

弾性すべり支承を用いた免震建物の設計

清水 欽也* 坂本 隆之**
 細井 泰行*** 小林 秀如*
 五十嵐 信一**** 磯貝 哲也*****

要旨

免震建物が数多く建設される中、さまざまな建物用途や規模に対応すべく、新しいタイプの免震装置が開発、実用されてきている。そのうち、弾性すべり支承は、建物を長周期化ができること、高い減衰能力が発揮できることから、現在数件の免震建物へ採用されてきている。本報告では弾性すべり支承を採用した免震建物の設計例について報告する。弾性すべり支承は減衰力として摩擦力を利用するため、すべり材の動摩擦係数に関する特性把握が重要となる。本建物では動摩擦係数の評価として実験値を設計に採用した。上部構造の耐震安全性の検討は、ねじれ振動を評価できるモデルで地震応答解析を行い、設計クライテリアを満足していることを確認した。最後に高減衰積層ゴムを使用した場合と比較を行った。その結果、免震建物の長周期化が可能になること、高い減衰能力を付加できることが確認できた。

1. はじめに

阪神大震災以降、耐震安全性への関心が高まり、免震建物は急激に増えてきている。用途についても、集合住宅をはじめ、公共的な建物である官庁や病院、機能維持が重要視されるオフィスや電算機センターなどへ適用されてきている。建物の規模や構造に関しても、かつては免震に不向きであるとされていた高層建物や戸建住宅などへ適用が実現されてきている。また、免震構造を実現するためのデバイスとして、積層ゴム支承単独ではなく数種の免震装置を組み合わせたものや積層ゴム支承以外の新しいタイプの機構を有する免震装置も開発され実用化されてきている¹⁾。本報では、新しいデバイスとして弾性すべり支承免震装置（以下、すべり支承と呼ぶ）を適用させた免震建物の設計例について報告する。

2. 弾性すべり支承免震装置

2.1 すべり支承の概要

すべり支承の免震のメカニズムは、ある大きさ以上の水平力を受けた場合、つまりすべり材の動摩擦係数以上になった場合にすべり材とすべり板の間にすべりが発生し、

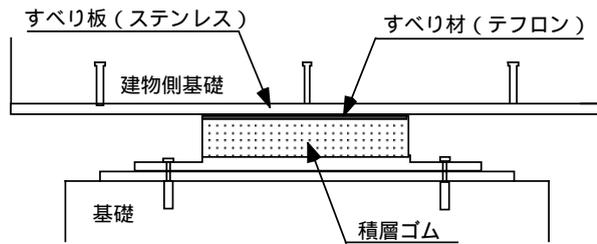


図-1 すべり支承の外観

その摩擦抵抗力を減衰力として利用するものである。すべり支承の特徴は大きく2点挙げられる。第一に、動摩擦力による大きな履歴減衰性能を安定して発揮できること、第二に、すべり出すことにより見かけ上剛性が非常に小さくなり、免震建物の長周期化が実現できることである。すべり支承の構造は、積層ゴムとすべり材で構成されている。強風時や小地震時にはすべりを発生させず積層ゴム部分が弾性変形し剛性を確保する。大地震時にはすべりが発生し、摩擦抵抗力を得るものである。図-1にすべり支承の外観を示す。すべり支承の構成材料として、積層ゴムに天然ゴム、すべり材に四フッ化エチレン（テフロン）、すべり板にステンレス板を用いている。表-1に設計例に用いたすべり支承の諸元を示す。

表-1 すべり支承の諸元

型番		SL060GC	SL070GC	SL080GC
ステンレス板	寸法 (mm)	1800×1800	2000×2000	1800×1800
	厚さ (mm)	3	3	3
	外径 (mm)	600	700	800
すべり材	厚さ (mm)	3	3	3
	せん断弾性係数 (kg/cm ²)	12	12	12
積層ゴム	ゴム厚さ (mm)	7.5	8.7	10.0
	層数	8	7	6
	鋼板外径 (mm)	600	700	800

2.2 動摩擦係数

すべり支承の性能は、通常の免震装置と同様に使用状態や使用環境に依存する度合いが、コンクリートや鉄骨などの一般的に用いられる建築部材に比べ大きい。一般にすべり支承の性能に影響を与える要因としては、すべり支承に作用する面圧、加力速度、繰り返し回数および

