

清水建設技術研究所安全安震館



小林 和彦
清水建設



近藤 史朗
同



中西 力
同

1 はじめに

清水建設技術研究所安全安震館は、初の試みである「塔頂免震」構造の採用により、「パーシャルフロート免震」の風洞実験棟や「柱頭免震+メガフレーム」の新本館等、清水建設の多彩な免震技術のショールームとして社会や顧客へ情報発信している。「塔頂免震」は、高橋航一第一工房代表をリーダーとするSFS・21開発チーム[※]と清水建設との長年にわたるコラボレーションにより開発実現した免震構造である。

2 建物概要

建設地：東京都江東区越中島
 建築主：清水建設株式会社
 設計者：高橋航一SFS・21+清水建設株式会社
 一級建築士事務所
 施工者：清水建設株式会社
 主要用途：電算室・ショールーム
 建築面積：75.60m²
 延床面積：213.65m²
 階数：地上4階 塔屋1階
 軒高：設計GL+13.95m
 最高高さ：設計GL+18.75m
 構造種別：鉄筋コンクリート造+鉄骨造
 基礎形式：杭基礎



写真1 建物外観写真



写真2 免震層部分の写真

3 構造計画概要

引張に強い鋼材を外周の吊部に、圧縮に強いコンクリートをコアシャフト部に用い、それぞれの材料が持つ特性を最大限に活かしている。構造計画上最も重要な点は、吊り構造となるこのシンプルな架構（スケルトン）をそのままデザインとして見せること、そのために接合部ディテールも含めて架構全体が力学的に合理的でかつデザイン上も優れていることであった。「塔頂免震」構造は、径300mmの天然ゴム系積層ゴム

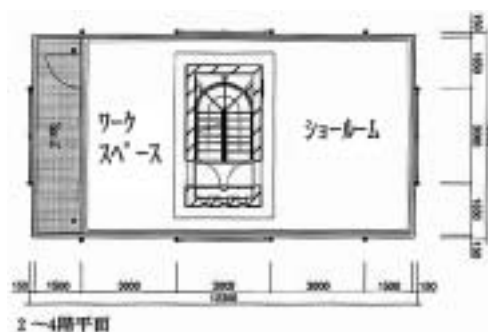
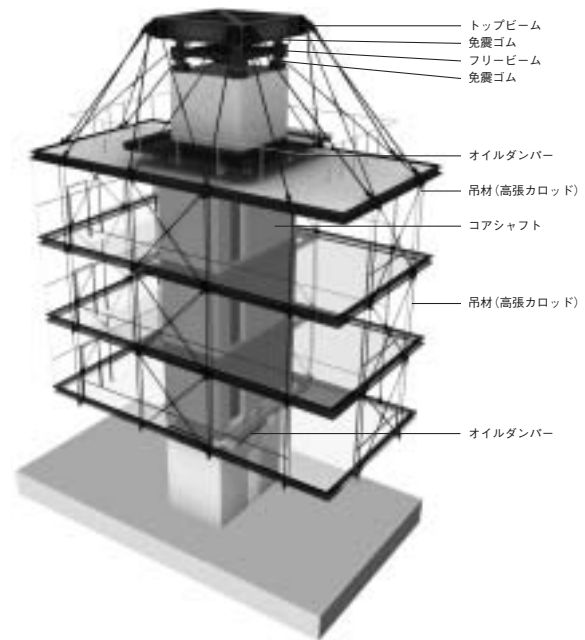


図1 基準階平面図

をコアシャフト頂部の四隅に球面状(上下2つの焦点を有する)2段配置としている。球面状2段配置の積層ゴムの傾きは、吊部のスウェイ・ロッキング運動の内、コアシャフトと吊部のクリアランスをできるだけ小さくするなどの理由から、スウェイ運動が卓越するよう、上部球面回転半径を14.25m、下部を9.5m(傾斜角で上部6.6度、下部9.9度)としている(図4)。

