

フロアクライミングクレーンの耐震性能に関する研究

吉見雅行* , 高梨成次**

Earthquake Resistibility of Floor-Climbing Cranes

by Masayuki YOSHIMI* and Seiji TAKANASHI**

Abstract: This paper deals with seismic response characteristics of floor-climbing cranes (FCC). The FCC, or jib-climbing crane, is one piece of construction machinery used for the construction of high-rise buildings. It is usually fixed on the upper floor of the building being constructed. In Japan, a crane is required to resist a horizontal static force that is 0.2 times as great as its own weight (0.2G load) while lording its safe working load. This construction code is applied to the FCC as well as to other cranes. Considering that the FCC is fixed on the upper part of a building and is exposed to stronger seismic force amplified by the building, the required property seems to be insufficient. Some FCCs suffered severe damage in the 1995 Kobe earthquake in Japan and the 2002 Taiwan earthquake. These incidents imply that the seismic resistance properties of FCCs are insufficient and that the construction code needs to be revised. It is necessary to evaluate the seismic response characteristics of FCCs.

In this study, shaking table tests of FCCs on a building and numerical simulations were carried out for evaluation of the seismic forces that act on FCCs. A simple scheme for reducing the acting force is proposed and discussed.

The shaking table tests and numerical tests showed that the current construction code for the crane is insufficient for the FCC and that the design horizontal static force should be, at least, increased to 0.3-1.0G in order to assure the quality of the FCC's quakeproofing being equivalent to that of other cranes.

Keywords; Tower crane, Resonance, Seismic response, Shaking table experiment

1. はじめに

フロアクライミングクレーンは、高層建物の建設工事において、鉄骨組み・建築資材の吊上げ等に用いられるフロアクライミング機構を備えたクレーンである。通常、建築物の上部の梁にマスト基部を固定して使用される。フロアクライミング機構はクレーンを建物上部に引き上げる装置であり、建築物の組み上げが進んだ際に、この装置を用いてクレーン全体を新たに最上階へ設置することができる。Fig. 1 にフロアクライミ

ングクレーンの概略図を示す。

クレーンの耐震設計は「クレーン構造規格」¹⁾に定められており、定格荷重を吊った状態で自重の20%相当の水平力を加えた際に、部材が損傷しないよう設計される。この基準は全形式のクレーンに適用されるものであり、フロアクライミングクレーンの特性は特に考慮されていない²⁾。フロアクライミングクレーンは建物上部に設置される2次構造物である。地震時には主構造物で増幅された地震動がクレーンに作用する。したがって、現行の設計基準で設計されたフロアクラ

* 機械システム安全研究グループ Mechanical and System Safety Research Group

** 建設安全研究グループ Construction Safety Research Group

の単位に関する相似比は基本相似比によって機械的に決定されるので記載を省略する。

想定した建物の構造形式は鉄骨造とし、高さはそれぞれ220m, 120m, 60m, 20mとした。220m高さの建物は、台湾での地震被害を想定し、120m高さの建物は、近年盛んに建設されている超高層マンションを想定した。60m高さの建物は、いわゆる超高層建物の定義⁷⁾が軒高60m以上であることにより選定し、20m高さの建物は比較的建設件数が多いことから選定した。

それらの建物モデルの最上階にクライミングクレーン模型を各3台設置した。日本においては、クライミングクレーンを建物上に設置する場合、比較的小型のクレーンを選定することが多いので、想定したクライミングクレーンの揚重能力を20tm, 60tm, 100tmとした。それぞれのマスト高さは、専用マストを用い自立できるであろう最大の高さとした。ジブ長は、それぞれのクライミングクレーンに対して比較的一般的な長さを採用した。

建物模型は鋼製とし、板パネで柱部分を構成し、鋼板で梁及びスラブを構成した。20m建物は2層、60m建物は3層、120m建物は5層、220m建物は9層と簡略化した。建物モデルの特性は相似則に従い、プロトタイプに対し1次モードの固有周期が適合するようにバネ剛性、床質量を調整した。**Table 2** に建物モデルの固有周期を示す。

クライミングクレーン模型の材質は塩化ビニールとしたが、実機クライミングクレーンの材質とは異なるため、縮小模型ではマストの断面二次モーメントを割増し、曲げ剛性を相似側に適合させた。ジブの断面性能に関して本実験ではクレーンの応答に及ぼす影響が小さいため、各揚重能力のクレーンとも同一断面とした。クライミングクレーン模型の主要寸法を**Table 3** に、固有周期を**Table 4** に示す。クライミングクレーンの状態は、ジブの起伏角度を12度とした場合と45度とした場合の2種類で実験を実施した。クレーン模型(20tm)の写真を**Fig. 3** に示す。

最上層にこれらのクライミングクレーン模型を設置した建物模型4台を振動台に設置し、既存の地震波による強制加振実験を実施した。

建物モデルはボルトによって振動台に剛結した。クライミングクレーン模型の固定には、SHINKO電機の乾式単板薄型電磁ブレーキ(電磁石)を用いた。電磁ブレーキに対する入力電流値は、マスト脚部に発生した曲げモーメントが降伏モーメント相当に達した時にクライミングクレーン模型が転倒するように設定した。使用した電磁ブレーキの型式および入力電流値を**Table 5** に、設置状況を**Fig. 4** に示す。

Table 1 Similitude law 相似則

	プロトタイプ	縮小模型
長さ (m)	1	1/64
時間 (sec)	1	1/64 ^{0.5} =1/8
力 (N)	1	1/64 ²

Table 2 Natural period of building models 建物模型の固有周期

モデルタイプ	建物高さ	1次モード (秒)	2次モード (秒)
プロトタイプ	20m級	0.54	-
	60m級	1.67	-
	120m級	3.45	-
	220m級	6.67	-
縮小模型 (設計)	20m級	0.07	-
	60m級	0.21	-
	120m級	0.43	-
	220m級	0.83	-
縮小模型 (実測)	20m級	0.07	0.03
	60m級	0.21	0.08
	120m級	0.47	0.19
	220m級	0.91	0.33

