

1909年姉川地震での鐘樓の移動から推定した地震動強さ

GROUND MOTION INTENSITY INFERRED FROM DISPLACEMENT OF BELL HOUSES

DURING THE 1909 ANEGAWA, JAPAN EARTHQUAKE

大町達夫*, 翠川三郎**, 本多基之***

Tatsuo OHMACHI, Saburoh MIDORIKAWA and Motoyuki HONDA

*工博 東京工業大学教授 大学院総合理工学研究科 (〒226 横浜市緑区長津田4259)

**工博 東京工業大学助教授 同上

***東京工業大学大学院生 同上

To improve our knowledge on characteristics of near-field ground motions, large displacement of bell houses observed during the 1909 Anegawa, Japan earthquake was investigated. According to field investigation reports on the earthquake, five bell houses in the epicentral region showed evident up throw followed by the displacement of 0.5 to 1m in the north-east direction. Based on the ambient vibration measurement at one of the bell houses, shaking table experiment was conducted with a flexible model of the bell house. Results of the experiment suggested that the upthrow of the bell house could occur when peak ground velocity was 100 cm/s or more with the period similar to the natural period of the house, and that the predominant ground motion should be in the direction diagonal to the frame of the house.

Key Words : near-field ground motion, displacement of bell house, the 1909 Anegawa earthquake, shaking table experiment

1. はじめに

震源近傍での地震動の強さを推定することは地震工学上興味深いテーマの一つであるが、現在までに震源近傍で得られた強震記録は数少なく、震源近傍での地震動の強さや特性について不明な点が多い。一方、過去の地震被害の調査で物体の跳躍現象がいくつか報告されており、非常に大きな地震動強さの存在が示唆されている^{1) 2)}。その内の一つとして、1909年姉川地震で寺院の鐘樓が大きな移動を示した報告がある。本報告では、この地震での鐘樓の跳躍現象について整理し、模型実験により跳躍現象を再現し、この跳躍現象を生じさせた地震動の強さについて考察した。

2. 1909年姉川地震と鐘樓の移動

2.1 姉川地震の被害と被害地域の地盤

1909年8月14日15時31分、滋賀県東部を襲った姉川地震(M6.8)は震源の浅いプレート内地震であった。死者41名、負傷者774名、住家の全壊978戸、半壊2445戸、非住家の全壊1257戸、半壊3699戸の被害を生じた。滋賀県下では全壊住家は972戸で、道路の被害・地割れは少なかった。岐阜県下(南部)では全壊住家は6戸であるが、山間で山

崩れ、木曾川以西の平野部で家屋の破壊、道路・橋梁の破損が多く、墓石転倒や堤防の破壊・噴水なども非常に多かった³⁾。

震源の正確な位置は不明であるが、全壊家屋が多かったのは琵琶湖北東岸姉川下流域のほぼ10km×7kmの範囲内である。その中でも住家全壊80%を超える地区と、被害の軽微な地区とが入り交じっている。住家の全壊率の分布を図-1に示す。この地域は伊吹山地と琵琶湖に挟まれた平地で、その中央を姉川が流れていた。平地の上流部は砂礫層に、下流部は粘土層に覆われている⁴⁾。図-2に被害地域での地盤のボーリング柱状図⁵⁾を示す。ボーリング地点の位置は図-1の三角印で示されている。表層はN値が5以下の粘土層であり、その下は砂礫層と粘土層の互層となっている。C点では基盤までの深度は60m以上で、堆積地盤の層厚は厚い。

2.2 姉川地震による構造物の移動例

(1) 稱名寺の鐘樓の移動

稱名寺は安永七年(西暦1778年)に建立された。本堂は七間(12.6 m)平方の建坪をもつ美しい建築であったが、写真-1に示すように、地震で本堂は東方に倒伏し、南東隅に立つ鐘樓は北北東の方に約1m移動した⁶⁾。この鐘樓の平面形は正方形に近い矩形で、長さは東西305cm、南

