンクリートを打設する協力業者担当者が事前に施工方法を習得することにより、施工手順や施工時のポイントが周知され、より確実な施工が可能となる。

今回使用するコンクリートのスランプフローは55~60cmで、試験体のベースプレート下部のコンクリート仕上がり部分を写真撮影し、画像解析にて充填性を確認した。その結果、目標充填率（95%）以上であることを確認した。



(a) コンクリート受け入れ検査 (b) コンクリート打設状況
写真3 コンクリート充填性確認試験

4.2 施工性を考慮したファサード面の構成

基本計画における外壁は、縦ラインを強調した押し出し成形セメント板とアルミサッシの反復による構成であった。実施設計では、窓面のメンテナンスや止水性に配慮したバルコニー方式とし、基本計画時のデザインコンセプトを活かしてバルコニー先端に押し出し成形セメント板による縦ルーバーを設置した。これにより、高度の高い太陽光を遮るバルコニーと高度の低い太陽光を遮る垂直マリオンが併設され、より快適な学習環境を実現した(図6、写真4)。

バルコニー床板は集合住宅などで採用されるハーフ PCa として計画し、現場における型枠工事の削減、仕上げ精度の向上、工期短縮を図った。

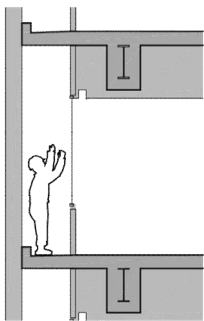


図6 外壁面断面図

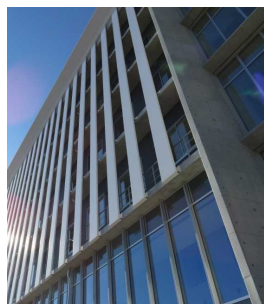


写真4 東側外壁面

4.3 PCa 小梁の概要と施工実験

建物の内部架構をS造としたため、懸念されるスラブ振動に対する居住性能の向上を図った。まず、小梁の剛性を高めるためRC造としたが、鉄骨建方時に小梁を架けることが工程上必要となるため、ハーフ PCa とした。図7に示すように、両端に鉄骨を埋め込み、架設時は大梁にボルト接合できるような形状とした。3階床伏図を図8に示す。小梁は連梁となるように配置した。

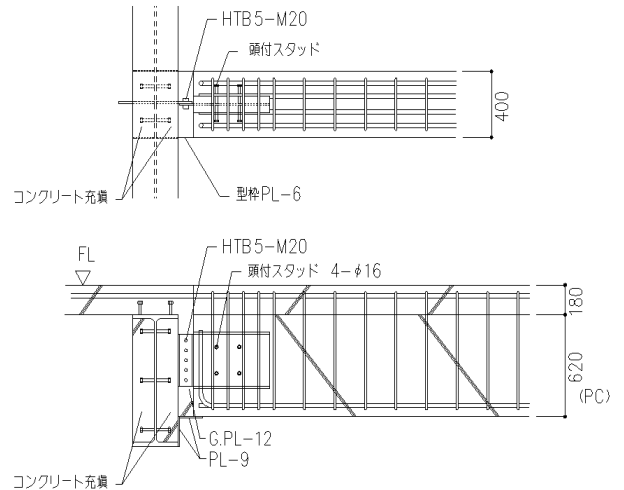


図7 PCa 小梁詳細図(上:平面図、下:断面図)

ハーフ PCa 小梁を取り付けた時点では、上部のスラブ厚さ分のコンクリート、および上筋が欠損した状態であり、設計断面と比較して剛性・耐力共に低い。そのため、通常の計算仮定にならない小梁端部をピン接合とした場合、衝撃を伴うコンクリート打設時はもちろん、デッキ架け時、スラブ配筋時のたわみが過大となりサポートが必要と判断された。しかし、実際はボルトの回転剛性が期待できる。そのため、実たわみを実大実験にて確認し、仮設サポートの可否を検証した。

