

プレストレスト鉄筋コンクリート梁を採用した免震事務所ビル

星野 昭雄* 都祭 弘幸*
前島 克朗**

要 旨

本建物は、「高い耐震性能を確保し、大地震後においても所要の建物機能を維持する」目的で免震構造を採用した9階建て事務所ビルである。一般的に事務所ビルの計画では、執務室に柱のない大きな空間が求められるため、構造種別を鉄骨造とした大スパン・軽量化事例が多数を占める。

しかしながら、「建物の固有周期を長周期化することで地震入力を低減し、かつ免震層で大きなエネルギー吸収を図り建物全体の耐震性能を向上する」という「免震構造の基本原則」においては、比較的固有周期が長い鉄骨造と免震構造との組み合わせは、その免震効果という点で疑問がある。

そこで、耐震性能、経済性、施工性の観点から構造種別を検討し、スパン約13mの梁をプレストレスト鉄筋コンクリート構造（種PC）とした鉄筋コンクリート造を採用した。

本報では、免震設計の導入手法、および動的解析結果を示すとともに、構造種別を選定する際の検討内容について述べる。また、プレストレスト鉄筋コンクリート大梁の設計手法と設計例を示す。

1. 建築概要

本建物は、横浜市神奈川区（横浜駅周辺）に計画された地上9階建ての事務所ビルである。

外観パースを図-1に、基準階平面を図-2に示す。基準階は長辺方向約28.2m、短辺方向約19.6mで、短辺方向片側にコア部と約13mスパンの執務空間を有するほぼ整形な平面計画である。建物高さと建物幅との比（アスペクト比）は短辺方向で1.9である。

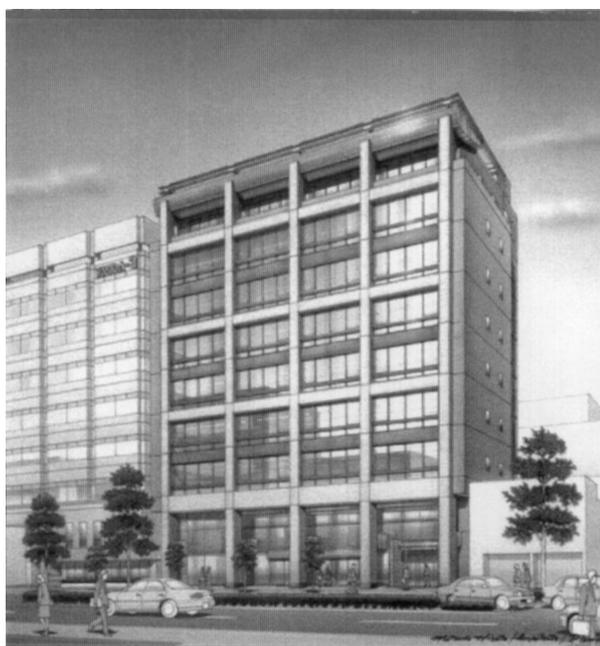


図 - 1 外観パース

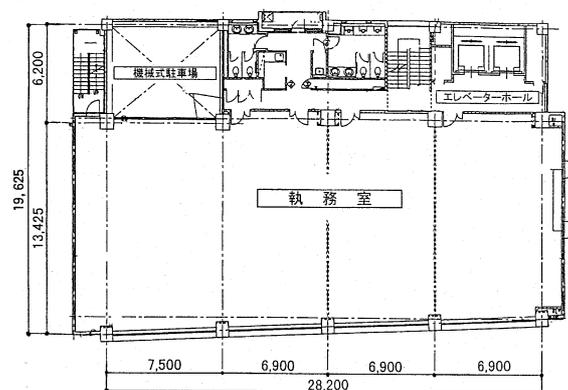


図 - 2 基準階平面図

建築場所	: 神奈川県横浜市神奈川区鶴屋町
用途	: 事務所、店舗
敷地面積	: 820.89m ²
建築面積	: 614.31m ²
延床面積	: 5185.54m ²
基準階面積	: 547.26m ²
建ぺい率	: 74.93%
階数	: 地上9階、塔屋1階
軒高	: 34.48m
最高高さ	: 35.70m
基準階階高	: 3.80m

