

岩手県立福岡病院

日建設計
 小板橋 裕一



1. はじめに

本建物は、岩手県北部二戸市に建設する災害時にも拠点施設として機能する300床を備えた広域中核病院である。災害拠点病院にふさわしい耐震性ととも地域に密着した、親しみやすい病院を目指し計画され、現在施工中である。

高い耐震性を確保するため免震構造を採用し、外来や病棟は将来の医療事情の変化にも柔軟に対応するため、ロングスパンを可能にする鉄骨造を採用してレイアウト変更に対して制約の少ない構造とした。さらに、より経済的な剛性確保と柱の耐火被覆の軽減をおこなうためコンクリート充填鋼管造を採用した。確認申請は、告示2009号（免震構造に関する告示。以下、告示と称す）による計算を採用している。本稿では建物の特徴および告示の検証と時刻歴応答解析の比較を紹介する。

2. 建築概要

外観パース、代表的な平面図、断面図および建築概要を図1～4、表1に示す。中央にナースステーションや看護関連のスペースを、その両側にウイング状に病棟を配置したL字型の平面形としている。病棟は、中廊下の両側に病室を配置し、スパン約16mを1スパンラーメンとして廊下部分の柱を省略し、病室の将来の模様替えを容易にしている。病棟の東側に接続する外来部分は平屋の28m×80mの大空間として明快な動線処理と使用性の向上を図っている。以上のような建築計画によりフレキシビリティに富んだ豊かな空間の創出を目指した。