*建築設計部 **東京支店 ***大阪支店 ****プロジェクト推進部 *****技術研究所

環境温度などが挙げられる。すべり支承は減衰力として動摩擦力を利用しているため動摩擦係数の把握が重要となる。その動摩擦係数に対して特に敏感に影響を与えるものとして面圧依存性と速度依存性がある。以下では面圧依存性および速度依存性に関する免震装置のメーカー公称値(実験結果)²⁾を示す。図-2は面圧をパラメータとした静的加力実験結果によるものである。横軸は面圧を、縦軸は動摩擦係数を示したものである。図より、面圧が増加するに従い動摩擦係数は減少することがわかり、面圧の変動が少ない状態での使用が要求される。

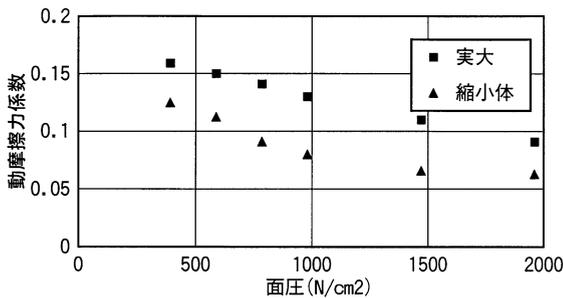


図-2 面圧と動摩擦係数の関係

図-3に加力速度をパラメータとした実験結果²⁾を示す。横軸はすべり支承に作用させるせん断力の加力速度で、縦軸は動摩擦係数を示している。動摩擦係数は、加力速度が増加するに従い指数関数的に増加する傾向にあるが、速度の大きい領域では比較的安定している。

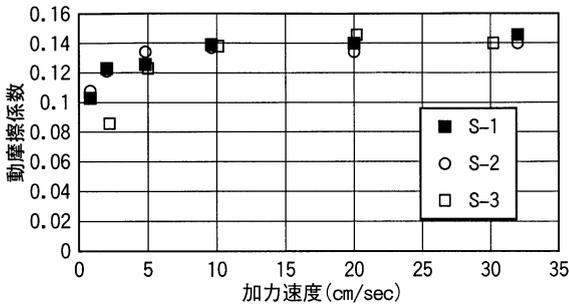


図-3 加力速度と動摩擦係数の関係

2.3 すべり支承のモデル化

図-4にすべり支承の荷重変形曲線²⁾を示す。図によると静摩擦力は大きなせん断力となるが、すべりが発生する動摩擦力ではほぼ一定値となり安定している。地震動のように繰り返し力が作用する場合には、すべり支承はバイリニア型の復元力特性でモデル化できるものと考えられる。バイリニアのモデル化として、初期剛性は積層ゴム部の弾性剛性で評価し、降伏荷重は動摩擦力で評価する。降伏荷重は動摩擦係数と軸力の積で表される。動摩擦係数は式(1)で示すように、面圧依存性と速度依存

性を考慮している。

$$\mu d = () \times \mu d80 = (1.2458 - 0.003) \times (0.1099V^{0.0863}) \dots (1)$$

ここに、 μd : 動摩擦係数
 (): 面圧補正係数
 : 面圧 ($\times 9.8 \text{ N/cm}^2$)
 $\mu d80$: 加力速度による関数
 V : 加力速度 (cm/sec)

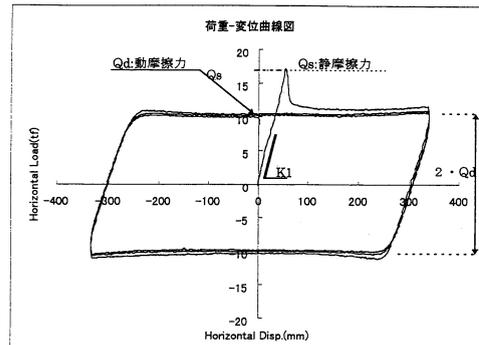


図-4 すべり支承の荷重変形曲線

3. 建物概要

すべり支承を使用した建物について述べる。本建物は東京都内に計画された地上10階建てであり、用途は病院である。総合病院であることから災害時の拠点となる必要性かつ、さらなる耐震安全性の向上を目指し、免震構造を採用した。表-2に建物の概要を示す。