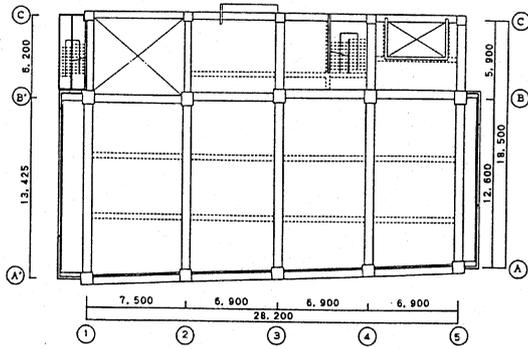


図 - 3 基準階伏図

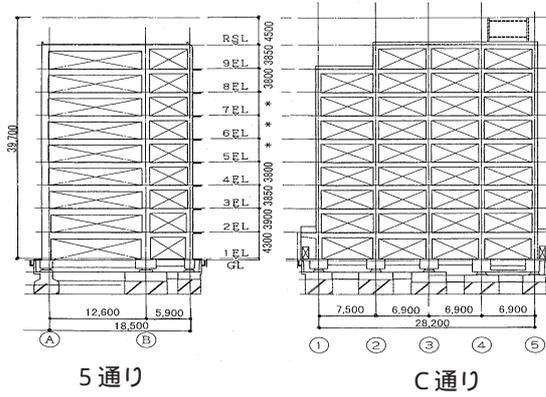


図 - 4 軸組図

2. 構造計画概要

2.1 構造種別の検討

基準階伏図を図 - 3 に、軸組図を図 - 4 に示す。架構は長辺方向4スパン、短辺方向2スパンの純ラーメン構造であり、基礎部に免震層を設けている。

本計画では、冒頭で記述したように上部構造の構造種別を、耐震性能、経済性、および施工性の観点から選定した。検討した構造種別、検討条件、検討方法などの概略を表 - 1 ~ 4 に示す。

表 - 1 上部構造の構造種別

名称	架構の構造種別
SRC 造	柱・梁共に SRC
SRC+S 造	柱 SRC・梁 S
S 造	柱・梁共に S
RC 造	柱・梁共に RC(梁：Ⅲ種 PC)

表 - 2 検討条件・検討方法

①	ベースシャ係数 $C_b=0.15$ として許容応力度設計(簡略設計)し、各構造種別の部材断面を決定する。
②	免震装置を上部構造の長期軸力に応じて、かつ免震層の偏心率が1%以下となるよう配置する。
③	最大速度を一律 50cm/sec とした入力地震動に対して動的応答解析を行う。

表 - 3 採用地震波(最大速度を50cm/secに基準化)

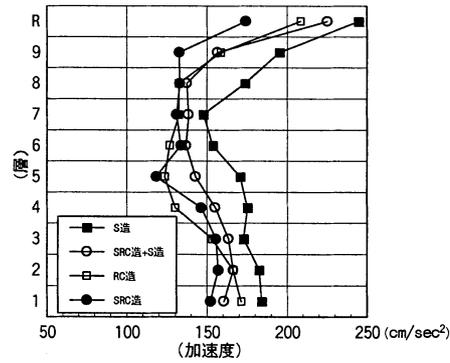
地震波名	最大加速度 (cm/sec ²)
El Centro 1940 NS	510.8
Taft 1952 EW	496.6
Hachinohe 1968 NS	255.4

表 - 4 免震効果の判断基準

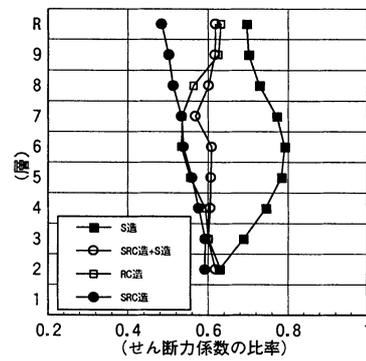
応答加速度	全層 200cm/sec ² 以内
層せん断力	全層 設計せん断力以内
層間変形角	全層 1/200(rad)以内
免震装置変形量	40cm 以内

2.1.1 免震効果の比較

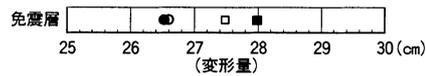
動的応答解析結果(入力地震波3波に対する最大値)を図 - 5、表 - 5 示す。



(a) 各層の最大応答加速度



(b) 設計用層せん断力係数に対する応答層せん断力係数の比率



(c) 免震装置変形量

図 - 5 動的応答解析結果

表 - 5 応答解析結果一覧(最大値)

構造種別	S造	SRC+S造	SRC造	RC造
加速度 (cm/sec ²)	244.9	225.3	174.2	208.6
層せん断力 係数比	0.79	0.62	0.59	0.63
層間変形角 (rad)	1/228	1/229	1/401	1/321
免震層 変形量(cm)	28.0	26.5	27.5	26.6

応答解析結果では最上層の応答加速度を除き、いずれの構造種別においても設定した免震効果の判断基準を満足している。

しかしながら、S造は他の構造と比較した場合、全層において応答加速度が大きな値を示すとともに設計用層せん断力に対する余裕度が小さいことがわかる。またS造とSRC+S造の層間変形角は1/200程度でSRC造、RC造に比べて大きな値となっている。これらより、検討対象とした構造種別においてはS造の耐震性能が最も低いと判断し、表 - 6 のように評価した。