Table 3 Parameters of climbing cranes クライミングクレーン模型の諸元

	マスト高さ (mm)	ジブ長 (mm)	マスト断面 (mm)	ジブ断面 (mm)
20tm	270	220	19.5x195	15.5 x15.5
60tm	220	330	21.0x21.0	
100tm	240	330	23.5x23.5	

Table 4 Natural period of climbing cranes クライミングクレーン模型の固有周期

	揚重能力	12度	45度
プロトタイプ	20tm	2.22	2.17
	60tm	3.23	2.63
	100tm	2.56	2.27
縮小模型 (設計)	20tm	0.28	0.27
	60tm	0.41	0.33
	100tm	0.32	0.29
縮小模型 (実測)	20tm	0.26	0.27
	60tm	0.30	0.32
	100tm	0.29	0.31

振動台に入力した地震波は3種類とし、加振方向は振動台の性能上、水平一軸のみとした。入力地震波の原波形における諸元を**Table 6** に示す。これらの地震

Table 5 Parameters of electromagnetic brake
電磁ブレーキの諸元

	電磁ブレーキ	電流 (A)	最大モーメント(N・m)
20tm	NB-0.6	1.32	6.12
60tm	NB-1.2	1.48	8.82
100tm	NB-1.2	0.76	11.20

Table 6 Specifications of earthquake wave
入力地震波の諸元

地震名	発生年月日	観測地	最大加速度(G)	最大速度(m/s)	呼称
兵庫県南部地震(NS)	1995/1/17	神戸海洋気象台	0.83	0.83	神戸
Imperial valley	1940/5/18	El Centro	0.35	0.34	エルセントロ
十勝沖地震	1968/5/16	八戸港湾	0.23	0.34	八戸

波を相似則に従い時間軸を1/8に縮めて入力した。

計測対象は、振動台の加速度、各建物模型のクレーン設置階の応答加速度、クレーンの応答加速度およびクレーンのマスト基部の曲げモーメントとした。

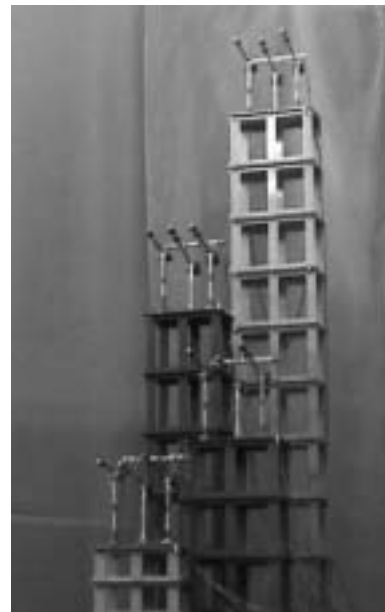
実験を実施するに当たり、試験体、実験装置、および安全作業のため、クライミングクレーン模型設置階にはクライミングクレーン模型の墜落防護のための柵を設置し、ワイヤーによって結束した。

模型の全体写真をFig. 5に示す。

3. 実験結果

以下に振動台実験の結果を記す。実験状況を収録した動画を本誌の付録としてCDで添付した。実験では、クレーンの基礎部分が浮き上がった後、台座である電磁ブレーキに再び吸着して倒れないことがあるが、このような現象は実機ではあり得ない。

Table 7にクライミングクレーン模型の転倒状況を一覧にして示す。表中、呼称とは、動画との整合を取るために便宜上つけたものであり、物理的な意味はないが、その数値が大きいほど入力レベルは高くなる。最大加速度及び最大速度は、振動台の最大加速度、最大速度であり入力レベルを表す。最大速度は振動台の計測加速度から計算によって算出し、相似則に従いプロトタイプレベルに換算した値である。最大加速度は縮小モデルとプロトタイプでは相似比が1:1となるので、振動台の計測加速度そのものである。

Fig. 3 Climbing crane model (20tm)
クライミングクレーン模型 (20tm)Fig. 4 Electromagnetic brake
電磁ブレーキ設置状況Fig. 5 Whole models
模型全体

20m建物に設置したクライミングクレーンについては、表中の全ケースとも転倒しなかったため表記を省

略した。

入力地震波において、神戸は最大入力速度をほぼ実地震レベルとした。建築物の1次設計時には地動最大加速度を0.2Gとすることが一般的⁹⁾であるので、エルセントロと八戸では地動最大加速度が0.2Gとなるように振動台への入力レベルを調整した。クレーンの耐震設計ではクレーンの応答加速度を0.2Gとして設計されるのが一般的であるが、通常地動加速度よりも応答加速度の方が大きくなることから、地動最大加速度を0.2Gとすることは現行の設計規準よりも大きい入力となる。建築物の2次設計時には地動最大速度を0.5m/sとして検討することが少ないので、八戸では地動最大速度を0.5m/sとした加振実験も実施した。

Table 7によれば、60m建物に設置された20tmクレーンはジブの仰角によらず全ての入力地震波で転倒しており、今回検討したケースにおいては極めて安全性が低いことが分かる。

最大入力加速度を0.2Gとした場合のエルセントロ入力と八戸入力を比較すると、エルセントロ入力において、120m建物に設置されたジブ仰角45度のクライミングクレーンでは全てのクレーンが転倒しているが、八戸入力においては、20tmクレーン以外は転倒していない。これに対し、60m建物に設置されたジブ仰角45度のクライミングクレーンでは逆の現象となっている。このように、入力地震波の特性と設置される建物の特性によってクレーンの耐震安全性は大きく影響を受けることが分かる。

次に、220m建物に設置されたクレーンに最大地動速度が約0.5m/sの八戸を入力した場合に着目すると、ジブ仰角45度の場合には全てのクレーンが転倒しているのに対し、ジブ仰角12度の場合にはどの揚重能力のクレーンも転倒しなかった。このように、設置される