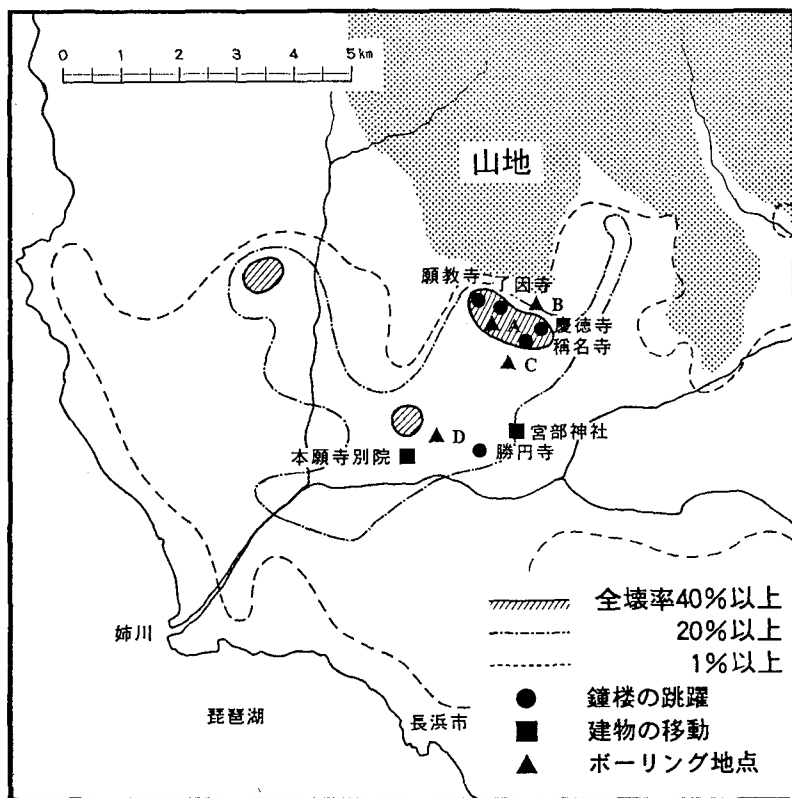


図-1 木造家屋の全壊分布図⁶⁾, 跳躍した鐘楼の位置 (丸印), 移動した建物の位置 (四角印), およびボーリング位置 (三角印)

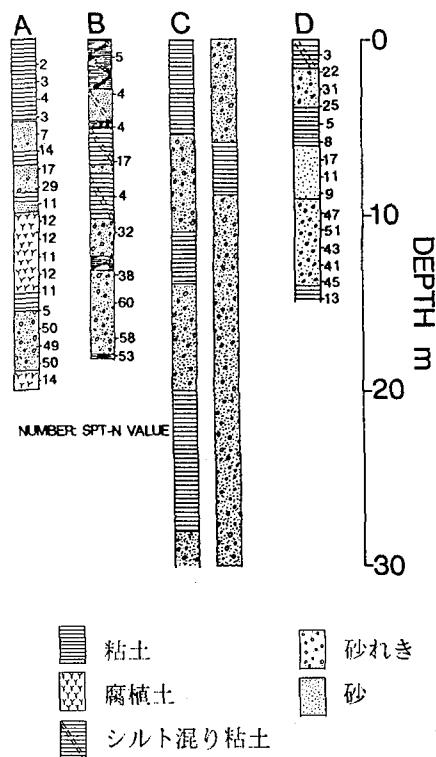


図-2 被害地域のボーリング柱状図

北290cmで、各辺はほぼ東西と南北とに向いていた。地震により、北東の柱はおよそ北38度東の方向に96cm移動し、南東の柱は北24度東の方向に86cm移動して柱端は6cmの深さに埋まった。また、南西の柱は北24度東の方向に104cm移動し、北西の柱は北31度東の方向に108cm移動した。結局、平均して北31度東の方向に98cm移動し、時計の回転の向きに3度回転したことになる。そして西側の二柱は中間に一ヶ所柱底の痕跡を残した(図-3参照)。なお、現在の鐘楼は昭和20年に建て替えられたものである。