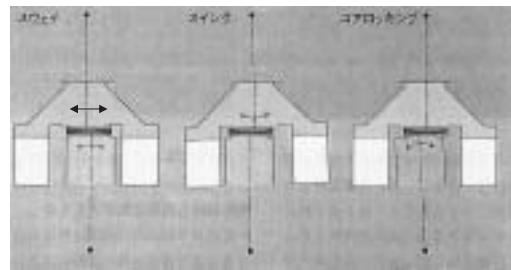
減衰機構としては最大減衰力50KNのオイルダンパーを、屋上階X・Y方向に4台ずつ計8台を、2階床レベルX・Y方向に2台ずつ計4台を設置している(図2)。2,400mm×4,500mmの建物中央部鉄筋コンクリート(壁厚250mm)コアシャフト内は階段スペースとし、シャフト上部の2段免震装置を連結する部分および居室部の床組みに鋼材を使用している。吊り材・ブレース材には引張り強度690N/mm²、2,740N/mm²以上の高張力鋼ロッドを使用し、スリムな断面を実現している。



4 各部ディテール

各部材断面サイズは、頂部吊材：55mm φ、基準階吊材：42mm φ、基準階ブレース材：25mm φとし、各階の床梁：全て梁成200mmのH型鋼(床コンクリートスラブを梁成内に内蔵させることにより各階床の水平面見付寸法をスリムに見せている)で構成し、吊り材とトップビームや各階床梁との接合部を鋳鋼SCW480を使用している。吊部とコアシャフト部間の躯体クリアランスは400mmとしている。

トップフレームにおいては、最大5本が集中するロッド材の処理と各階の床梁と吊り材の偏芯接合を行う為に鋳鋼材を使用し、コンパクトかつ合理的な力の流れとしている。



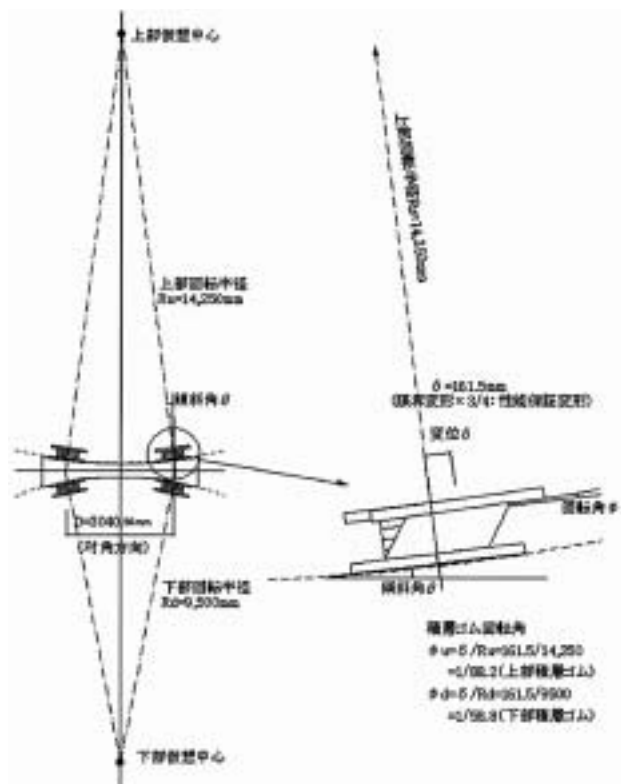
外周フレーム スウェイ 外周フレーム スイング RC コア壁 ロッキング

図3 スウェイ・ロッキングモード

5 免震装置の設計

積層ゴムは天然ゴム系(NRB：NX030N3)のものを、8台(4台×2段)用いる。ゴム外径φ300、1層ゴム厚2.1mm×46層(ゴム総厚96.6mm)、被覆ゴム厚10mmとする。1次形状係数および2次形状係数は、 $S_1=35.7$ 、 $S_2=3.11$ である。内部ゴム材料は、呼称G0.30ゴム(せん断弾性率 $G=0.294\text{N/mm}^2$)を使用した。

長期最大面圧は 6.23N/mm^2 短期(レベル2地震時)最大面圧は 7.10N/mm^2 となっており、積層ゴムには引抜きは生じていない。また、積層ゴムの最大水平変位は、レベル2地震動で性能保証変形161.5mm($\gamma=1.672$)以下となっている。



6 時刻歴応答解析

「塔頂免震」構造は、積層ゴムの傾斜2段配置により通常免震より長周期化できること及びコアシャフトを支点とする吊構造のため常に原位置に戻ろうとする重力効果やダンパーの適切な配置などにより、きわめて高い免震性能を有している。