建物と入力される地震波が同じであっても、クレーンの特性が変化することによって耐震安全性も変化してしまう場合がある。しかしながら、クレーン作業の性格上、ある一定のジブ仰角で固定することは困難であるため、十分な安全率の確保が必要であると考えられる。Fig. 6に減衰定数を1%と仮定した場合の応答スペクトルを示す。それぞれ、振動台、建物模型最上層の応答加速度から計算したものである。地震波の特性によってその形状は様々であるが、建物の応答加速度から作成した応答スペクトルは入力地震動である振動台の加速度から作成した応答スペクトルより著しく大きくなっている。このことより、地震波が持つ加振力を建物が増幅してより大きな振動エネルギーがクレーンに投入されていることが分かる。この現象は建物の固有周期に合致している周期帯域において顕著であるが、建物の固有周期に合致していない周期帯域においても同様な現象がみられる。ここで、クレーンの応答に影響を及ぼす0.1秒から0.35秒程度に着目すれば、20mの低層建物を除く全ての想定建物において、加振力が少なくとも2倍に増幅していることが分かる。特に、建物の固有周期においては加振力は10倍以上になっている。220m建物においては1次モードの固有周期は約0.9秒とクレーンの周期の3倍程度となっており、クレーンに与える影響は殆ど無いと考えられるが、2次モードの固有周期は約0.3秒となりクレーンに及ぼす影響は大きいと考えられる。一方20m建物は固有周期は0.07秒以下であり、クレーンの周期帯域において応答スペクトルが殆ど増幅されていないことから、クレーンの応答に及ぼす影響は小さいと考えられる。その結果、20m建物に設置したクレーンの転倒が少なかったといえる。これとは逆に、60m建物の固有周期と20tmクレーンの固有周期は近接している。そのため、全て

Table 7 Test results list
実験結果一覧

ジブ仰角	入力地震波	呼称	最大加速度(G)	最大速度(m/s)	60m 建物に設置			120m 建物に設置			220m 建物に設置		
					20 tm	60 tm	100 tm	20 tm	60 tm	100 tm	20 tm	60 tm	100 tm
45 度	神戸	300	0.89	0.80	●			●	●	●			
	エルセントロ	100	0.2	0.36	●			●	●	●	●		●
	八戸	60	0.19	0.36	●	●	●						
		80	0.28	0.52	●		●	●				●	●
12 度	神戸	300	0.90	0.86	●				●		●		
	エルセントロ	100	0.22	0.31	●				●	●	●	●	
	八戸	60	0.18	0.31	●	●							
		80	0.29	0.53	●				●				

● : 転倒

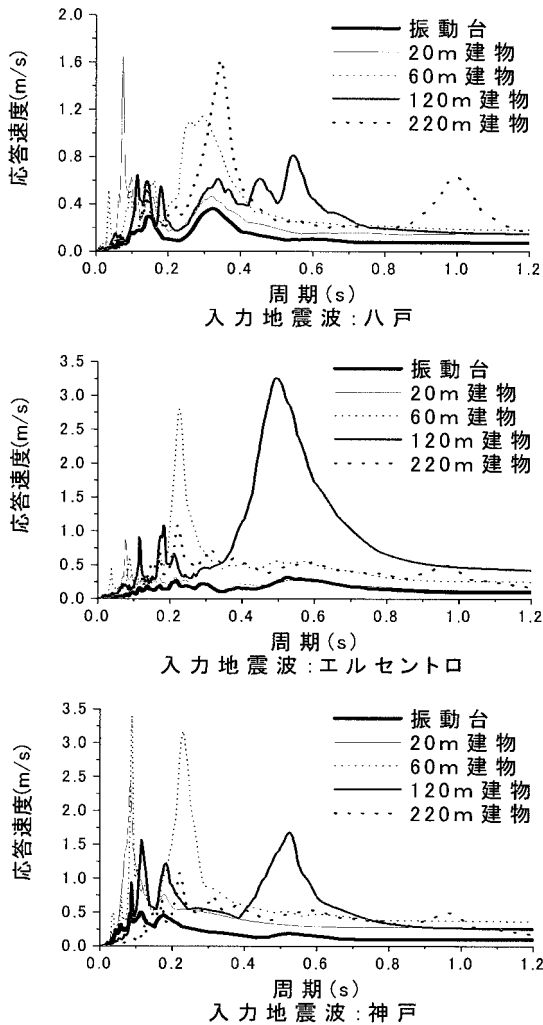


Fig. 6 Response spectra of ground motions and floor responses
 入力地震動及び建物応答の応答スペクトル

の入力地震波及びジブ仰角において転倒した。

これらを具体例を挙げて説明することにする。Fig. 7に60tmクレーンの応答曲げモーメントの時刻歴波形を示す。(A)と(C)は転倒しなかったが、(B)のクレーンは転倒した。本例では加振開始から約2秒後に1度転倒したが、その後再び電磁ブレーキに吸着してしまった。その約2秒後(加振開始から約4秒後)、再び転倒した。(A)と(B)ではクレーンの特性は同一であるが、それぞれのクレーンが設置されている建物モデルが異なっている。そのため、クレーンに対する入力周期特性及びレベルが異なった。その結果、(B)は転倒に至ったが、(A)では余力を残していた。(B)と(C)は同じ建物モデルに設置されているが、ジブの仰角が異なっている。そのため、クレーン自体の固有周期が異なっており、(C)は(A)よりも卓越している周期帯域が短周期となっている。この様に、入力レベルが同じであっても、クレーンの特性が異なることによってその