(2) 願教寺の鐘楼の移動

願教寺の鐘楼は安土桃山時代に建立された。姉川地震の後、数回の瓦吹替え工事が施されたが、柱や横桁などは現在もなお当時のままである。この鐘楼の大きさは稱名寺の鐘楼とほぼ等しく、移動状態も互いに似ている⁶⁾。この鐘楼の底面は各辺とも東西と南北の向きを取り、その長さは東西321cm、南北288cmである。姉川地震で北東の柱は沓石をつけたまま北40度東に107cm移動し、南東の柱は北32度東に101cm移動して柱端は7cmの深さに没入した。南西の柱は北39度東に90cm移動して柱端は6cmの深さに没入した。北西の柱は北43度東に95cm移動して柱端は3.5cmの深さに没入した。これによって、鐘楼の底の中心は北39度東に97cm移動したことになる(図-4参照)。

(3) その他の建造物の移動

この地域には寺院が多く、鐘楼も比較的多数存在する。上記2つの鐘楼以外にも、勝円寺および慶徳寺の鐘楼が

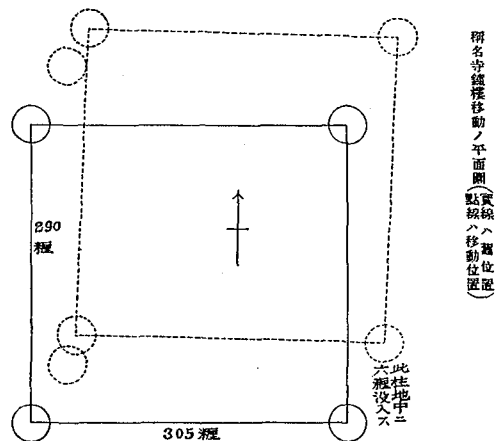


図-3 稱名寺の移動図⁶⁾

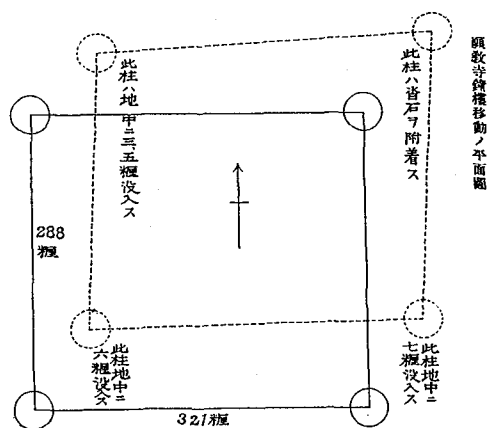


図-4 願教寺の移動図⁶⁾

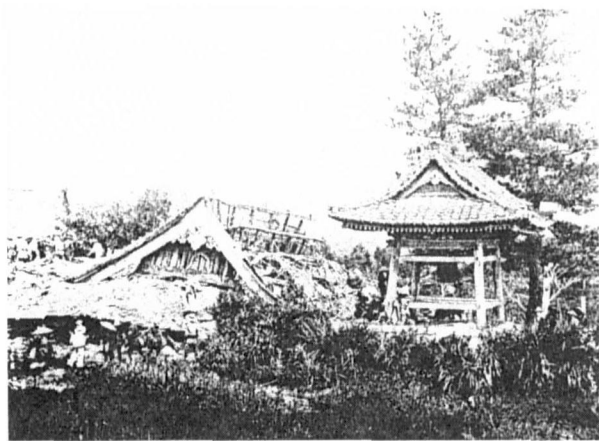


写真-1 地震後の稱名寺⁶⁾



写真-2 現在の願教寺の鐘樓

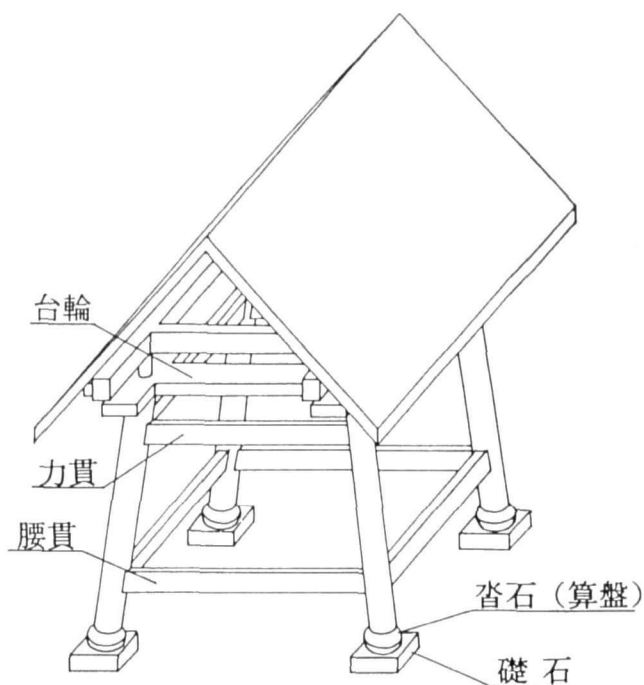


図-5 鐘樓の構造

北東にそれぞれ2尺(60cm)および3尺(90cm)一飛びに移動したこと⁷⁾や因寺の鐘樓が北北東に1尺6寸(50cm)移動したこと⁸⁾が報告されている。結局、稱名寺および願教寺を含め5つの鐘樓が跳躍により移動したことが報告されている。これらの鐘樓の位置を図-1に丸印で示す。