図-1 外観パース

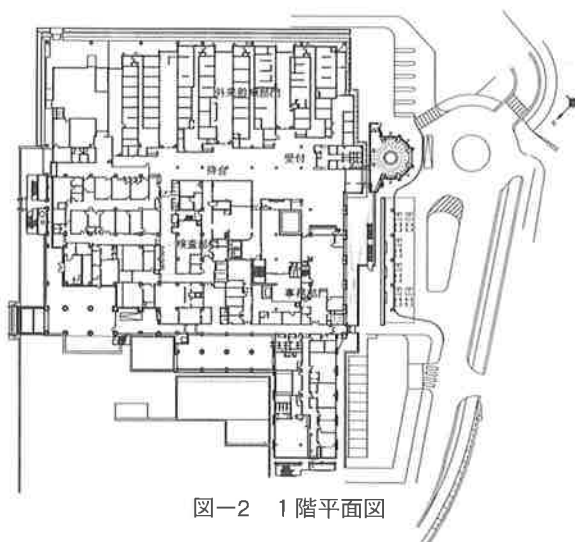


図-2 1階平面図

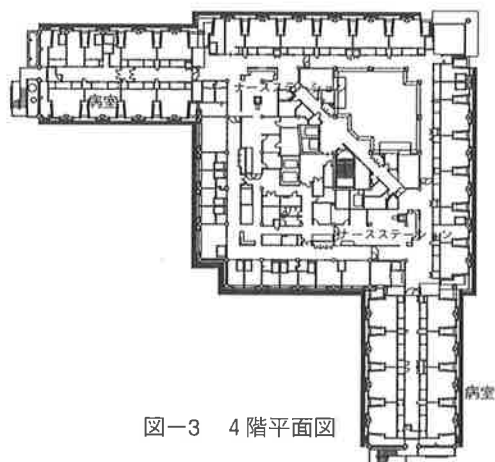


図-3 4階平面図

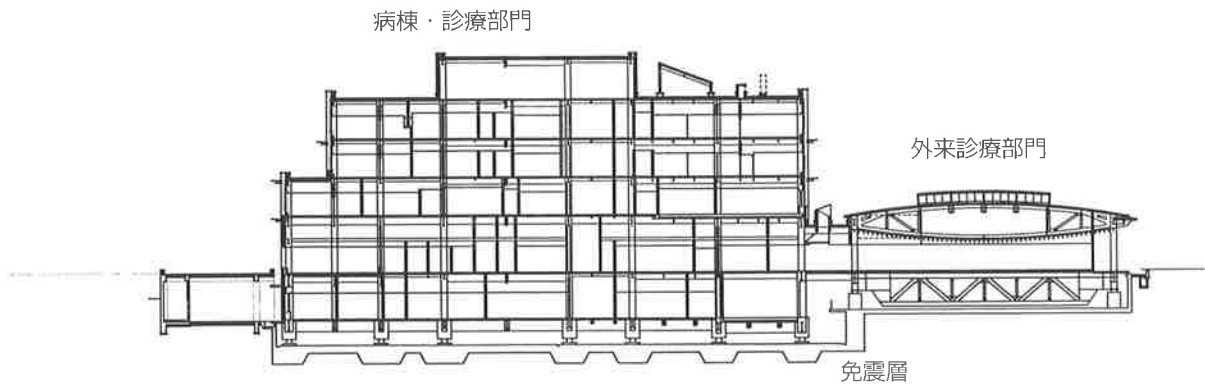


図-4 東西方向断面図

表-1 建築概要

建築名称	岩手県立福岡病院
主要用途	病院
所在地	岩手県二戸市堀野字大川原毛地内
建築主	岩手県医療局
設計・監理	(株)日建設計
施工	清水建設・佐々木組・中館建設JV
敷地面積	35,287.00㎡
建築面積	8,746.97㎡
延べ床面積	23,337.83㎡
階数	地上4階地下1階
最高部高さ	SGL+25.73m
軒高	SGL+21.58m
構造種別	免震構造+コンクリート充填鋼管造
架構形式	鋼板壁付きラーメン架構
基礎地業	直接基礎（独立フーチング基礎）
主な仕上げ	屋 根：断熱シート防水 外 壁：プレキャストコンクリート版
病床数	300床
工期	2002年3月～2004年2月

3. 構造計画概要

本計画は、病院建築を免震構造+鉄骨造で提案することを基本にスタートした。免震構造にふさわしい剛性確保のため要所に鋼板壁を配置するとともに鋼板壁の配置できない部分の剛性付加と病院として一定の鉛直剛性を確保するためにコンクリート充填鋼管造（CFT造）を採用した。主要部材として柱は、700φのSN490B鋼管にFc40のコンクリート充填、梁はH形断面の鉄骨とした。所定の耐火計算をおこない病室の柱は無耐火被覆とした。1層となる外来診療部分は、28mの無柱空間とすることによりフレキシビリティを目指す建築計画との整合を図るとともに鉛直荷重を集約して

合理的な免震層の設計をおこなった。免震部材は、低弾性天然ゴム系の積層ゴムアイソレータと鉛ダンパー、鋼棒ダンパーである。

基礎形式は、GL-5m以深に分布するN=60以上の砂岩層（Vs=470m/s）に直接支持させる直接基礎とした。

本建物の確認申請は、建築基準法38条の廃止・新法令への移行、免震告示施行直後、CFT造告示未施行と法令整備の端境期にあたり今回計画した構造形式の受け皿が難しい点が1つの課題であった。日本建築センターでの性能評価では、免震構造の審査はおこなうがコンファインド効果を考慮したCFT造の評価はおこなってくれない上、防災性能については別途申請が必要との回答からコンファインド効果のメリットを生かせる「告示+新都市ハウジング協会へのCFT構造の構造・防災性能審査」のルートを採用し、通常の確認申請とした。

4. 告示による検証

告示の検討項目と検討結果を表2にまとめた。設計では上下動±0.3Gを考慮して積層ゴムアイソレータに引き抜き力を発生させない計画で苦心した。免震性能評価では、免震部材のばらつきを考慮した検討でも積層ゴムアイソレータに若干の引き抜き力（-5～-10kg/cm程度）まで許容していることと比較すると、告示はより構造計画・建物全体のバランスの良さを要求しているものとする。

また、告示では大きなクリアランスも要求している。クリアランスを大きくとることは免震構造の安全性を確保する上で重要であるが、法令で要求するクリアランスはやや過大であり、敷地に余裕のない計画では大きな制約になりかねない。