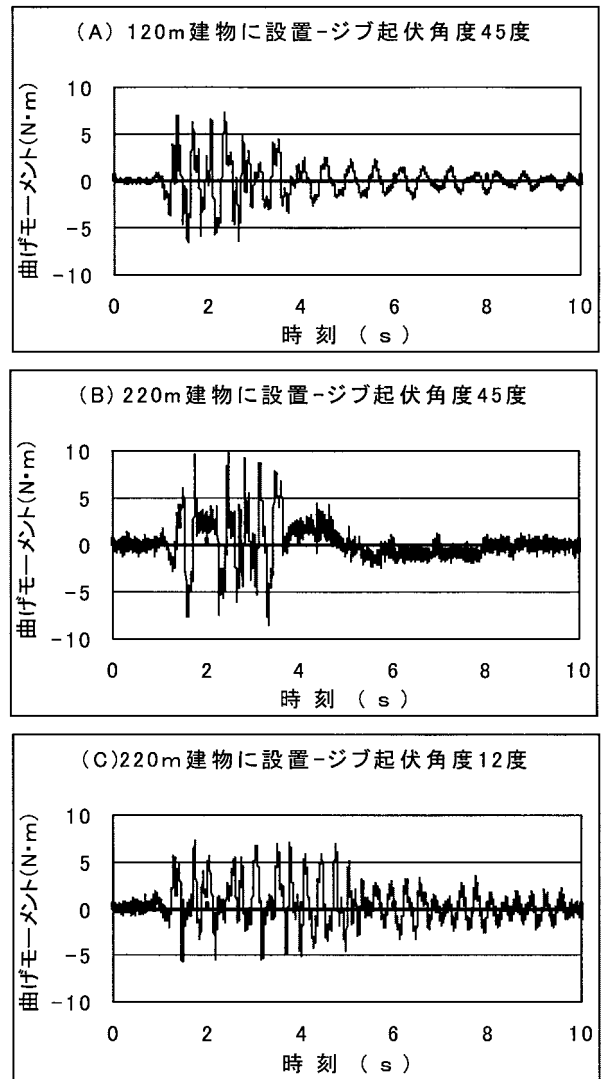


Fig. 7 Time history of bending moment (input: Hachinohe, crane: 60tm crane)
 曲げモーメントの時刻歴波形 (入力: 八戸, 60tmクレーン)

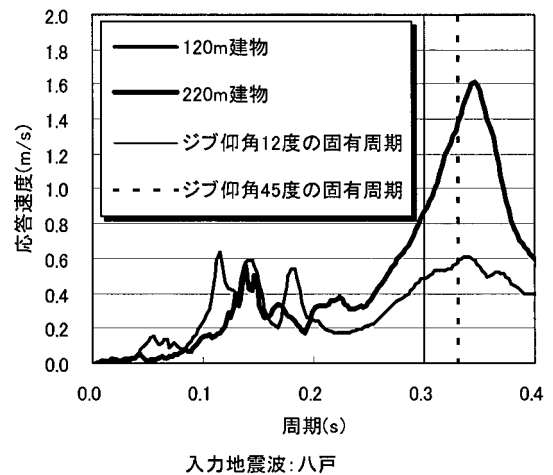


Fig. 8 Response spectrum of floor response (Hachinohe)
 建物応答の応答スペクトル (入力: 八戸)

応答特性も異なり、結果として被害状況にも差異が生じている。

以上を異なる図を用いて検証する。Fig. 8 に120m建物と220m建物の応答加速度から計算した応答スペクトルと60tmクレーンのジブ仰角が12度の場合と45度の場合におけるクレーンの固有周期を合わせて示す。図中破線で示したジブ仰角45度の場合の固有周期(0.33秒)を持つ構造物が、120m建物に設置された場合0.57m/sの応答速度となり、220m建物に設置された場合1.33m/sの応答速度となることが分かる。同様に、細い実線で示されたジブ仰角12度の場合の固有周期(0.30秒)を持つ構造物は0.87m/sの応答速度となることが分かる。これらの値はFig. 4 で示した時刻歴応答の結果と概ね合致している。また、応答スペクトルからクレーンに発生するであろう応力を概略推定することができる。しかし、Fig. 7 の(A)と(C)を比較した場合、ほぼ同等の最大曲げモーメントを示しているにも拘わらず、応答スペクトルからの推定では、(C)は(A)の約1.5倍の応答を示すことになる。これは、2次モードに対する応答、1次モードと2次モードの位相差及び、刺激関数の差異によるものであるため、それらを総合的に評価する必要がある。

これらのことから、応答スペクトルでの応答推定では、危険性の評価はできても安全性の評価については不十分であることが分かる。安全性の評価を行なう場合には、詳細モデルでの解析を実施するか、少なくともモード解析等の動的な検討を行なう必要があると考えられる。現行の簡略的な設計法を採用する場合には、建物の応答を考慮して設計震度を0.2から引き上げる必要があると考えられる。本実験例の場合、地震動の入力加速度に対する建物応答の応答加速度倍率は、20m建物で3.4、60m建物で3.9、120m建物で3.2、220m建物で2.1となった。また、クライミングクレーンの1次モードのみを考慮した場合の加速度応答倍率は、必ずしもクレーンと建物の周期特性が一致していないにもかかわらず、20tmで6.7、60tmで4.4、100tmで3.5となった。逆算的にこれらの応答値を現行の設計規準値である0.2とすれば、設計で実質的に考慮されている地動加速度はそれぞれ0.03G、0.05G、0.06Gとなる。これらを気象庁の震度階に照らし合わせると震度程度の中震に位置付けられることになる。

4. フロアクライミングクレーンの地震時応答の評価および共振回避策の解析的検討

本研究の振動台実験・および既往の研究⁹⁾が示すように、2次構造物の固有周期が主構造物のそれと一致すると2次構造物の地震応答が著しく大きくなる。し

たがって、2次構造物の地震被害を防ぐには主構造物と固有周期を一致させないことが肝要である。また、クレーンは仮設構造物であるので、耐震補強や共振回避策には低コスト性が要求される。本節では、既存のタワークレーンの装置のみを利用する共振回避策を提案し、解析的な検討を加える。

フロアクライミングクレーンは典型的なトップヘビー型の構造物であり、ジブ、旋回体等の重い部材がマストの上部に設置されている。フロアクライミングクレーンの地震挙動を扱った研究^{10),11)}は多くない。福島¹¹⁾は常時微動計測によってクレーンの振動固有周期・減衰を求めており、最大自立高さ時の400tm、320tm級クレーンの1次固有周期はジブ起伏方向で2.72-2.93秒、ジブ旋回方向(直交方向)で2.53-3.13秒、減衰はおよそ1%との結果を得ている。

地震時のモーメントに対抗する主要部材はマストである。これは通常4.5-6.0m程度の部材をボルトで結合したものである。通常、マスト基部に取り付けられた架台によって建物の梁に固定され、必要に応じてステーを設ける。作業性の観点からマストはできるだけ高いものが望まれている。これまで強化マスト・超強化マストといった補強マストが開発されてきており、現在では標準的なタワークレーンの最大自立高さは30-40mとなっている。