この他、宮部村の願応寺でも本堂および鐘樓が北へ移動したという報告⁸⁾があるが、跳躍によるものかどうかは不明である。それ以外の鐘樓の被害としては、虎姫町大寺西教寺、三川頓証寺、大井妙蓮寺では全壊、三川元三大師、大寺正福寺では半壊、中野了福寺では無被害であった。また、下之郷東では地震直後に寺の鐘がひとりでに鳴り続けたという証言⁹⁾もある。

鐘樓以外では本願寺別院本堂が移動した報告⁶⁾もある。この本堂は12間(21.6 m)四方の建坪をもち震災地における最大の寺院であった。最前列の柱はおおよそ南30度東の方向に21cm移動した。次列の柱より北方のものは次第に移動距離が減少し、中央の柱は南北の方向にはほとんど全く移動しなかったが、西側のものは東方に12cm移動し、東側のものは西または東に2~3cm移動した。また、田村の大將軍神社の拝殿が北に1尺(30cm)東に4寸(12cm)すべり、宮部村の宮部神社が北東に約1尺(30cm)移動し、

大井村の大井神社の手洗い所が北東に倒壊した⁸⁾。大井村では土蔵が3尺(90cm)移動し、宮部村、大井村、尊勝寺では民家の柱の移動がみられた¹⁰⁾。

跳躍したと考えられる前述の5つの鐘樓はいずれも北東ないし北北東に50cm~1mの移動を示しており、移動方向や距離に類似性がみられる。その他の構造物も北東や北北東に移動したり倒壊したものが多く、この方向の地震動が強かったものと推定されている^{7) 8)}。

3. 願教寺における現地調査

願教寺の鐘樓は地震当時のまま残っているので、その構造等を調査した。この鐘樓はけやきで造られており、屋根は瓦葺である。高さは約5m、幅は約4m、重量は約5tで、その大半は瓦の重量である。また鐘の重量は約400kgである。通常の鐘樓の柱は半転びと呼ばれるように直径の半分程傾いているのに対し、願教寺の鐘樓は45cmと柱の直径の約2倍傾いているのが特徴である(写真-2参照)。