免震建築紹介

表-2 告示による検証

検証項目	検証結果														
<p>免震層の偏心率が3%以内 免震層の設計限界変位は$m\delta d$以下とする。 $\delta d = \beta \delta_u$ $m\delta d$: 各免震材料の設計限界変形 (m) β : 各免震材料の支持条件に応じてβが変わる βの数値</p> <table border="1" style="margin-left: 20px; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="2">免震材料の種類</th> <th>β 値</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">支承材</td> <td>弾性系</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>すべり系</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td>減衰材</td> <td></td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>復元材</td> <td></td> <td>1.0</td> </tr> </tbody> </table> <p>δ_u : 各免震材料の水平基準変形</p> <p>免震層の水平方向の最大層間変位 (免震層の応答変位) (1) 設計限界変位時の建物固有周期 (設計限界固有周期)</p> $T_s = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$ <p>T_s : 設計限界固有周期 (秒) M : 上部構造の層質量 (多雪区域内では積雪質量を加える) K : 免震層等価剛性 (設計限界変位時)</p> <p>(2) 地震による免震層に作用する地震力の算出</p> <p>a) $h_d = \frac{0.8}{4\pi} \frac{\sum \Delta E W_i}{\sum W_i}$</p> <p>$h_d$: 履歴免震材料による免震層の等価粘性減衰定数</p> <p>b) $F_h = \frac{1.5}{1+10h_d}$</p> <p>$F_h$: 免震層の振動の減衰による加速度の低減率 (0.4以上とする)</p> <p>c) 地震によって免震層に作用する地震力は設計限界固有周期に応じて計算する $T_s > 0.64$の場合</p> $Q = \frac{5.12M}{T_s} \frac{F_h Z G_s}{T_s} \text{ (kN)}$ <p>M : 上部構造質量 (t) G_s : 地盤による加速度増幅率</p> <p>d) 免震層の応答変位 (δ_r) $\delta_r = 1.1 \delta_r'$ $\delta_r' = \alpha \delta$</p>	免震材料の種類		β 値	支承材	弾性系	0.8	すべり系	0.9	減衰材		1.0	復元材		1.0	<p>偏心率</p> <p>$R_{ex} = 1.6\%$ $R_{ey} = 1.5\%$ 3%以下 OK $\delta_u = 0.55m$ $m\delta d = 0.44m$</p> <p>$K = 1.26E+05kN/m$ $M = 35060t$</p> <p>によって</p> <p>$T_s = 3.32sec > 0.64sec$</p> <p>$\sum \Delta E W_i = 1.80E+04kN \cdot m$ $\sum W_i = 1.20E+04kN \cdot m$</p> <p>によって</p> <p>$h_d = 0.095$</p> <p>$F_h = 0.768 > 0.4$ OK</p> <p>$Z = 1.0$ $G_s = 1.0$ (工学的基礎に直接支持)</p> <p>によって</p> <p>$Q = 41500kN$</p> <p>基準変位 $\delta = 0.330m$</p> <p>によって</p>
免震材料の種類		β 値													
支承材	弾性系	0.8													
	すべり系	0.9													
減衰材		1.0													
復元材		1.0													