4.1 共振回避策の理論的検討

フロアクライミングクレーンを、質量の無視できる柱(基部固定)の上に質点が載った無減衰1自由度1次元構造物であると仮定する。柱の高さを L とすれば、固有周期は $L^{3/2}$ に比例して増加する。ここで、主構造物の固有周期をと T_b とし、地震時には周期 T_b 、振幅 A_b で正弦振動すると考える。このとき、クレーン基部での応答転倒モーメント M_{FCC} は、

$$M_{FCC} = A_b \left| 1 - (T_{FCC}/T_b)^2 \right|^{-1} LW \quad (1)$$

となる。ただし、 T_{FCC} :クレーンの固有周期、 W :質点の質量であり、主構造物とクレーンとの相互作用は無視している(主構造物の質量が無限大であると仮定)。式(1)より、主構造物の固有周期 T_b とクレーンの固有周期 T_{FCC} が近づくと応答 M_{FCC} が無限大に近づくことがわかる。実際には減衰が働くので応答が無限大になることはないが、この傾向は変わらない。

ここで、クレーンのマスト高さを L から αL ($L > \alpha L$)に変更して、共振周期をやり過ごすことにより共振を避けることを考える。マスト高さの変更に伴い

固有周期は、 T_{FCC} から $\alpha^{3/2}T_{FCC}$ に変化する。クライミングクレーンは長周期構造物であるので、建設の初期段階では $T_{FCC} > T_b$ である。主構造物の固有周期 T_b は構造物の建設に伴って増加し T_{FCC} に近づく。そこで、両者が一致する前にマスト高さを変更し、 $\alpha^{3/2}T_{FCC} < T_b$ となるようにして共振域を避けるのが対策の基本的な考え方である。

したがって、クレーンの応答を最小に抑えるためには、クレーンの高さを変更する前後の応答が一致する主構造物の固有周期 $T_{b,s}$ を求める必要がある。すなわち、次式を解く。

$$A_b L W \left| 1 - (T_{FCC}/T_{b,s})^2 \right|^{-1} = \alpha A_b L W \left| 1 - (\alpha^{3/2} T_{FCC}/T_{b,s})^2 \right|^{-1} \quad (2)$$

式(2)の実数解 $T_{b,s}$ は $\alpha^{3/2}T_{FCC} < T_{b,s} < T_{FCC}$ の範囲にのみ存在し、

$$T_{b,s} = T_{FCC} \sqrt{\frac{\alpha^3 + \alpha}{\alpha + 1}} \quad (3)$$

である。共振回避策は次のように書ける。

「主構造物の固有周期が $T_b = T_{b,s}$ となった時、クレーンのマスト高さを L から αL に変更する。」

本策をMS (Mast-height Shifting anti-resonance scheme) と略記する。

4.2 共振回避策の解析的検討

建設途上から完成状態までの高層建物を想定し、フロアクライミングタワークレーンの地震応答を時刻歴解析により検討する。

4.2.1 建物モデルの設定

高層建物の建設過程を模擬する。建物は剪断多自由度1次元弾性モデルとする。60階建ての超高層ビルを想定し、完成時1次固有周期を4.0秒、最下層と最上層との剛性比を10、モード減衰定数を0.02とした。各層の床質量は一定とし、剛性増加は層数に比例するものとする。建設過程として3層から60層完成段階までを想定し、それぞれの段階に対する構造モデルを作成する。高層建物の建設では、はじめに鉄骨あるいは鋼管が組み上げられ、組み上げが完了した層の数層下から床スラブを打つが、ここでは、鉄骨組み上げが完了すると同時に床スラブも打設されると想定した。Fig. 9に建物モデルのモード固有周期(1-3次モード)と組み上げ済み層数との関係を示す。

時刻歴応答解析にはモード結合法を用いる。このとき、最大8次モードまでの応答の和をもって建物モデルの応答とする。建物の設計では、最下層の層剪断力

Table 8 Natural periods of the FCC model
クレーンモデルの固有周期

Tower height (m)	18	24	30	36
Height ratio α	0.50	0.67	0.83	1.0
T_{FCC} (sec.)	1.06	1.63	2.28	3.00
$T_{b,s}$ (sec.)	1.94	2.28	2.63	-
N_s (floor)	31	36	42	-

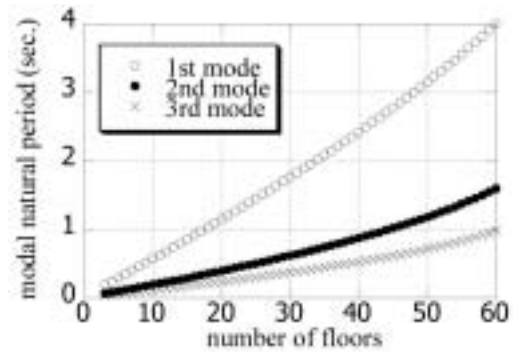


Fig. 9 Modal natural periods changes at construction
モード固有周期と組み上げ済み層数との関係

等が主要な解析対象であるため3次程度でモード解析を打ち切ることが多いが、本研究では最上階の応答が解析対象であるため、より高次のモードまで考慮した。

4.2.2 クレーンモデルの設定

フロアクライミングクレーンを質量のない柱(基部固定)の上に質点が載った1自由度1次元構造物と仮定する。減衰定数は0.02とする。最大自立高さは36mと想定し、このときの固有周期を3.0秒とする。マストは1本6.0mの部材から構成されるものとする。

組み上げる鉄骨の長さは通常12m程度である。鉄骨を組み上げる際クレーンの運転席(旋回体に付属)は組み上げた鉄骨よりも上方に位置することが望ましく、実用的なマスト高さは、18m, 24m, 30m, 36mであると考えられる。そこでこれら4種類のマスト高さを検討対象とする。Table 8の上部に固有周期および最大自立高を基準としたマストの高さ比を示す。

クレーン基部は常に建物の最上階に固定されるとして地震応答計算を行う。また、建物とクレーンとの相互作用は無視し、建物モデル単独で計算される最上部の応答加速度がクレーン基部に作用すると想定する。