表 - 6 免震効果の比較

構造種別	S造	SRC+S造	SRC造	RC造
免震効果*1	4	3	1	2

*1 免震効果の高い順に1～4とする。

2. 1. 2 躯体コストと施工性による比較

基準階の部材断面より算出した躯体コストをRC造を基準(100%)として算出すると表 - 7 のようになる。なお、躯体コストには免震装置も含まれている。また、現場周辺の道路状況、および敷地の状況を考慮し施工性に関しては表 - 8 のように評価した。

表 - 7 躯体コストの比較

構造種別	S造	SRC+S造	SRC造	RC造
コスト(%)	91%	128%	133%	100%

表 - 8 施工性の比較

構造種別	S造	SRC+S造	SRC造	RC造
施工性*2	2	3	4	1

*2 施工性の良い順に1～4とする

以上の比較検討より、本計画においては梁をプレストレスト鉄筋コンクリート造とした鉄筋コンクリート造を採用した。以下にプレストレスト鉄筋コンクリート梁の採用により、執務室の大きな空間を確保した免震事務所ビルの実施設計概要とその耐震性能について述べる。

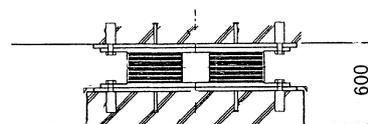
3. 構造設計概要

3. 1 敷地地盤・基礎概要

本敷地は神奈川県東部に位置し敷地および周辺は沖積層が薄く、表層のほとんどは埋土で覆われている。地層はGL-3.5mまでがN値1～2の埋土、GL-5.5mまでがN値50程度の細砂層であり、以深はN値50以上の固結砂質シルト(泥岩)が続いている。PS検層結果から地盤の固有周期を求めると約0.39秒となり第二種地盤と判断される。また、地層構成と土質から液化の可能性はないと判断した。本建物の基礎構造はRC造独立フーチング基礎(一部布基礎)とし、ラップルコンクリートを介してGL-5.5mの固結砂質シルト層を支持層としている。

3. 2 免震装置の概要

本建物で使用した免震装置は、高減衰積層ゴムであり図 - 6 に示すように各柱下に計15個、長期荷重に対する面圧が100kgf/cm²(9.8N/mm²)以下、かつ免震層での偏心率が1%以下になるように配置している。



高減衰積層ゴム

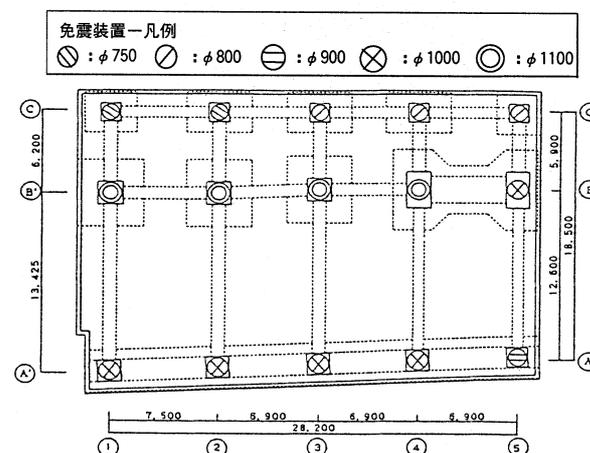


図 - 6 免震装置配置図

3. 3 耐震設計

3. 3. 1 設計用地震動

設計用地震動の一覧を表 - 9 に、入力地震動の台形スペクトルを図 - 7 に示す。日本建築センター保有の記録地震波3波と、地域特性を考慮した地震波として横浜市高層建築物耐震指導基準策定委員会で策定した横浜標準波(模擬地震動)を用い、地震発生確率を考慮して入力レベルをカテゴリーC₁、C₂と定めた。

表 - 9 設計用地震動一覧

レベル	レベル1 の地震動	レベル2 の地震動
カテゴリー	C ₁	C ₂
El Centro 1940 NS	3 1 9 cm/sec ² 2 7 cm/sec 7. 5 cm	6 3 8 cm/sec ² 5 2 cm/sec 1 5 cm
Taft 1952 EW	2 9 3 cm/sec ² 3 0 cm/sec 7. 5 cm	5 8 6 cm/sec ² 6 0 cm/sec 1 5 cm
Hachinohe 1968 NS	2 2 7 cm/sec ² 3 2 cm/sec 7. 5 cm	4 5 4 cm/sec ² 6 4 cm/sec 1 5 cm
模擬波 横浜標準波	1 5 6 cm/sec ² 2 3 cm/sec 7. 5 cm	3 1 1 cm/sec ² 4 6 cm/sec 2 1. 5 cm