免震建築紹介

<p>a : 免震材料のばらつき経年係数、1.2以上とする $\delta = Q/K$免震層の基準変位 (m) K : 同上</p>	<p style="text-align: right;">$\delta_r = 0.436m < \delta d = 0.44m$ OK クリアランス : $0.636m < 0.65m$ OK</p>												
<p>免震層のせん断力分担率</p> $\mu = \frac{Q_h}{M \cdot g} \quad 0.03 \text{以上とする}$ <p>Q_h : 免震層の基準変位に相当する変位が生じている時に弾塑性減衰材が分担する水平力(kN)</p>	<p style="text-align: right;">$Q_h = 12230kN$ $\mu = 0.0356 > 0.03$ OK</p>												
<p>免震層の接線周期 (2.5秒以上)</p> $T_t = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_t}}$ <p>K_t : 免震層の接線剛性 (基準変位時) (kN/m)</p>	<p style="text-align: right;">$K_t = 1.03E+02kN/m$ によって $T_t = 3.71sec > 2.5sec$ OK</p>												
<p>免震材料の鉛直支持力 $N = 1.3(G+P+S) + K < Na$ $N = 0.7(G+P) - K > 0$</p>	<p style="text-align: center;">積層ゴムアイソレータの面圧 (N/mm²)</p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>700φ</th> <th>800φ</th> <th>900φ</th> <th>判定</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>19.0 < 20.0</td> <td>16.0 < 20.0</td> <td>14.0 < 20.0</td> <td>OK</td> </tr> <tr> <td>0.04 > 0</td> <td>0.33 > 0</td> <td>5.3 > 0</td> <td>OK</td> </tr> </tbody> </table>	700φ	800φ	900φ	判定	19.0 < 20.0	16.0 < 20.0	14.0 < 20.0	OK	0.04 > 0	0.33 > 0	5.3 > 0	OK
700φ	800φ	900φ	判定										
19.0 < 20.0	16.0 < 20.0	14.0 < 20.0	OK										
0.04 > 0	0.33 > 0	5.3 > 0	OK										
<p>上部構造の地震層せん断力係数C_{ri}</p> $C_{ri} = \gamma \frac{A_i Q_h + Q_e}{M \cdot g}$ <p>$\gamma = 1.3$ Q_e : 免震層の基準変位に相当する変位が生じている時に復元材が分担する水平力 上記のC_{ri}を用いて上部構造の検討を行う</p>	<p style="text-align: right;">$Q_e = 31960kN$ によって $C_{ri} = 0.167$</p>												
<p>下部構造の設計 地下震度の2倍および次の式によって算出する地震力を用いて、許容応力度で確認する。 $Q_{iso} = \gamma(Q_h + Q_e)$</p>	<p style="text-align: center;">直接擁壁のフーチング、擁壁の検討 OK (検討略)</p>												
<p>風荷重時 暴風時 上記の1.25倍の風速に相当する暴風時</p>	<p style="text-align: center;">層せん断力比率 = (暴風時) / (地震時) = 8.4% (X方向) 9.9% (Y方向) OK 層せん断力 = 6510kN < 8940kN OK (免震層の降伏せん断力)</p>												
<p>積雪荷重時 1.4倍の積雪荷重</p>	<p style="text-align: center;">積層ゴムアイソレータの面圧 (N/mm²)</p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>700φ</th> <th>800φ</th> <th>900φ</th> <th>判定</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>12.0 < 20.0</td> <td>11.0 < 20.0</td> <td>10.0 < 20.0</td> <td>OK</td> </tr> </tbody> </table>	700φ	800φ	900φ	判定	12.0 < 20.0	11.0 < 20.0	10.0 < 20.0	OK				
700φ	800φ	900φ	判定										
12.0 < 20.0	11.0 < 20.0	10.0 < 20.0	OK										

5. 時刻歴応答解析との比較

本建物を応答解析モデルとして性能評価を受ける場合と同様に時刻歴応答解析をおこない告示の要求レベルの検討をおこなった。

5.1 解析モデル

解析モデルは、上部構造各層を1層1質点とし剛性は等価なせん断バネに、免震層は、積層ゴムアイソレータを弾性バネ、鉛ダンパー、鋼製ダンパーをそれぞれ完全弾塑性型、バイリニア型の復元力特性にそれぞれ置換した。入力位置は、基礎底面とし、内部粘性減衰は、上部構造を1%振動数比例、免震層を0%とした。

5.2 検討用地震動波形

検討用地震動は、施行令第81条の2で要求される告示1461号（超高層建物の構造計算）の加速度応答スペクトル（極めて稀に発生する地震動）に観測地震波3位相をフィッティングさせたものである。工学的基盤に直接支持なので表層地盤の増幅率Gsは1.0とした。検討用地震動波形の諸元を表3に示す。

表-3 検討用地震動波形

地震動波形	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	時間刻み (sec)	解析時間 (sec)
告示模擬地震動(八戸)	348.5	48.8	0.02	60.0
同(東北大学)	293.0	52.9	0.02	60.0
同(JMA神戸)	381.2	54.6	0.02	60.0

5.3 検討パラメーター

建築によって柱の鉛直荷重の性状は、ほぼ一義的に決まるので、免震周期を設定すれば積層ゴムの剛性、径および許容変形量はおのずと定まってしまう。そこで、ここではダンパー量と免震部材のばらつきの2つをパラメーターとして告示との比較をおこなった。表4にパラメーターを示す。なお、ダンパー量は、採用した免震部材の個数を増減させて設定した。