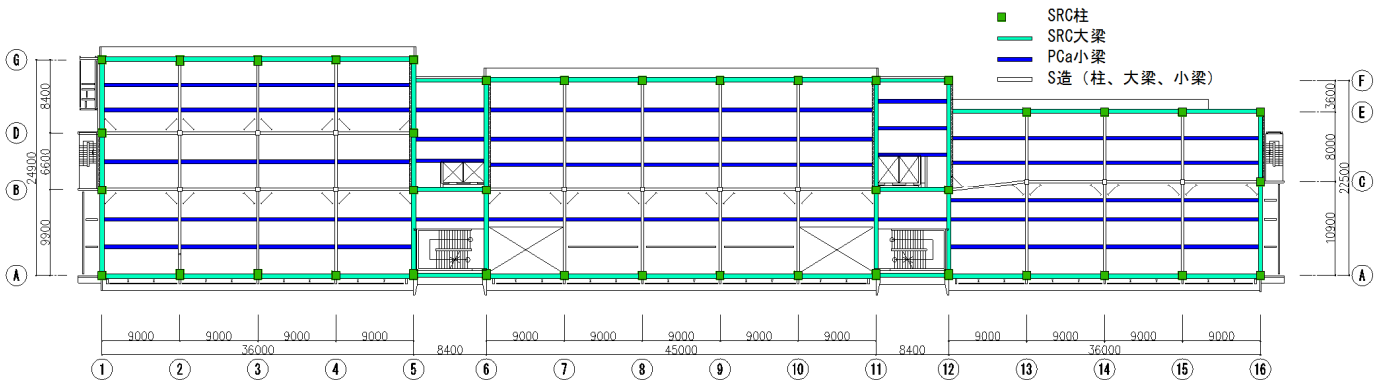


図8 3階床伏図

実験では、各施工段階、すなわち①デッキ架け時(施工荷重含まず)、②デッキ架け+配筋(施工荷重含む)、③コンクリート打設時(スラブ重量+衝撃荷重)に対応した鉛直荷重を油圧ジャッキにより加力し、たわみやひび割れ発生状況を確認した(写真5)。

実験の結果、②デッキ架け+配筋(施工荷重含む)の段階では有害なひび割れは発生せず、たわみ量についても約7mm(梁自重含む)となり、9.0mスパンに対して1/1285と微小であることを確認した。また、③コンクリート打設時相当の荷重に対しては、有害なひび割れが発生することが確認された。そこで、デッキ架設から配筋までは支保工を設置せず、コンクリート打設前に設置する計画とした(写真6)。さらに、②の状態での長期のたわみ観測を行いクリープ変形の確認を行った結果、1日当たり約0.1mmのたわみの進行が認められた。

なお、本工法については、スパン割、梁せいの制限などにもよるが、コンクリート打設時についてもサポートが不要となれば、より実用性が高まるものと考えられる。



(a) 油圧ジャッキによる加力 (b) 錘によるクリープ測定
写真5 PCa小梁実大実験



(a) 架設時の取付け状況 (b) 地下1階見上
写真6 PCa小梁施工状況

4.4 床振動の制御

スパンの大きい2階大教室(約12mスパン)と4階中教室(約15mスパン)については、写真7に示す床制振装置(TMD:Tuned Mass Damper)により振動に対する居住性能の向上を図った。2階大教室について、かかと加振による減衰測定では、TMD設置により減衰定数が2~3%から6~7%に向上し、1次モード成分の応答レベルは1/2以下に低減した。また、実測によれば、二人共振歩行時の振動環境の評価¹⁾は、図9に示すとおり、TMD-OFF時のV-70程度からON時のV-30以下に改善し、その体感的な効果も明瞭であった。



写真7 TMD設置状況

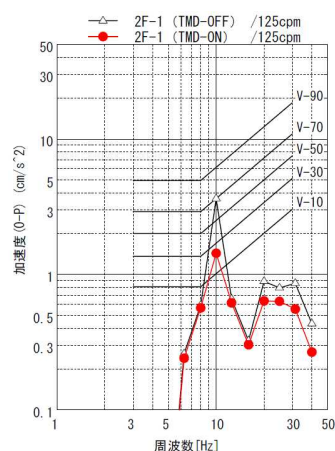


図9 振動環境評価

5. まとめ

本報告では災害時に防災機能を担う大学施設の設計、施工について、耐震性能を高める免震構造、工期短縮を図る架構形式、品質の向上と工期短縮に寄与したハーフPCaバルコニーやPCa小梁、振動性状の向上を図る床制振などを紹介した。

謝辞

本建物の設計・施工にあたり、建築主の学校法人日本福祉大学、基本設計および監修の株式会社日本設計には多大なるご協力を賜りました。関係者の皆様に御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物の振動に関する居住性能評価指針・同解説、2004.6