注) 各数値の上段は地震動の最大加速度、中段は最大速度、下段は最大変位を示す。

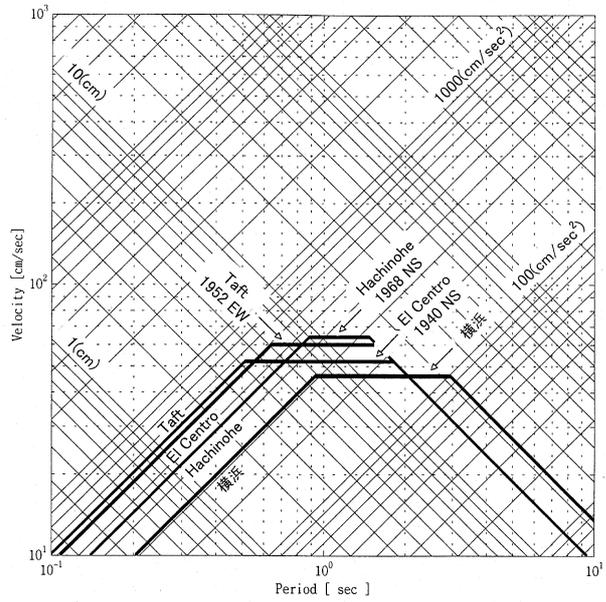


図 - 7 入力地震動の台形スペクトル

3. 3. 2 目標耐震性能と設計手法

建物各部の目標耐震性能を表 - 10 に示す。

1) 上部構造

設計用地震外力分布は、レベル2 に対する予備応答解析結果の応答層せん断力係数を包絡するA_i 分布とし、ベースシャ係数は0.15とした。

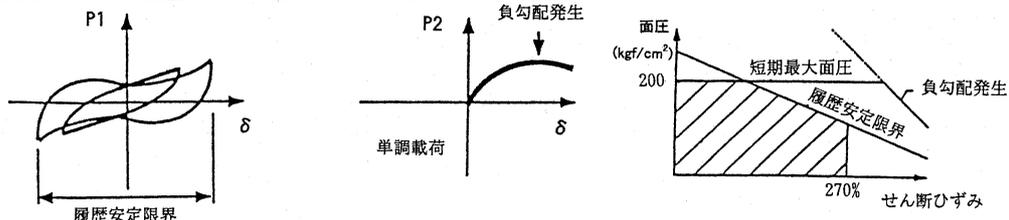
2) 下部構造

上部構造より伝達される水平荷重と地下部分に作用する水平荷重 (水平震度 K₀=0.5) を合計したものを基礎設計用せん断力とした。

表 - 10 目標耐震性能

レベル	レベル1 の地震動	レベル2 の地震動
カテゴリー	C ₁	C ₂
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	<ul style="list-style-type: none"> 最大応答層間変形角が 1/400 以内 最大応答層せん断力が設計用層せん断力以内 	<ul style="list-style-type: none"> 最大応答層間変形角が 1/200 以内 最大応答層せん断力が設計用層せん断力以内
免震装置	<ul style="list-style-type: none"> 応答せん断ひずみは 150% (約 24cm) 以内 引張り力は生じない 	<ul style="list-style-type: none"> 応答せん断ひずみは 270% (約 43cm) 以内 最大面圧 200kgf/cm² (19.6N/mm²) 以内 履歴ループが履歴安定限界内*3 引張り力は生じない
下部構造		<ul style="list-style-type: none"> 基礎に作用する最大応答層せん断力が地盤のすべり抵抗以下 地中梁は短期許容応力度以内

*3 履歴安定限界内とは、履歴ループが部分的に負勾配とならない安定した履歴ループの限界内を示す。



注) 図中 P1 は水平荷重、P2 は鉛直荷重、δ は水平変形を示す。

3) 許容応力度設計

1) で定めた設計用地震力に対し許容応力度設計を行う。このとき、プレストレスを導入する梁、および接合部材にはプレストレス導入による付加応力を考慮する。また、1階梁と地中梁には、レベル2の地震動で発生することが予想される免震装置のP-効果(大変形ともなう鉛直軸力の影響)による付加応力を考慮する。

4) 静的増分解析

静的増分解析から得られる荷重-変形曲線より動的応答解析に用いるスケルトンカーブを設定する(図-8参照)。また、解析結果から弾性限耐力^{*4}と保有耐力^{*5}を設定する。