表-4 検討パラメーター

ダンパー量 (%)	2.62, 2.86, 2.98, 3.55, 3.85, 4.05, 4.47 (設計値)
免震部材の ばらつき (設計値から のばらつき)	①積層ゴム剛性(+20%)+ダンパー剛性(+10%)+ダンパー降伏耐力(+10%) ②積層ゴム剛性(±0%)+ダンパー剛性(-10%)+ダンパー降伏耐力(-10%) ③積層ゴム剛性(-20%)+ダンパー剛性(-10%)+ダンパー降伏耐力(-10%)

5.4 告示と振動応答解析との比較

解析結果を図5～8に示す。横軸は、ダンパー部材の負担せん断力比率 $\mu = \alpha_s / (\alpha_r + \alpha_s)$ である。各図とも（塗りつぶし+線）がダンパー量の増減、白抜きが免震部材のばらつき、星印が免震告示から定まる設計値である。いずれも神戸位相の地震動による応答結果が最大であった。また、X,Y両方向ともほぼ同様の応答性状であった。

① ベースシヤ係数

ダンパー量を増減してもベースシヤ係数に変化がない安定した領域にあることがわかる。ばらつきを考慮しても設計値（告示の要求するレベル）は、かなり高いことがわかる。

② 転倒モーメント

神戸位相のみダンパー量が多くなるほど応答転倒モーメントが増えているが、ほかの2波についてはあまり変化がなくベースシヤ係数と同様の傾向を示した。こちらもばらつきを考慮しても設計値が高い。