鐘樓の各部分の名称を図-5に示す。柱の上部にある井桁状の木杵は台輪、上部の横桁は力貫、下部の横桁は腰貫と呼ばれる。柱や梁の接合部は柄仕口によるもので、剛接合されているわけではない。柱は沓石を介して礎石

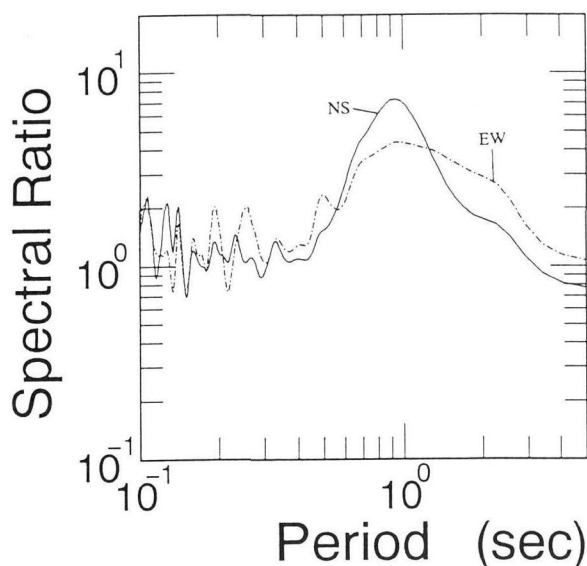


図-6 願教寺境内の地盤の常時微動による
水平／上下スペクトル比

の上に置かれている。沓石は礎石の上に置かれているだけであるが、柱と沓石の間には両者がずれないようにけやき材の栓がはめこまれている。姉川地震で北東の柱が沓石をつけて移動したのはこの栓の効果と考えられる。

鐘樓の振動特性を知るために常時微動を台輪と地盤で測定した。微動のスペクトルから、鐘樓の並進振動の固有周期は 0.5秒強、その減衰定数は約 6%、ねじれ振動の固有周期は約 0.7秒と推定される。また、鐘の振動周期は約 1.8秒であった。地盤で測定されたの常時微動の水平／上下スペクトル比（図-6）によれば、地盤の卓越周期は 1秒弱と推定される。常時微動のアレイ観測の結果、地表近くの粘土層の S 波速度は 150m/s 程度、その下の砂礫層の S 波速度は 350m/s 程度と推定される。

4. 振動実験と地震動強さの推定

4.1 模型 1 号による予備実験

鐘樓の振動性状の概略を把握するため、まず 4 本足の剛な木製鐘樓模型を作り振動台で加振した。縮尺は 1/15 で一辺の長さは 20cm とし、重さは 1.5kg で上部の円盤枚数により調整可能とした（写真-3 参照）。この模型の固有振動数は約 28Hz であった。実験では、振動台により 1～10Hz の正弦水平振動を与えて模型の応答を調べた。礎石を模擬してゴム板を貼った木材片を振動台上に設置し、その上に鐘樓模型を載せた。

振動台がある加速度を超えると模型はロッキング挙動を示したが、さらに加速度を大きくしても跳躍に至ることはなく礎石上で定常的にロッキング振動するだけであった。模型の重量や重心を変えたり、加振方向を変えたり、模型の下端の摩擦を変化させたりして、跳躍させようと試みたが、模型はロッキング振動を起こすだけで、