本建物の振動系モデルは3次元弾性骨組モデルとし、積層ゴム及びダンパーは、各部材毎にモデル化している。また、今回外周吊部の振子機構による重力効果を考慮したバネを設定している。減衰は内部粘性型とし、外周吊フレーム及びコア壁の1次固有振動数に対する減衰定数をそれぞれ $h1=0.01$ （外周吊りフレーム）、 $h1=0.03$ （コア壁）として、高次は剛性比例型とした。積層ゴムの傾斜設置による影響は、回転を伴うせん断実験の結果より、せん断ひずみによらず4%剛性低下するものとして、解析に反映させた。固有値解析の結果、X・Y方向とも一次固有周期は約5.1秒となった。時刻歴解析検討用地震波としては、告示波に加え、経験的グリーン関数法と三次元有限差分法の併用により算出した想定関東地震及び直下型東京湾北部地震のサイト波を用い解析を行った(図6)。

応答解析の結果、江東区越中島という比較的軟弱な地盤を評価しての長周期成分も含まれる極めてまれに発生する大地震時でも、最大応答加速度は160ガルとなっている(図7)。

本システムは建物中央付近に積層ゴムを配置しているため、ねじれ剛性が小さく、特に斜め方向からの風荷重に対する安全性の検証も行った。周辺の建物による影響も考慮した風洞実験を10度ごとに風向を変えた全方向に対して行い、再現期間500年の風荷重に対しても積層ゴムの最大変形値は安定変形(せん断ひずみ $\gamma=110\%$)以内に納まることを確認した。

7 耐火設計

耐火設計は、構造体をデザインとして見せることを主眼とし、実際に発生する可能性のある火災を想定し、これに対する建物各部位の耐火仕様が所定の耐火性能を満足することを確認することによって実施した。図8および表1に部位毎の耐火設計の概要を示す。

吊り材に対しては、居室の全層同時火災を想定し、耐火塗料を施工した類似の部材(32φのロッド)の加熱試験によって得られた熱定数を用いて熱伝導解析を行い、4mmの耐火塗料を施工した吊り材の温度を算定した。その温度での高温時降伏軸力が存在軸力を上回ることを確認した。