表-2 建物の概要

主要用途	病院
敷地面積	1610m ²
建築面積	1196m ²
建ぺい率	74.3%
延べ面積	7648m ² (そのうち駐車場1217m ²)
容積率	339.8% (容積対象面積6430m ²)
階数	地下なし、地上10階、塔屋1階
建物の高さ	39.05m、軒高34.75m、基準階高2.9m
構造	鉄筋コンクリート造
基礎	杭基礎(場所打ちコンクリート杭)

4. 構造設計概要

4.1 上部構造

図-5に基準階伏図を、図-6に軸組図(Y1通り)を示す。上部構造は鉄筋コンクリート造、地下なし、地上10階、塔屋1階である。規模は、軒高34.75m、X方向33.0m(4スパン)、Y方向29.0m(5スパン)である。平面形状は

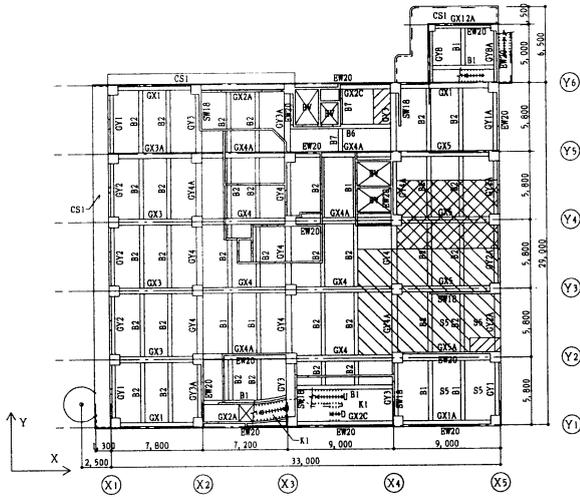


図 - 5 基準階伏図

1階がほぼ正方形であるが、立面形状は3階からセットバックしており、偏心率が0.15を越える階がある。構造形式としては、ラーメンと耐震壁が混在しており比較的壁量の多い架構となっている。そこで強度抵抗型の架構を目指した。基本的には構造スリットを設置しない計画としているが、短柱や短梁となる部材には構造スリットを設置した。袖壁、垂れ壁および腰壁の剛性は剛域として評価し、耐力は袖壁付き柱として評価した。

4.2 免震装置

免震装置は高減衰積層ゴムとすべり支承の2種類を使用し、1階柱下に設置した基礎免震としている。免震層のねじれ剛性を確保するために高減衰積層ゴムを建物外周部に設置し、すべり支承は軸力変動の小さな建物中央部に設置した。最適なすべり支承の軸力負担率(免震装置全体に対するすべり支承の割合)は4割程度と報告³⁾

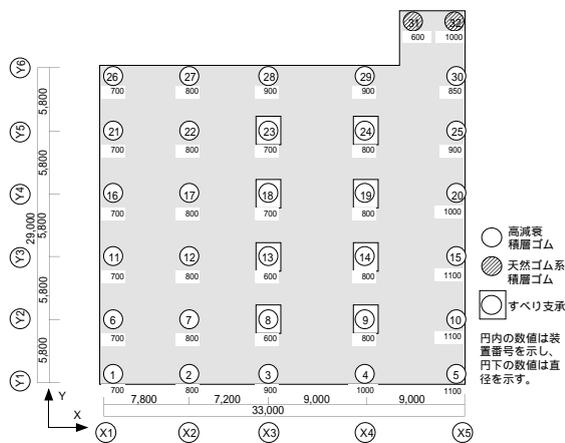


図 - 7 免震装置配置図

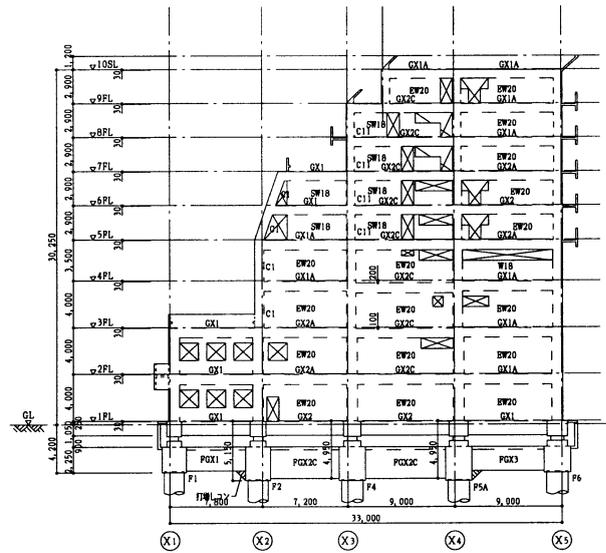


図 - 6 軸組図(Y1通り)