4.2.3 共振回避策の設定

前節での結果に基づいて、ここでの共振回避策を設定する。まず、あるマスト高さのクレーンについて、式(3)から共振回避策を講ずるべき建物固有周期 $T_{b,s}$ を求め、さらに、この $T_{b,s}$ に対応した建物層数 N_s を求める。本節で用いる建物モデル、クレーンモデルに対す

る $T_{b,s}$, N_s の各計算値 (クレーンの初期高さを36mとする) を **Table 8** の下部に示す。

このとき共振回避策MSは次のように表される。

「建物の層数が $N_b = N_s$ となった時、クレーンの高さを L (36m) から αL (18m, 24m, 30m) に変更する。」

4.2.4 入力地震動の設定

時刻歴応答解析の入力地震動には模擬地震波と代表的な観測地震波を用いる。

模擬地震波はレベル1地震動¹²⁾を想定した。レベル1地震動は、日本全国で観測された394成分の強震記録を土台にして設定されているものであり、日本で想定すべき平均的な地震像を表し、通常の構造物が無損傷で耐えるべきとされる地震動強さである。固有周期が0.1秒から1.1秒の減衰5%の構造物におよそ200gal (およそ水平震度0.2) の加速度応答をもたらす。より長周期の構造物に対しては200gal未満の加速度応答をもたらすが、これは自然地震動の性質である。

クレーンの耐震設計においては水平震度0.2 (応答加速度0.2G) が採用されている。これは、クレーンはレベル1地震波に無損傷で耐えるべきとの規定とほぼ同等である (ただし、レベル1地震動は長周期領域で応答加速度が減少するので、固有周期の長いクレーンはレベル1地震動よりも強い地震を想定していることになる)。

波形の合成には加速度応答スペクトルを基にした大崎の方法¹³⁾を用いた。地震マグニチュードパラメータは8とした。地震マグニチュードは地震動の継続時間に影響し、マグニチュードが増すほど継続時間が増す。観測地震波は、1995年兵庫県南部地震の代表的波形である神戸海洋気象台観測波形のNS成分 (KOBns), および2002年台湾地震時にクレーン被害が発生した工事現場から直線距離で約300mの信義小學観測点での観測波形のNS成分 (Bt354ns) を用いた。

Fig. 10に加速度時刻歴波形を示す。波形の継続時間は、模擬地震動が最も長く50秒程度で、KOBnsが20秒ほど、Bt354nsの主要動が20-30秒である。これらは地震マグニチュードの違い (模擬波: M8想定, 観測波: M7程度) が反映されたものである。**Fig. 11**にそれぞれの地震動の弾性加速度応答スペクトル (5%減衰) を示す。模擬地震動のスペクトルは周期1秒程度まで平坦であるのに対し、観測波は短周期から周期1秒程度までの間に応答値の山があり、観測地震波は模擬地震波に較べて短周期領域が卓越していることがわかる。この周波数帯での模擬波と観測波の応答値の差は2-10倍にも達する。また、周期1.0秒より長周期側ではスペクトルは単調減少するが、この傾きが模擬波は緩や

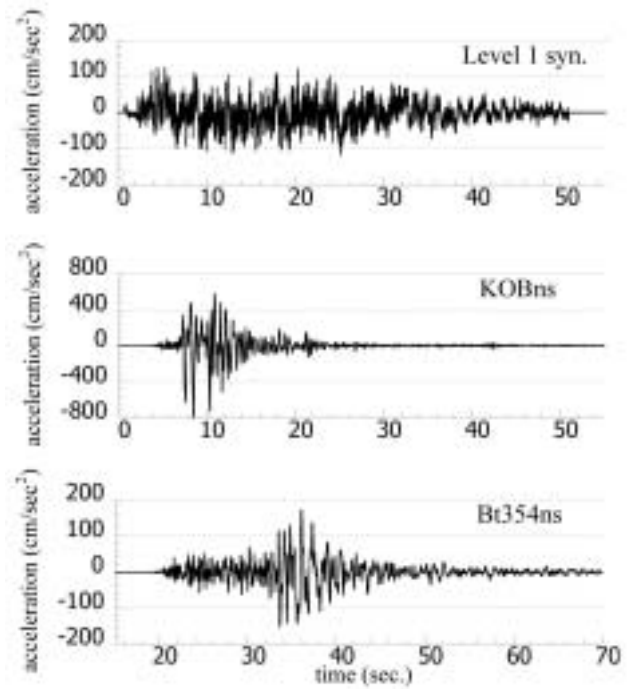


Fig. 10 Waveforms of input accelerations
入力加速度時刻歴波形

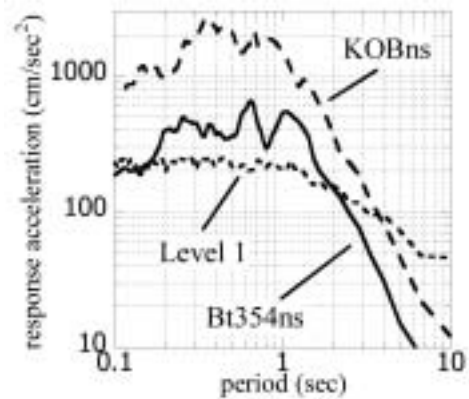


Fig. 11 Acceleration response spectra (5% damping)
加速度応答スペクトル (5%減衰)

かであるが、観測波は急激である。

4.3 解析結果

時刻歴応答解析でクレーンの時刻歴応答を求め、それらから基部転倒モーメントを算出した。応答基部転倒モーメントの最大値に着目する。ここでは建物とクレーンの相互作用は考慮されていないため、実際にくらべ、共振域では応答計算値が2倍程度は大きいことに注意する必要がある。なお、最大自立高さ (36m) のクレーンモデルに対し水平震度0.2相当の水平力がもたらす転倒モーメント値は2116 [kNm] である。現行

の設計に従った場合は、この値を超える転倒モーメントが作用した時に部材応力が降伏応力に達してもよいことになる。

4.3.1 共振回避策を講じない場合

Fig. 12にレベル1地震, KOBns, Bt354nsを入力したときのクレーンの最大モーメント値と建物の層数の関係を示す。各曲線はそれぞれの高さのクレーンの最大応答モーメント値を示す。