*4: 一部の部材にヒンジが発生した時点を建物全体の弾性限耐力とする。

*5: ある階の層間変形角が1/100に達したときを建物全体の保有耐力とする。

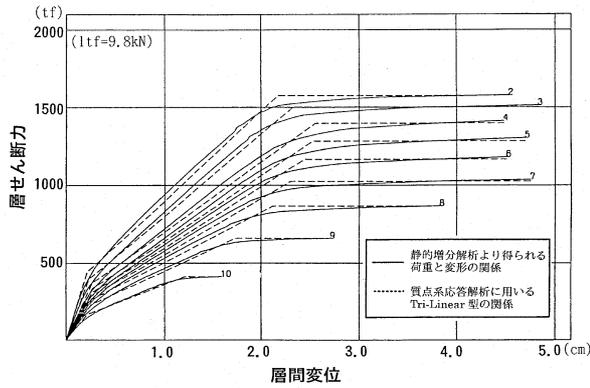


図-8 短辺方向の層のスケルトンカーブ

4. 地震応答解析結果と耐震性能

4.1 質点系地震応答解析モデル

解析モデルを図-9に示す。上部構造は各階床位置に質量を集約し、免震装置を等価なスウェイロッキングばねに置き換えた10質点系等価せん断型である。

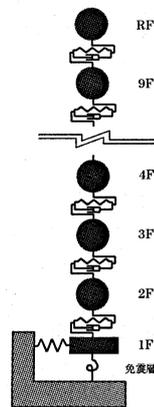


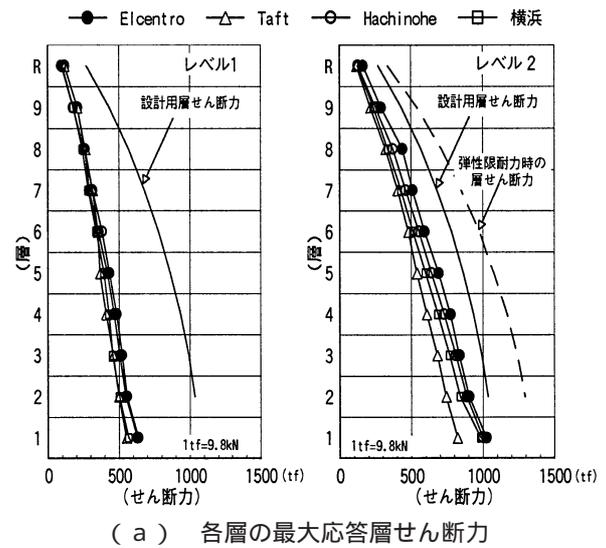
図-9 地震応答解析モデル

上部構造の復元力特性は、Degrading Tri-linearモデルとし、減衰は基礎固定時の一次固有振動数に対して2%の内部粘性減衰とした。また、免震装置は高減衰積層ゴムのせん断履歴特性を表わす修正Bi-Linear型のスウェイばねとゴムの軸剛性より評価した線形のロッキングばねにモデル化した。なお内部減衰は0とした。

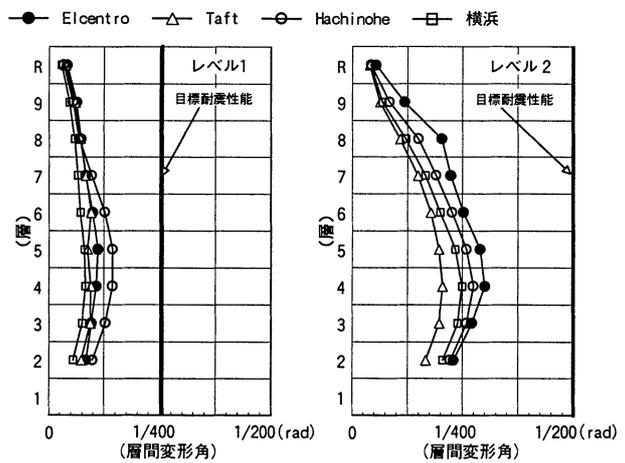
4.2 解析結果

1) 上部構造

短辺方向について、レベル1、レベル2の地震動に対する最大応答層間変形角、および最大応答層せん断力を図-10に示す。



(a) 各層の最大応答層せん断力



(b) 各層の最大応答層間変形角

図-10 応答解析結果

レベル2の地震動に対して最大応答層せん断力は、設計用層せん断力以下、最大応答層間変形角は1/333と1/200を下回っており、レベル1、レベル2の地震動に対していずれも目標耐震性能を満足している。

2) 免震装置

建物短辺方向について、直径1000mmの免震装置の応答せん断ひずみと面圧を図-11示す。免震層の最大応答変形はレベル2で34.7cm(せん断ひずみ216.6%)である。また、装置に引張り力は生じておらず目標耐震性能を満足している。