とされている。本免震建物では全免震装置32基のうちすべり支承8基であり、軸力負担率は35.5%となっている。図 - 7 に免震装置配置図を示す。

4.3 基礎構造

本建物の計画敷地の地層は、沖積層、七号地層、東京層から構成されている。PS検層結果から地盤の卓越周期は0.48秒程度であり、第二種地盤であると判断した。表層地盤が粘性土であることから液状化の可能性は少ないと判断した。基礎構造は、GL-30m以深の細砂層(東京礫層)を支持層とした場所打ち鉄筋コンクリート杭基礎とした。図 - 8 に土質柱状図を示す。

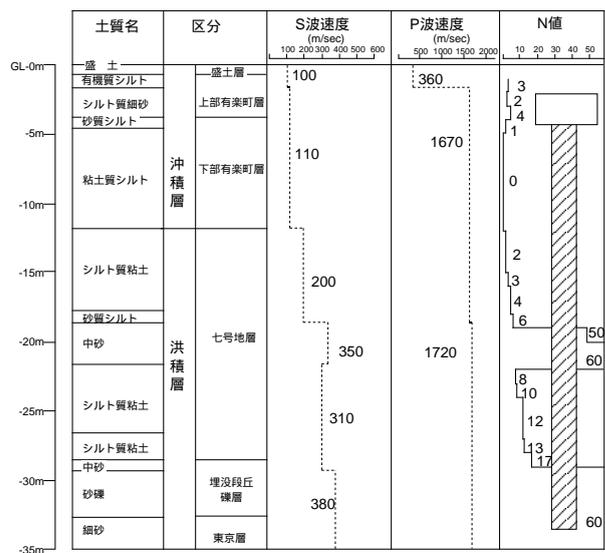


図 - 8 土質柱状図

4.4 設計クライテリア

本建物の耐震設計における設計クライテリアを表-3に示す。耐風設計に関しては、強風時の免震装置の変形と通常時の居住性の検討を行う。

表-3 設計クライテリア

地震動のカテゴリ	レベル1 C1	レベル2 C2
入力地震動	建築物の建設敷地において耐用年限中に一度以上受ける可能性が大きい地震動	建築物の建設敷地において将来受けることが考えられる最強の地震動
上部構造	・最大応答層間変形角が1/2000以内 ・部材応力は短期許容応力度以内	・最大応答層間変形角が1/1000以内 ・部材応力は短期許容応力度以内
免震装置	・最大応答せん断ひずみが100% (約20cm) 以内 ・引張力が生じない	・応答せん断ひずみが200% (約40cm) 以内 ・引張力が生じない
基礎構造		・履歴ループが安定変形以内 ・杭応力は短期許容応力度以内 ・地中梁応力は短期許容応力度以内

5. 地震応答解析

5.1 解析モデル

本建物の上部構造は一部の階で偏心率が0.15を越えていること、片側セットバックによる重心の偏在を考慮して、水平2方向および鉛直軸回りの回転の3自由度を持つモデルとした。基礎は図-9に示すように解析モデルは、免震層を最下層にもつ11質点とした。