3種類の解析結果から、特定の建物層数に対応して特定の高さのクレーンの応答がピークに達することがわかる。ピークに達する層数は、18mマストクレーンでは19層、47層、24mマストクレーンでは28層、30mマストクレーンでは38層、36mマストクレーンでは48層である。建物モデルの固有周期 (**Fig. 9**) およびクレーンの固有周期 (**Table 8**) を参照すると、これらはクレーンと建物の固有周期がほぼ一致した結果であることが確認できる。

レベル1地震動に対する応答に着目する。建物層数10以上では、すべてのクレーンの応答が0.2G (2100kNm) を超える。また、応答のピークを与える層数の前後5層に対しては応答が1.0Gを超え、ピーク値は3.0G程度となる。これは4種類のクレーン高さに共通である。

KOBns (1995神戸) に対する応答に着目する。応答が全体的に1.0Gを超え、非常に大きな地震力が作用することがわかる。共振が現れる層数はレベル1入力と同じである。しかしながら、ピーク値がマスト高さによって異なり、ほぼ全層数に対して36mクレーンが最小の応答を与える。36mクレーンの応答は18mクレーンの応答を超えることはなく、24mクレーン、30mクレーンの応答を超えるのは36mクレーンの共振域周辺の10層数だけである。これは、KOBnsが特に短周期の卓越した地震動であることに起因しており (**Fig. 11**)、固有周期の長い (3.0sec) 36mクレーンに作用する地震力が、他のクレーン (固有周期1.06, 1.63, 2.28sec) に作用する地震力よりも格段に小さいためである。このような地震動 (良質な地盤で観測されるマグニチュード7以下の地震の地震動の典型である) に対しては固有周期は長いほどよく、最大自立高さの使用が望ましいと考える。しかしながら、共振領域では36mクレーンの応答は2.0Gを超え、現行の設計に基づいたクレーンは被害を受けると考えられる。

Bt354ns (2002台北) に対する応答に着目する。概要はKOBnsと同様であるが、全体的に応答レベルが小さい。この場合も、36mクレーンの応答がほぼ最小であり、最大自立高さのクレーンの使用が望ましいといえる。共振領域では36mクレーンの応答は0.9G程度で

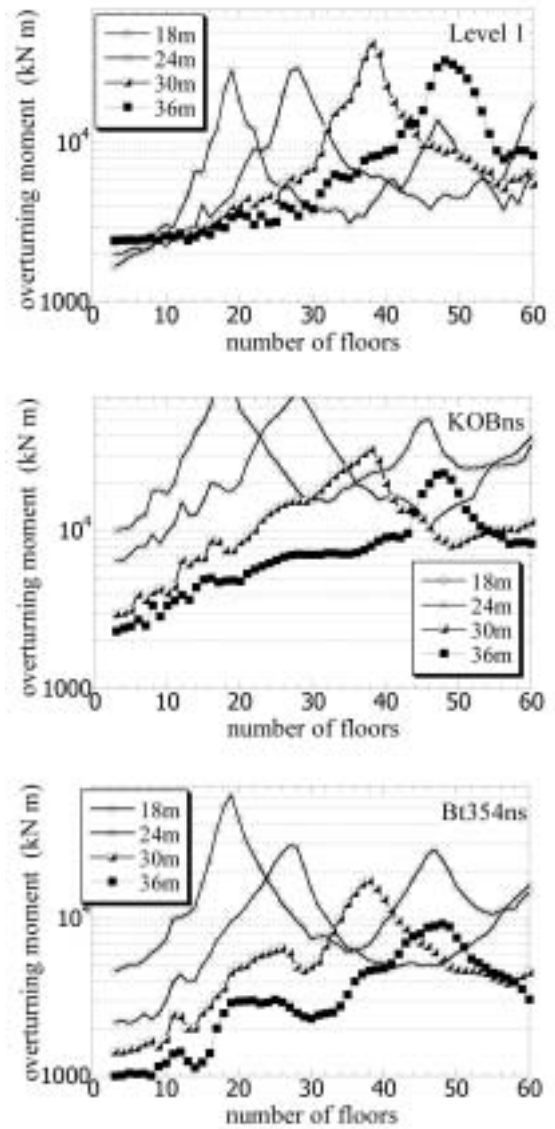


Fig. 12 Overturning moment response without MS 無対策時の基部転倒モーメント推移

あり、計算の過大評価を考慮しても、設計水平力より大きな地震力が作用する、

主構造物に対するクレーンの質量比が1%程度であるとすると、主構造物と2次構造物との相互作用による応答軽減効果は2.0程度⁹⁾である。このとき、**Fig. 12**の応答値の半分程度が実際に考慮すべき応答値となる。この場合でも、現行の設計水平力 (0.2G) は過小であることがわかる。共振を避けないとすると相当大きな設計水平力 (1.0G程度) を考慮する必要がある。なお、KOBnsおよびBt354nsの地震動に対する36mクレーンの応答は、レベル1地震動に対する36mクレーンの応答よりも全体的に小さいが、これには本解析ではクレーンの高次振動モードを考慮していない影響が少なからず含まれている。クレーンの高次振動モード応