③ 最大変位量

ダンパー量が増えるほど応答変位が減る一般的な傾向を示している。ばらつきを考慮しても設計値が大きめの安全側の設定である。

④ 床応答加速度

床応答加速度は、免震総直上の1階と最上階である4階を示す。

1階より4階のほうが大きく、ダンパー量が増えるに連れて応答加速度も大きくなっている。設計値4階で200(cm/s²)程度であった。

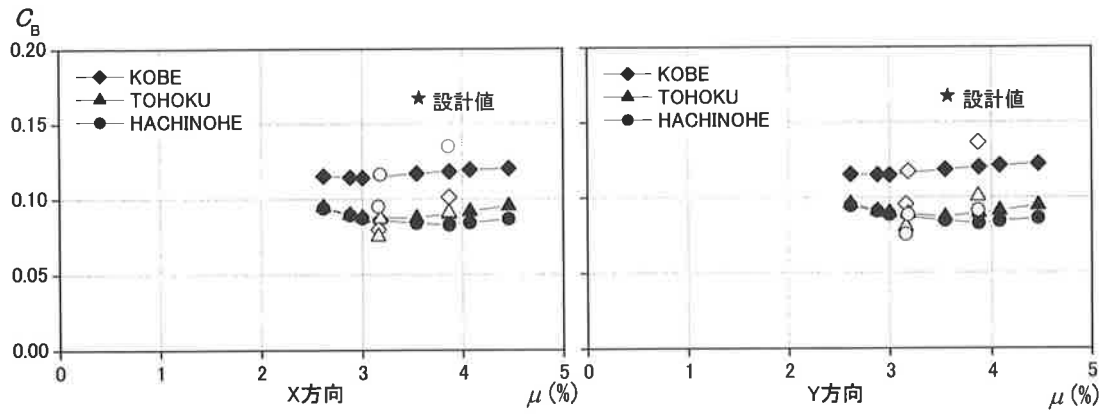


図-5 層せん断力係数 C_B

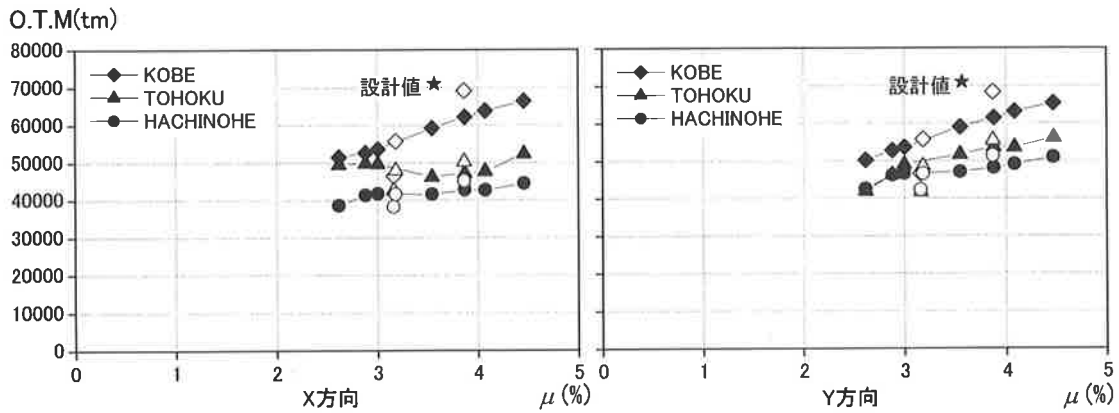


図-6 転倒モーメントO.T.M

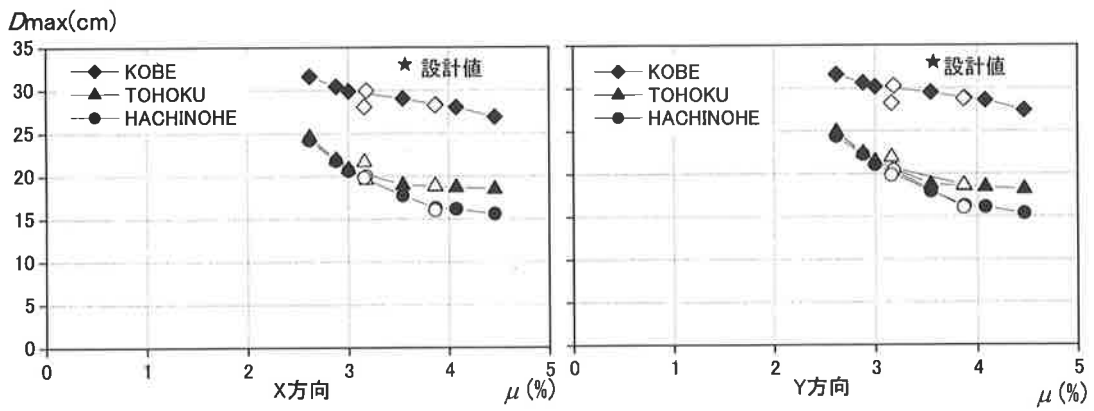


図-7 最大変形 D_{max}

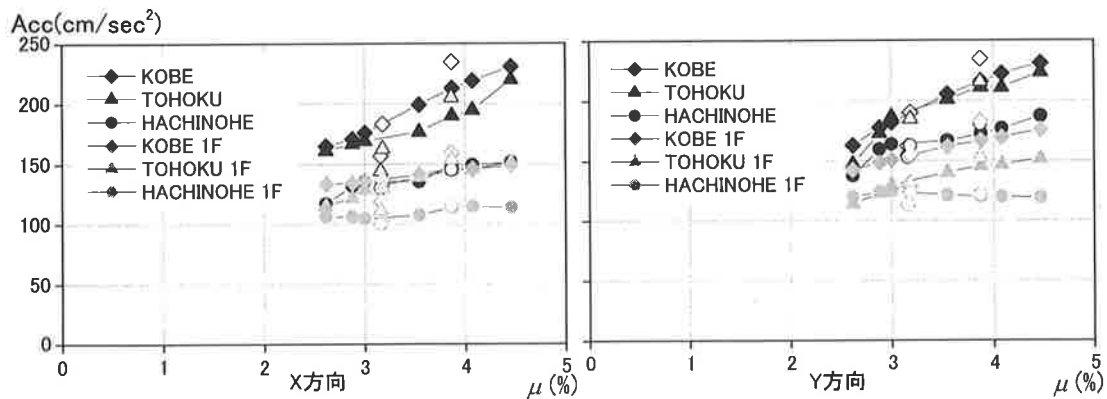


図-8 最大応答加速度 Acc

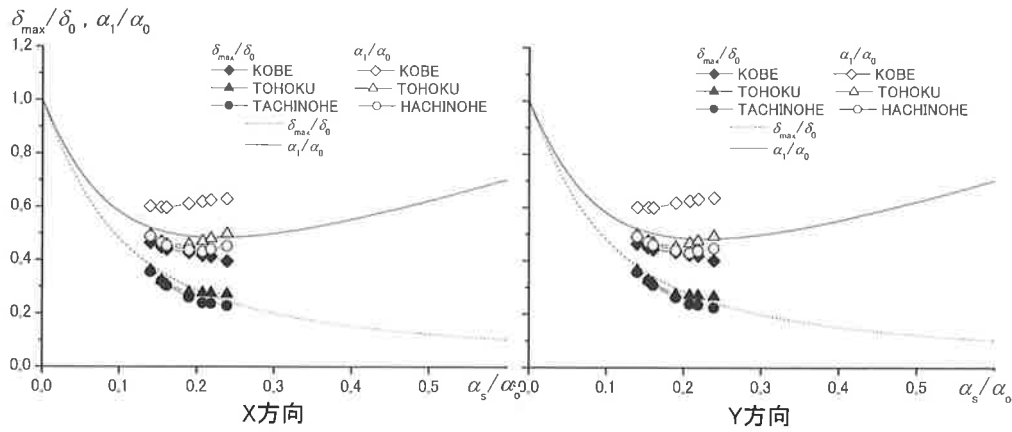


図-9 免震指標との比較

告示の地震力は、限界耐力計算の地震力と同様なので5%減衰の応答スペクトルとして免震構造設計指針¹⁾をもとにエネルギースペクトルを逆算すると入力エネルギーの速度換算値 $VE \approx 113(\text{cm/s})$ となる。これから同指針の設計式と応答結果の比較をおこなった。図9に示すように設計値付近(中央が設計値)は、安定した領域にありダンパーを減らしても応答に変化の少ないことがわかる。

応答解析との比較から告示が要求している免震構造は変位量の制約から最適値よりもダンパー量が若干多めになると考えられる。本建物は4層と比較的低層であるため建物内での床応答加速度の増幅は少ないが、高層建物の場合、ダンパー量の多いことにより床応答加速度が許容できないほど大きくなる可能性もあると考えられる。