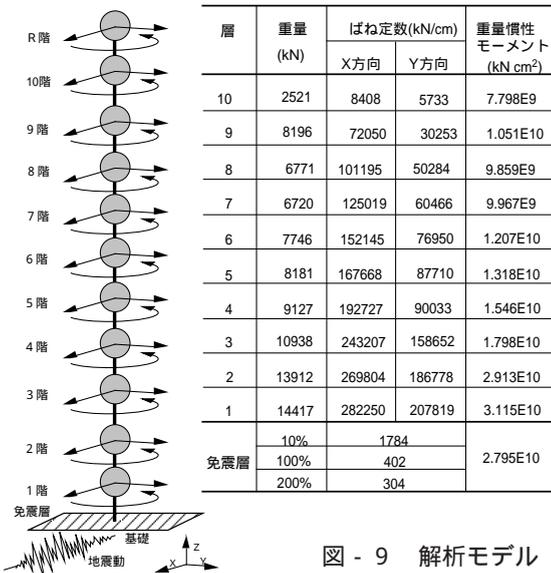


図-9 解析モデル

上部構造は荷重増分解析より得られた各層の荷重変形曲線をもとに各フレーム毎にトリリニア型の等価せん断ばねでモデル化した。復元力特性は武田モデルとし、除荷時剛性低下指数を $\alpha=0.4$ とした。減衰は基礎固定時の1次振動に対し、 $h=0.02$ の内部粘性減衰を考慮した。免震層は、高減衰積層ゴムを修正バイリニア型モデル、すべり支承をノーマルバイリニア型モデルとし、内部粘性減衰は考慮しないこととした。

5.2 入力地震動

入力地震動は、標準的な地震動、長周期成分を含む地震動、および地域特性を表す地震動として南関東地震を想定した模擬地震動を用いた。地震動の大きさはレベル1をC1、レベル2をC2とした⁴⁾。図-10に入力地震動の台形スペクトルを示す。模擬地震動は、地震活動度より当該敷地で考慮すべき地震動を想定し、翠川・小林の方法⁵⁾を用いて工学的基盤面上で速度応答スペクトルを算出した。地表面の地震動は表層地盤の非線形性を考慮して求めた。南関東地震を想定した模擬地震動をこれより以下の図表中で「SSWAVE」と記す。

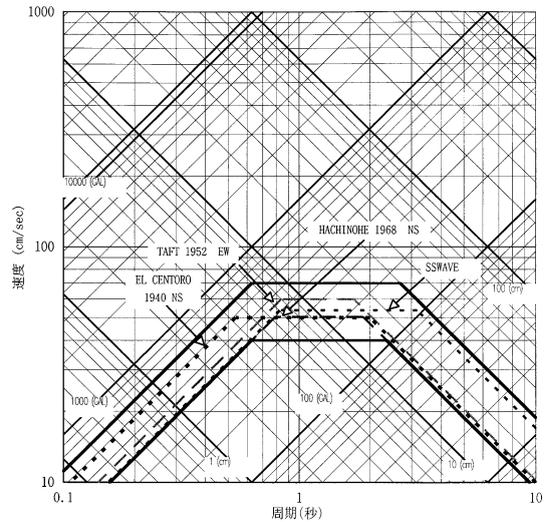


図-10 入力地震動の台形スペクトル

5.3 応答解析結果

図-11に固有値解析結果を示す。上部構造は1次にY方向が卓越し0.34秒、X方向は0.26秒と比較的硬い建物となっている。免震層を考慮した場合、X方向Y方向ともに、免震層のせん断ひずみ100%時の等価剛性で3.3秒、200%時で3.7秒と長周期化が図られていることが確認できた。

		1次	2次	3次	
上部構造のみ		0.34	0.26	0.21	
免震建物	せん断ひずみ	10%時	1.59	1.56	1.41
		100%時	3.27	3.25	2.47
		200%時	3.75	3.73	2.83