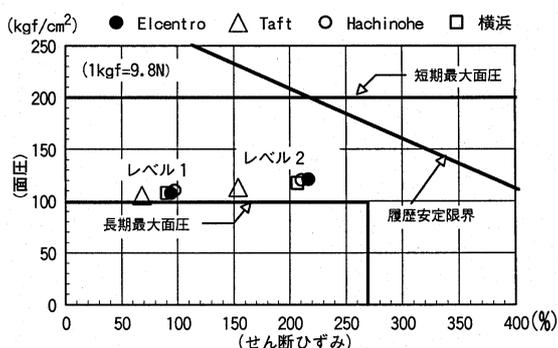


図-11 免震装置の水平せん断ひずみと面圧

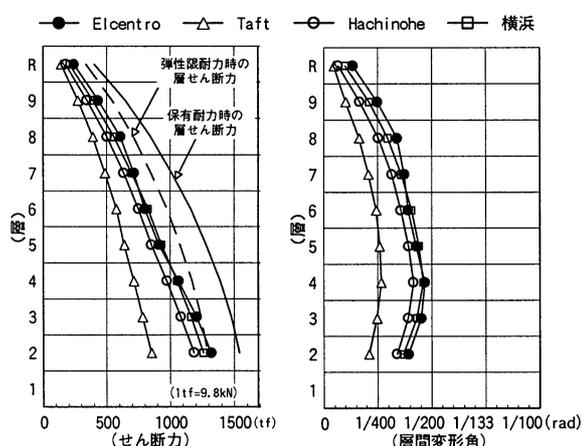
3) 安全余裕度の確認

レベル2を上回る地震動に対して本建物の安全余裕度の検討を行った。レベル2を上回る地震動として、地震動の最大速度振幅は75cm/secを想定した。

入力地震動の一覧を表-11に、建物短辺方向の応答解析結果を図-12、図-13に示す。

表-11 入力地震動一覧

地震波名	最大加速度 最大速度 最大変位	地震波名	最大加速度 最大速度 最大変位
El Centro 1940 NS	920 cm/sec ² 75 cm/sec 21.6 cm	Hachinohe 1968 NS	532 cm/sec ² 75 cm/sec 17.6 cm
Taft 1952 EW	733 cm/sec ² 75 cm/sec 18.8 cm	模擬波 横浜 標準波	507 cm/sec ² 75 cm/sec 35.1 cm



(a) 最大応答層せん断力 (b) 最大応答層間変形角

図-12 応答解析結果

上部構造の最大応答層間変形角は1/214であり、最大応答層せん断力は1階のみ弾性限耐力時の層せん断力を多少超えるものの、いずれも保有耐力時の建物性能以内である。また、レベル2を上回る地震動に対しても免震装置に引張り力は生じておらず、履歴安定限界内を満足している。なお、本報では建物短辺方向についてのみ記述したが、長辺方向についても同等の構造性能を有していることを確認している。

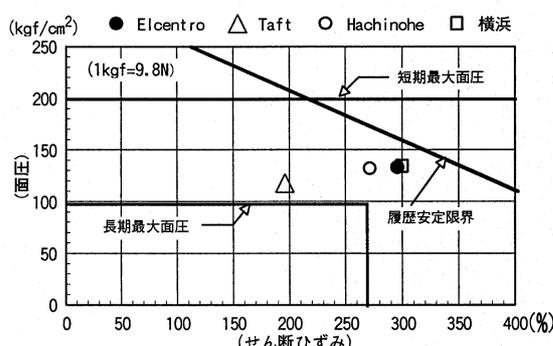


図-13 免震装置の水平せん断ひずみと面圧 (レベル2を上回る地震動に対して)

5. プレストレスト鉄筋コンクリート大梁の設計

5.1 プレストレスト鉄筋コンクリートの種類

本建物に採用する緊張材の導入軸力は、導入時平均応力度で15kgf/cm²(1.47N/mm²)程度とした。このレベルのプレレスト力はPRC造(プレレスト鉄筋コンクリート造)に相当¹⁾し、日本建築学会の定義では種PCに属する。また、種PCにおける分類は、 t_b 、 t_{b2} のうちの t_b であり、表-12に示す特性を有する。

表-12 種PCにおける t_b の特性

規制要因	引張応力がコンクリートの引張強度以下
プレレスト量	15 kgf/cm ² (1.47N/mm ²)程度
ひび割れの有無	微小なひび割れの発生
引張縁応力	コンクリートの曲げ引張強度以下

微小な曲げひび割れの発生を許容する t_b の設計法²⁾³⁾は、フルプレレストコンクリート部材に比べて、長期設計応力時のコンクリートの引張応力を大きく許容しているため、力学的な性能を損なわずにPC鋼材量を減らすことができる経済的な手法といえる。また、積載荷重が100%に満たない場合に生じる部材の反り上がりを防げる点でも優位である。

5.2 設計方針

長期応力に対しては、建設省告示第18条に定める許容応力度設計を行う。また地震時の短期応力に対しては、

建設省告示第14号二号八(表-13参照)に定めるように、建築基準法施行令第82条第二号の表にあげる各応力に対して、応力割増し係数1.5を乗じた設計応力を断面の終局耐力が下回らないことを確かめる一種の終局強度設計を行う。