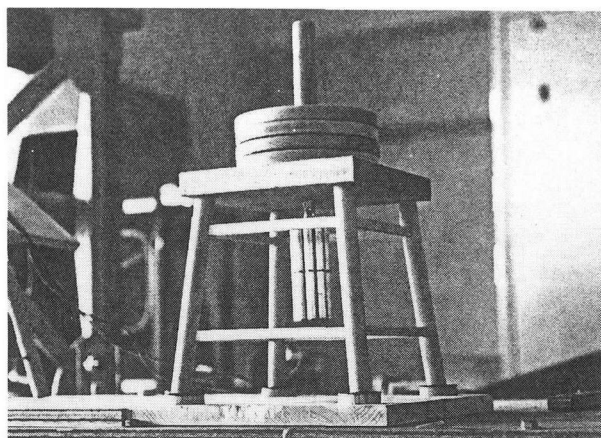


写真-3 鐘樓模型第 1 号の外観

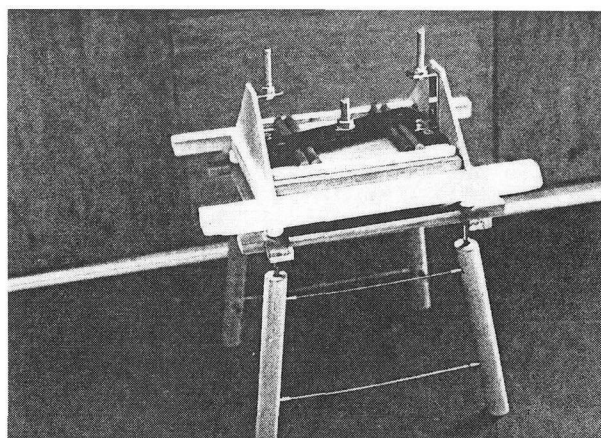


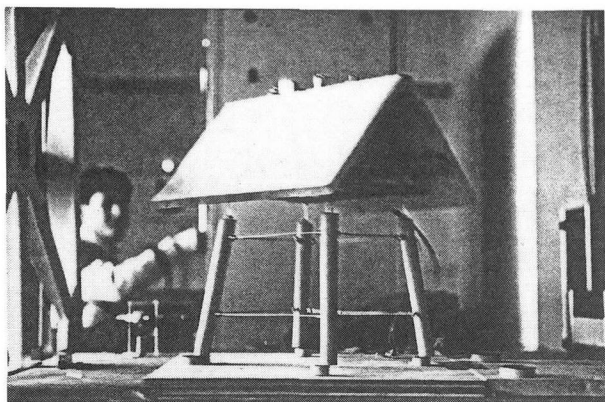
写真-4 鐘樓模型第 2 号の外観（屋根をはずした状態）

跳躍しなかった。結局、このような剛な鐘樓を跳躍させるのは難しいことが分かった。

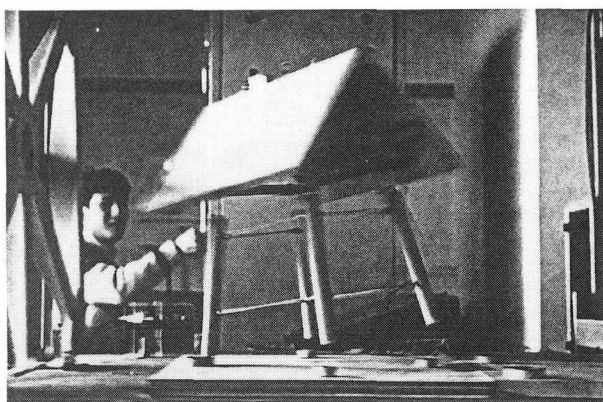
4.2 模型 2 号による実験

この模型は縮尺を 1/15 とし、たわみややすくして固有振動数を下げることを念頭に置いた。ただし、模型が最も跳躍しやすい振動数や跳躍量などは簡単には分からないため、固有振動数を調節できるように、柱と台輪の付け根や横桁を交換式にし、いろいろな素材の梁を使って模型を組んだり、屋根の部分に重りを取り付けて重量を調節できるようにした（写真-4 参照）。その結果、固有振動数は 1～10Hz の範囲で調整可能となった。