建物上部の免震装置及びその周辺部材に対しては、

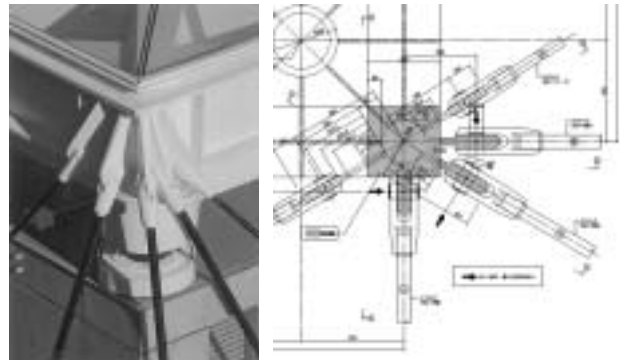


図5 トップフレーム接合部詳細

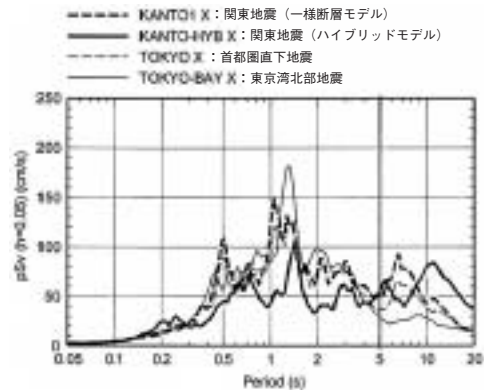


図6 サイト波X方向応答スペクトル

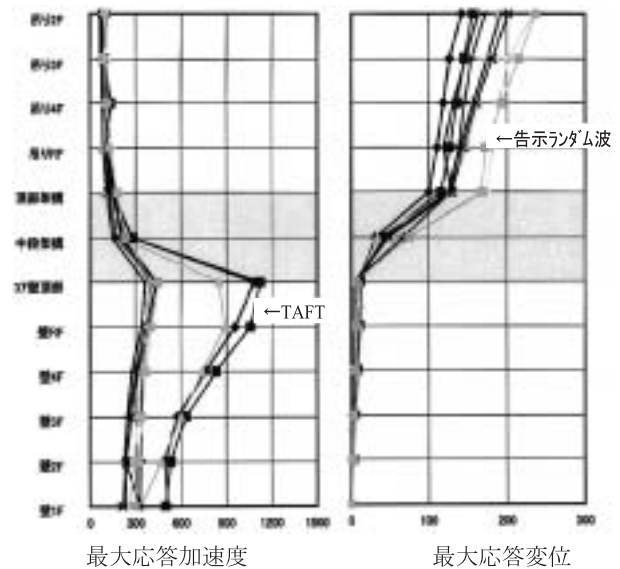


図7 時刻歴応答解析による最大応答値

表1 部位毎の耐火設計の概要

部位	耐火計画	火災外力	検証概要
免震装置および周辺部材	無耐火被覆	居室の全層同時火災時の噴出火災および隣接建物からの噴出火災	免震装置下フランジの温度が、免震装置と周辺部材に設定したそれぞれの許容温度 150℃、350℃を下回ることを確認。
吊り材	耐火塗料(厚さ4mm)	居室の全層同時火災	高温時降伏軸力が存在軸力を上回ることを確認。
H形鋼梁内蔵スラブ	耐火塗料(厚さ2mm)(施工範囲は図9参照)	通常の居室火災および居室の全層同時火災	火災初期の上階延焼に対しては、通常の居室火災を想定し、火災階直上の梁上フランジの温度が160℃を下回ることを確認。また、スラブの崩壊に対しては、居室の全層同時火災を想定し、梁の平均温度が設定した許容温度350℃を下回ることを確認。

居室の全層同時火災時の噴出火炎および隣接建物からの噴出火炎を想定し、定常状態の熱平衡式により同部材の表面温度を算定した。最も表面温度が高かったのは免震装置下フランジで124℃であった。この温度は、免震装置と周辺鋼材に設定したそれぞれの許容温度150℃、350℃を下回ることから、無耐火被覆とした。

H形鋼梁内蔵スラブに対しては、吊り材と同様に類似のH形鋼梁の加熱試験によって得られた熱定数を基に、2mmの耐火塗料を施工した梁の検討をした。火災初期の上階延焼に対しては、通常の居室火災を想定し、火災階直上の梁上フランジ温度が160℃を下回ることを確認した。また、スラブの崩壊に対しては、居室の全層同時火災を想定し、梁の平均温度が設定した許容温度350℃を下回ることを確認した。

8 施工法

施工法についてはより大規模な建物に適用する場合を考慮し、リフトアップ工法を採用した。リフトアップは2回に分けて行い、トップフレームから斜材ロッドにて吊られるR階床スラブを第一ステップに、4階から2階床スラブ3層を第二ステップとしてリフトアップを行った。

本建物では、積層ゴムが小径でかつ二次形状係数が3.1と小さいこと、4箇所で支持していることなどもあり、積層ゴムのばらつきや固定荷重の偏在により床レベルの調整にかなりの時間を要した。今後は、積層ゴムの水平剛性等のばらつき巾を通常より小さくすること、個々の積層ゴムの特性を考慮したバランスの良い配置をより厳しく監理すること等の配慮が必要である。又、最上階の床スラブを吊材と接合する時期についての検討も必要であり、例えば、鉄骨重量には耐えうる柱とし仮設支柱(あるいは鉄骨重量などの施工時荷重のみを支持できる極小断面の本柱)を用いる施工法等の検討も解決策のひとつであり、案件ごとに建物規模・施工条件等の特性を考慮した最適工法を検討していく必要がある。

9 モニタリング計画

安全安震館では、建物に変形や振動を測定するセンサーを取り付け、そのデータに基づき、地震直後に建物の構造健全性を確認する構造モニタリングシステムを導入している。このシステムでは、建物の揺れを検知する加速度計を7箇所、建物の免震部の変形を検知する変位計を2箇所設置しており、風による建物の揺れの影響を監視するための風向風速計も取付けている。