表-13 曲げ破壊に対して考慮する応力の組み合わせ

荷重および外力について想定する状態	一般の場合	多雪他説区域における場合
常時	1.2G+2P	1.2G+2(P+S)
	1.7(G+P)	1.7(G+P+S)
積雪時	G+P+1.5S	G+P+1.5S
暴風時	G+P+1.5W	G+P+1.5W
		G+P+S+1.5W
地震時	G+P+1.5K	G+P+S+1.5K

注) 表中の記号G, P, S, W, Kはそれぞれ固定荷重、積載荷重、積雪荷重、風圧力、地震力による応力を示す。

5.3 設計例

5.3.1 梁断面算定・ひび割れ幅の検討

本建物で採用したPC鋼材に関する各諸元を表-14に示す。また、先の設計方針に基づき設計を行った例として、4階梁のひび割れ幅の検討結果を表-15に、断面算定結果を表-16にそれぞれ示す。

表-14 PC鋼材の各諸元 (1tf=9.8kN)

PC鋼材名: SWPR7B-12.7	使用本数: 12(本)
弾性係数: 2000(tf/cm ²)	総断面積: 11.85(cm ²)
緊張力: 13.52(tf/本)	μ: 0.250(/rad)
セット量: 11.0(mm)	λ: 0.004(/m)

表-15 ひび割れ幅の検討結果

4階梁 (1kgf=9.8N, 1tf=9.8kN)				
検討位置		外端	中央	内端
配筋	上側主筋	12-D32	-	11-D32
	断面積(cm ²)	95.28	-	87.34
	下側主筋	8-D32	6-D32	8-D32
	断面積(cm ²)	63.52	47.64	63.52
せん断補強筋	補強筋比(%)	4D13@123	-	4D13@128
	補強筋比(%)	0.63	-	0.61
かぶり厚(cm)		5.0		
導入力	7°リストス力 P(tf)	112.3	132.6	123.5
	平均7°リストス σ _g (kgf/cm ²)	12.2	12.3	13.47
ひび割れ制御幅(cm)		0.0067		
許容曲げモーメント M _λ (tf·m)		116.4	115.6	113.70
設計用曲げモーメント M _b (tf·m)		58.3	74.7	44.4
判定(M _λ >M _b)		OK	OK	OK

表-16 梁の断面算定結果

4階梁 (1kgf=9.8N, 1tf=9.8kN)					
検討位置		外端	中央	内端	
断面	設計基準強度 Fc(kgf/cm ²)	270			
	梁幅B(cm)	65.0			
	梁せいD(cm)	110.0			
設計応力	曲げ	M _c (tf·m) (固定荷重)	-66.8	33.1	-56.0
		M _p (tf·m) (積載荷重)	-21.6	11.2	-19.0
		M _s (tf·m) (不静定力)	30.1	30.4	30.6
		M _k (tf·m) (地震荷重)	234.2	1.9	230.4
		せん断	Q _c (tf) (固定荷重)	26.3	0.7
	Q _p (tf) (積載荷重)	8.2	0.1	7.9	
	Q _s (tf) (不静定力)	0.0	0.0	0.0	
	Q _k (tf) (地震荷重)	36.5	36.5	36.5	
	曲げ応力度の検討	σ _上 (kgf/cm ²)	-11.7	11.7	-4.6
		σ _下 (kgf/cm ²)	43.0	-2.1	35.1
許容圧縮応力度 f _c (kgf/cm ²)		90.0			
許容曲げ引張応力度 f _{tb} (kgf/cm ²)		31.5			
判定		OK	OK	OK	
曲げ破壊耐力の検討	上側	終局曲げ耐力 Mu	431.0	-	409.3
		1.2M _c +2M _p +M _s	97.8	-	79.2
		1.7(M _c +M _p)+M _s	124.7	-	101.5
	下側	M _c +M _p +1.5M _s +M _k (tf·m)	414.1	-	394.6
		終局曲げ耐力 Mu	302.5	338.8	302.5
		1.2M _c +2M _p +M _s	-	87.9	-
1.7(M _c +M _p)+M _s	-	101.1	-		
M _c +M _p +1.5M _s +M _k (tf·m)	288.5	-	296.6		
判定		OK	OK	OK	
耐せん断の検討	せん断耐力 Qu	141.0	-	139.3	
	1.7(Q _c +Q _p)+Q _s	58.7	-	55.8	
	Q _c +Q _p +2.25Q _s +Q _k	116.6	-	114.9	
	Q _c +Q _p +1.2Q _s +Q _k (tf)	108.3	-	106.6	
判定		OK	OK	OK	

5.3.2 プレストレスト鉄筋コンクリート有孔梁の設計方法

本建物のプレストレスト鉄筋コンクリート大梁には設備用に各2ヶ所の梁貫通があるため、文献⁴⁾に準じて有孔梁の設計を行った。通常のPC梁の母材は曲げ応力が卓

越しているため、せん断破壊は起こらない。また、開口部破壊が起こらない部材は、強度と靱性が無開口梁と同等であると見なせる。したがって、母材の曲げ破壊が先行することを開口部の設計目標とした。有孔梁の設計検討式を式 ~ に示す。また、開口補強要領図を図 - 14 に示す。