上下動についても時刻歴応答解析との比較をおこなった。上下動の加速度応答スペクトルは、告示第1461号でも記述されていないため「設計用入力地震動の作成手法技術指針(案)」²⁾の水平動スペクトルに対する上下動スペクトルの比率を告示のスペクトルに乗じて水平動と同様の位相特性を用いて地震動を作成した。入力損失は、免震層と地盤の間にダッシュポット³⁾を介してモデル化した。応答解析の結果、震度換算で0.35G程度とやや大きな値となったが、位相差や若干大きめの水平動との組み合わせ等を考慮すると告示はほぼ妥当な値と考える。

6. おわりに

告示を満足させるため本建物は、特に大地震(極めて稀に発生する地震動)に対して安全性の高

い構造計画となっている。CFT構造+耐火設計を採用することで、より合理的な構造計画・耐火被覆の軽減が図れたと考える。

Gsの割増のない工学的基盤に直接支持させる良好な地盤条件の場合には免震告示の要求レベル・応答量の予測はおおむね妥当であり、要求内容にバランスを欠く面もあるが、設計を安全側に簡便にする告示の意図はある程度達せられていると考える。ただし、高山⁴⁾も指摘するように免震告示には適用範囲が明示されていないためこれまで一般的に設計されている範囲を超える場合には時刻歴解析との比較等の検証が必要と考える。

新都市ハウジング協会の施工審査も含めると、申請があと1ヶ月遅かったり施工者選定が遅れたりしたら法規の制約上、本構造計画・防災計画は実現していなかった。綱渡りのスケジュールに協力していただいた関係者、着工後間を置かず施工審査をまとめていただいた施工者の皆様、この場を借りて感謝します。

【参考文献】

- 1)日本建築学会：免震構造設計指針1989年版
- 2)建設省建築研究所・(財)日本建築センター：設計用入力地震動作成手法(案)
- 3)和泉正哲 他：成層地盤の地震応答解析 質点系モデルと加速度入射波を用いた計算例、日本建築学会大会学術講演梗概集1972年10月
- 4)高山峯夫、森田慶子：免震建築物告示における上部構造のせん断力係数に関する考察、日本建築学会大会学術講演梗概集2002年8月