単位: 秒

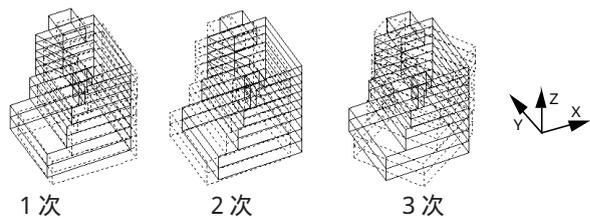


図-11 固有周期

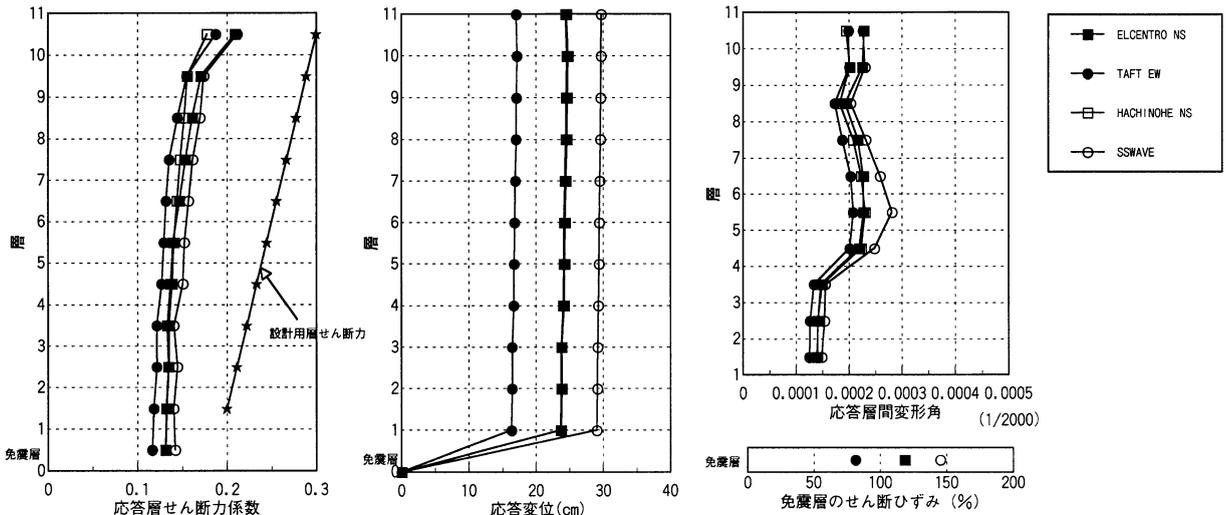


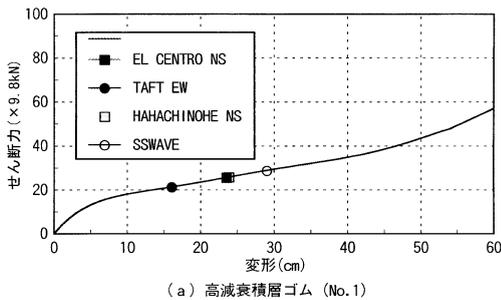
図 - 1 2 最大応答値 (Y方向レベル2)

図 - 1 2 に Y 方向のレベル 2 地震動に対する最大応答値を示す。最大応答層せん断力係数は、設計用せん断力係数以内であり、ベースシア係数は最大で 0.14 である。最大応答層間変形角は 5 階で最大値が発生し 1/3560 であり、設計クライテリアの 1/1000 以内である。免震層のせん断ひずみは最大で 145% であり、設計クライテリア 200% 以内である。なおいずれもの最大応答を発生させる地震動は「SSWAVE」である。図 - 1 3 に免震装置のスケルトン上に最大応答値をプロットしたものを示す。すべり支承では、降伏荷重を越えており、すべりが発生していることが確認できる。ここで示した応答解析の他に免震装

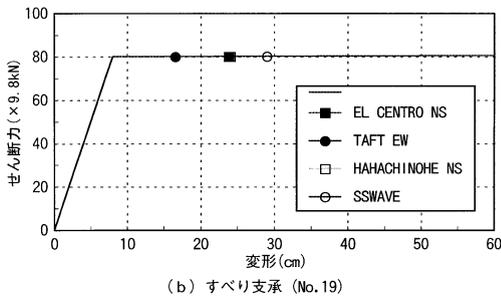
置のばらつきを考慮した検討、地震動の上下動を考慮した検討、およびレベル 2 地震動を上回る地震動を用いて本免震建物の安全余裕度の確認も実施している。表 - 4、5 に、免震装置が標準状態とばらつきを考慮した場合について、レベル 2 の応答解析結果のまとめを示す。

表 - 4 レベル 2 応答解析結果のまとめ (標準)

検討部位	検討項目	単位	設計 クライテリア	応答値	
				X方向	Y方向
上部構造	層間 変形角	rad	1/1000	1/5405	1/3560
	ベースシ ア係数		0.20	0.143	0.140
免震装置	せん断 ひずみ	%	200	145.9	145.2
	最大面圧	N/cm ²	1960.0	1469	1641
	最小面圧	N/cm ²	0.0	59	28
基礎構造	層せん断 力係数		0.23	0.141	0.141



(a) 高減衰積層ゴム (No.1)



(b) すべり支承 (No.19)

図 - 1 3 免震装置の最大応答値 (Y方向レベル2)

表 - 5 レベル 2 応答解析結果のまとめ (ばらつき)