$Q_{u0} = Q_{B,0}$ (kgf) (1kgf=9.8N)
 Q_{u0} : 開口部終局強度
 $Q_{B,0}$: 曲げ終局強度時における開口部位置でのせん断力

開口部の終局強度は、下式による。

$Q_{u0} = b (jc + jt) Pw \cdot w_y$
 b : 梁幅(cm)
 jc : 圧縮弦材での軸筋と開口部軸筋の距離 (cm)
 jt : 引張弦材での軸筋と開口部軸筋の距離 (cm)
 Pw : 開口部あばら筋比
 w_y : 開口部あばら筋の降伏応力度 (kgf/cm²)

圧縮弦材と引張弦材に作用する軸力は、下式より求められる。

$N_{B,0} = M_{B,0} / \{D - (hc + ht) / 2\}$ (kgf)
 $M_{B,0}$: 曲げ終局時の開口部位置の曲げモーメント (kgf・cm)
 D : 梁全せい (cm)
 hc, ht : 圧縮弦材と引張弦材の全せい (cm)

圧縮弦材と引張弦材が 式のせん断力を伝達できるトラス機構を構成し、 式の軸力に抵抗する条件は下式を満たす必要がある。

圧縮弦材 : $T_{r,yc}, T_{h,yc}, T_w$ (kgf)
 $N_{B,0} \cdot T_{r,yc} + T_{h,yc} - 2 \cdot T_w + (Ac - b \cdot hc) \cdot Fc$

引張弦材 : $T_{r,yt}, T_{h,yt}, T_w$ (kgf)
 $N_{B,0} \cdot T_{r,yt} + T_{h,yt} + T_s \cdot T_{yt} - 2 \cdot T_w$
 Ac : 圧縮弦材の断面積 (cm²)

$T_{r,yc}, T_{h,yc}$: 圧縮弦材と引張弦材の軸筋の降伏荷重
 $T_{r,yt}, T_{h,yt}$: 圧縮弦材と引張弦材の開口部軸筋の降伏荷重
 $T_s \cdot T_{yt}$: 引張弦材の PC 鋼材の降伏荷重
 $= 0.7 \cdot Fc / 2000, T_s = 2 \cdot Pw \cdot w_y \cdot \sqrt{Fc}$
 Fc : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

また、本設計方法の限界値を以下のように設定する。

$hc \leq D/3, ht \leq D/3, lo \leq 2D/3$
 $\sigma_{B,0} = Q_{B,0} / \{b(hc + ht)\} \leq 1.4 \cdot Fc$
 $\sigma_{B,0}$: 平均せん断応力度 (kgf/cm²)
 lo : 開口部の長さ (cm)
 ただし、 $0.002 \leq Pw \leq 0.012$

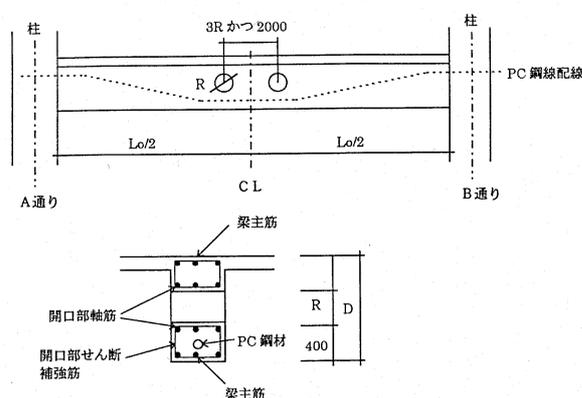


図 - 14 PC大梁の開口補強要領図

6. おわりに

本報では、プレストレスト鉄筋コンクリート大梁を採用した免震建物について、主として構造計画、設計手法、および耐震性能を示した。また、上部構造の構造種別による免震効果の差異についても記述したが、建物性能・コスト・施工性などを含めた建物の総合的なパフォーマンスを考慮した事務所ビルを計画することができたと考えている。

今後は、柱 RC・梁 S 造や一部プレキャスト造などの混合構造の免震建物への適用を検討していく予定である。

謝辞

本建物は 松田平田、五洋建設 の共同設計物件であり、計画、実施設計においてご協力頂いた 松田平田の関係者各位の皆様にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築センター、建設省住宅局建築指導課・日本建築主事会議監修：建築物の構造規定、1997
- 2) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説、1987
- 3) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート（種 PC）構造設計・施工指針・同解説、1986
- 4) 浜原正行・中山優・本岡順二郎：プレストレストコンクリート有孔梁の終局強度設計法、日本建築学会構造系論文報告集、第442号、pp.133~139、1992.12