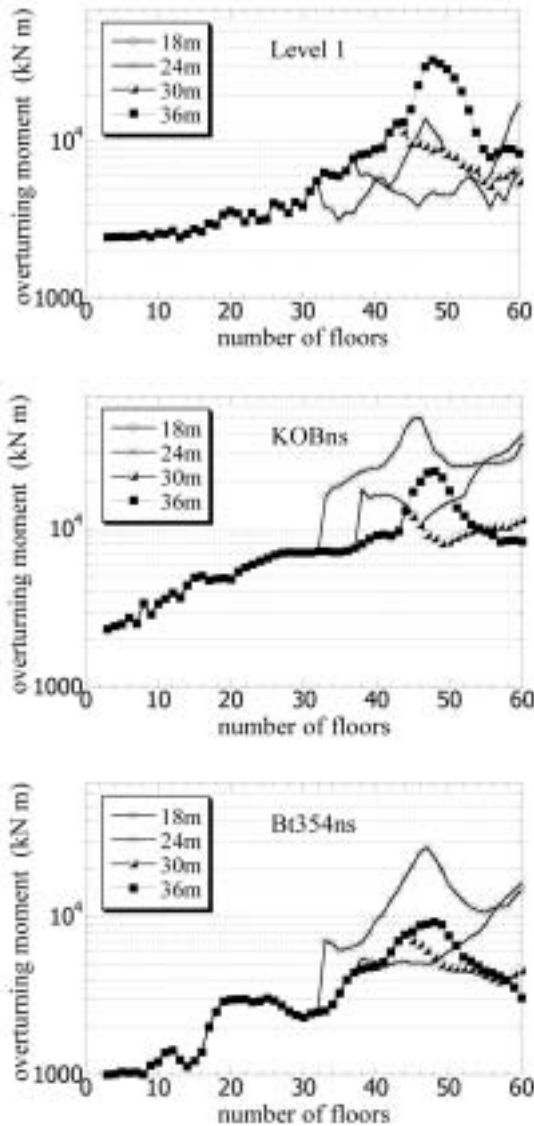


Fig. 13 Overturning moment response with MS 対策時の基部転倒モーメント推移

答が卓越することも考えられるため、より詳細な検討が必要である。

4.3.2 共振回避策MSを講じた場合

Fig. 13に共振回避策MSを講じたときのレベル1地震動、KOBns、Bt354ns入力に対するクレーンの最大モーメント値と建物の層数の関係を示す。各曲線はそれぞれの高さのクレーンの最大応答モーメント値を示す。ここで共振回避策MSは、初期のクレーン高さを36mとし、建物の層数がTable 8に示したに達したときにクレーン高さを18m、24m、30mに変更することを指す。

レベル1地震動に対する応答に着目する。Fig. 12と比較することにより、共振回避策MSによって共振が避けられ、どのクレーン高さに変更した際にも最大

応答値が1.0G程度には軽減されることが分かる。

KOBns (1995神戸) に対する応答に着目する。18m、24mクレーンに変更すると応答が36mクレーンの応答よりも格段に大きくなること分かる。これは、KOBns地震動が短周期領域で大きなパワーを持った地震動であることによる。唯一共振を避けるのに貢献するのは30mクレーンへ変更した場合である。この場合、応答は1.0G程度になる。

Bt354ns (2002台北) に対する応答に着目する。概要はKOBnsと同様であるが、全体的に応答レベルが小さい。この場合も、唯一共振を避けるのに貢献するのは30mクレーンへ変更した場合である。このときわずかではあるが応答モーメント値が軽減する。

これらのことより、共振回避策MAは有効ではあるものの、短周期が卓越した地震動に対してはかえって危険な状態にしてしまう可能性もあることがわかる。近年では強震動予測が行われ、特定の地域において将来発生し得る地震動の性質の概略が明らかにされつつある。そうした知見を用いることによって、共振回避策を講ずるか否かを判断することもできよう。対策によって主構造物と2次構造物との共振を回避できたとき、フロアクライミングクレーンの応答は最大で1.0G程度となった。主構造物と2次構造物との相互作用による応答軽減効果を2.0程度とすると、設計で想定すべき外力は概ね0.5Gとなる。設計では最低でもこの程度の水平力を考慮すべきである。

5. 結言

本研究では、フロアクライミングクレーンを対象に、地震時挙動を評価する振動台模型実験ならびに、フロアクライミングクレーンに作用する地震力の解析的検討および、現状のクレーン設備を用いた共振回避策の解析的検討をおこなった。

模型実験ならびに解析的検討ともにフロアクライミングクレーンの詳細設計にまで立ち入ってはいないが、両者ともにフロアクライミングクレーンの現状の耐震規定が改正されるべきであることを強く示唆している。本研究で得られた水平震度の値についてまとめておく。

- 1) 模型実験より、現状の設計で実質的に考慮されている地動加速度は0.03G-0.06G程度と見積もられた。他の形式のクレーンと同等の耐震性能(地動加速度0.1G相当)を付与するには現状の1.5-3.5倍(0.3-0.7G)程度の水平力を考慮する必要がある。
- 2) 解析的検討より、クレーンと主構造物との共振が回避できない場合には少なくとも1.0Gの水平力を考慮する必要がある。共振回避策を講じた場合にも0.5G程度の水平力は考慮する必要があることが

わかった。

謝辞

本論中の模型実験の主要目的であるクライミングクレーン倒壊現象の動画作成において、その編集作業に御協力頂いた万年園子氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 労働省, クレーン構造規格, 労働省告示第134号, 1996
- 2) 日本クレーン協会, クレーン耐震性検討委員会調査研究報告, クレーン, 第39巻, pp.24-32, 2001.
- 3) 日本建築センター, 建築設備設計指針, 1997.
- 4) 日本クレーン協会, 阪神・淡路大震災のクレーン等への影響に関する調査研究, 労働省委託研究, 1997.
- 5) 橋内良雄・前田豊, 兵庫県南部地震におけるクレーンの被害調査, 産業安全研究所特別研究報告, pp.5-16, 2000.
- 6) Tsai, K.C., Weng, Y.T., Yeh, C.H. and Hsieh, S. S., Earthquake Collapse of the Tower Cranes in the Construction of the 101-story Tall Building in Taiwan, Proceedings, Response of Structures to Extreme Loading, Toronto, August, 2003.
- 7) 国土交通省住宅局建築指導課建築技術研究会編, 基本建築基準法関係法令集, 2003.
- 8) 日本建築センター, 構造計算指針・同解説, 1988
- 9) 鈴木浩平, 付加構造物系の最悪地震応答特性, 日本機械学会論文集, 第44巻, 第387号, pp.3749-3756, 1978.
- 10) 高梨成次ほか, 建築用タワークレーンの耐震性に関する研究(その1~6), 日本建築学会学術講演梗概集, 1998-2002.
- 11) 福島出・小鹿紀英・福田隆介, タワークレーンの常時微動測定, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 937-938, 2003.
- 12) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 2002.
- 13) 大崎順彦, 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 299pages, 1994.

(平成15年12月26日受理)