検討部位	検討項目	単位	設計 クライテリア	応答値	
				X方向	Y方向
上部構造	層間 変形角	rad	1/1000	1/5085	1/2446
	ベースシ ア係数		0.20	0.171	0.171
免震装置	せん断 ひずみ	%	200	123.9	124.9
	最大面圧	N/cm ²	1960.0	1507	1699
	最小面圧	N/cm ²	0.0	42	3

6. 高減衰積層ゴムを用いた場合との比較

本建物では免震構造の性能向上(減衰性能および長周期化)を目指し、すべり支承を採用した。ここでは、免震装置をすべて高減衰積層ゴムとした場合の計算結果と比較して、すべり支承の効果を確認した。新たに設置した高減衰積層ゴムは、面圧980N/cm²程度になる大きさのものを用いた。

表-6に固有周期の比較を示す。弾性すべり支承を用いた場合の1次固有周期(せん断ひずみ100%時)はT=3.27秒であり、高減衰積層ゴムを用いた場合の1次固有周期T=2.66秒に比べ建物の固有周期が長周期化していることが確認できた。

表-6 免震建物の固有周期の比較

	1次	2次	3次
すべり支承	3.27	3.25	2.47
高減衰積層ゴム	2.66	2.64	2.35
すべり/高減衰	1.2	1.2	1.1

単位:秒

応答解析の比較として、図-14にY方向レベル2地震時の最大層せん断力と最大変形を示す。層せん断力および変形ともに、弾性すべり支承を用いた方が、最大応答値は小さくなっており、免震の性能が向上していることが確認できた。

7. まとめ

本報告では、すべり支承を用いた免震建物の設計例を示し、以下のことが確認できた。いずれの応答値も設計クライテリアを満足しており、本建物の耐震安全性が確保されていると判断した。高減衰積層ゴムを用いた場合と比較した結果、すべり支承を用いた場合は建物全体の固有周期が2割程度伸び、応答値も小さくなっているこ

とが確認できた。建物の形状にもよるが、すべり支承が免震建物のさらなる耐震安全性向上に有効であることがわかった。

参考文献

- 1) 北川良和ほか：免震建築の基本と実践、建築技術、pp.116 ~ 117、1999. 3
- 2) プリヂストン資料、1998. 3
- 3) 富島誠司ほか：複合支承方式による免震構造の設計法開発、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.579 ~ 588、1995. 8
- 4) (財)日本建築センター免震構造評定委員会：免震建築物の評定用資料の作成方法とその解説について、ビルディングレター、pp.55 ~ 75、1996. 11
- 5) 翠川三郎ほか：地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定、日本建築学会論文報告集、第282号、pp.71 ~ 81、1997

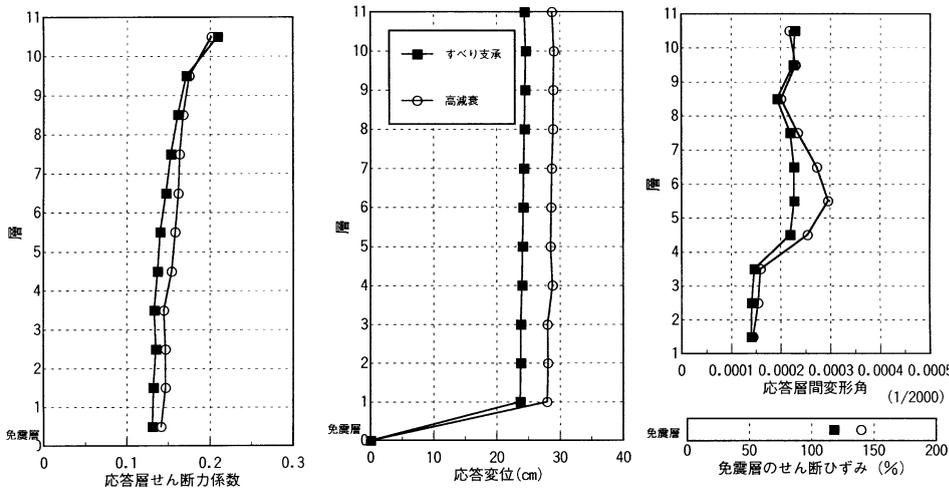


図-14 最大応答値の比較(レベル2 Y方向)