また、今回のオイルダンパーは、強震時・強風時の

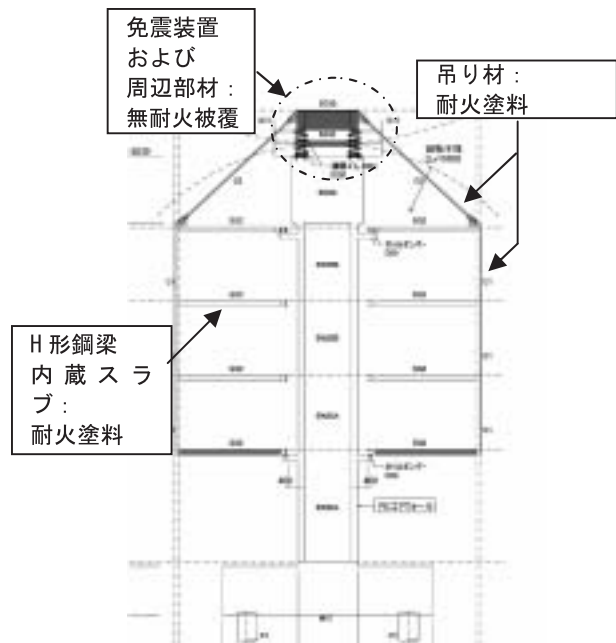


図8 部位毎の耐火計画

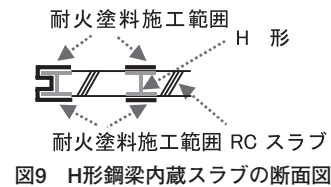
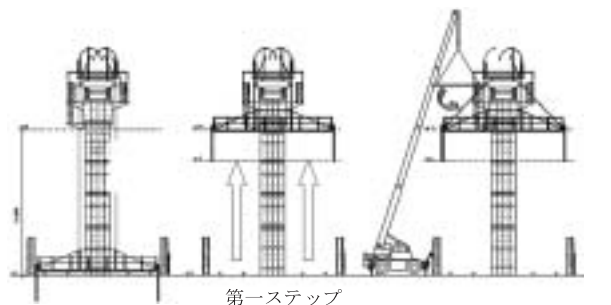
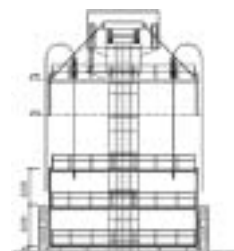


図9 H形鋼梁内蔵スラブの断面図



第一ステップ



第二ステップ



リフトアップ完成時

図10 リフトアップ手順

揺れの低減以外に、常時は風揺れ等への影響を少なくし、居住性を確保する為に常時ロック機構を用いている。上記の加速度計や風速計によって、オイルダンパーロック機構のオンオフ制御を行なっている。

10 おわりに

清水建設技術研究所安全安震館は、「塔頂免震」構造の適応第一号として社会や顧客へ情報発信だけではなく、設計・施工・モニタリングを通じて得られた知見・データベースを大規模・多用途案件へ展開を図っていききたい。

注) 1※：SFS・21開発チーム：高橋純一（第一工房代表）、和田章（東京工業大学教授）、彦根茂（Arup Japan代表）、竹内徹（東京工業大学准教授）、堀富博（元清水建設設計本部副本部長）

参考文献

- ・やじろべえ型免震構造（SFS21）の研究（その1～7）、日本建築学会大会梗概集、2000.9、2002.8
- ・やじろべえ型免震構造（SFS21）の開発、日本建築学会技術報告集2003.6

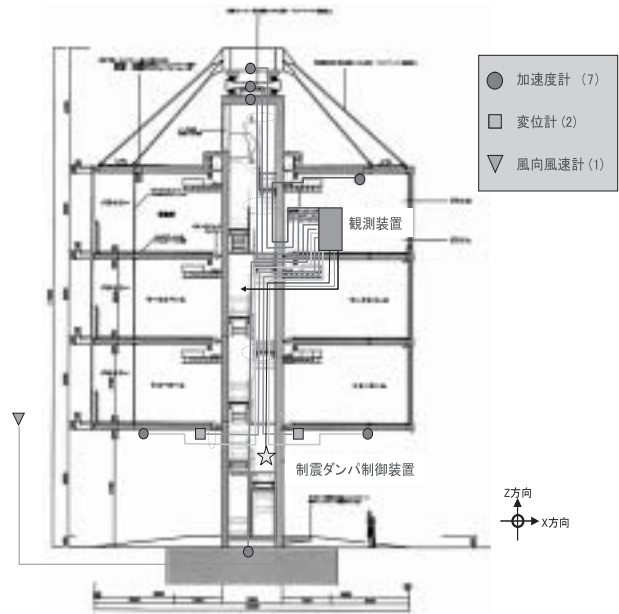


図11 モニタリング装置配置図