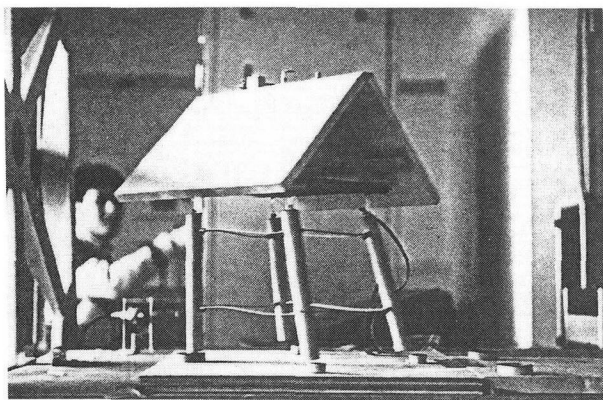
模型 2 号を振動台に載せて、各固有振動数で共振させてその挙動を観測した。振動台の水平加速度を徐々に増していくと模型はロッキング振動を開始し、さらに加速度を上げてその振幅が大きくなるだけで跳躍には到らなかった。振動台で鐘樓模型を跳躍させる方法を試行錯誤した結果、架構の対角線方向に、模型の固有周期と同程度かやや長い周期の振動を約 400cm/s² 以上の加速度振幅で急激に与えると、3本の柱が少し浮き、やや上向きに飛び出して跳躍することがわかった。対角線方向でなく架構の方向に振動を与えても、大きくロッキングする



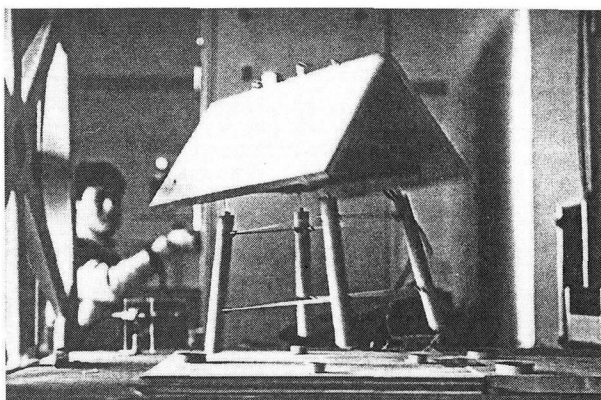
(a)



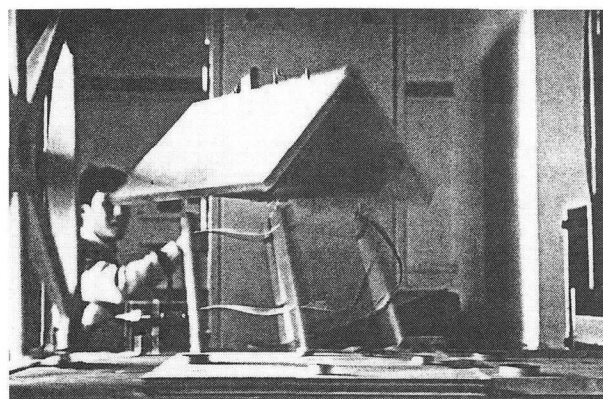
(d)



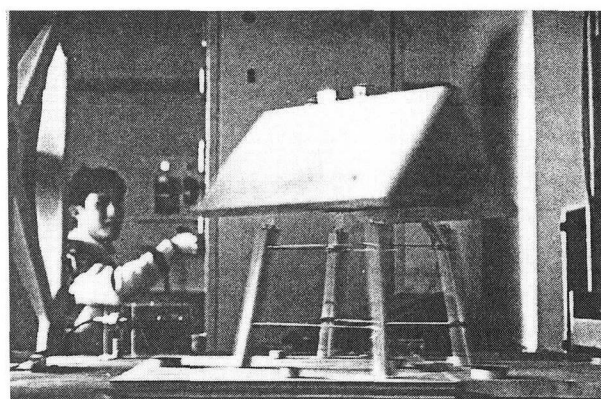
(b)



(e)



(c)



(f)

写真-5 振動実験による鐘楼模型の跳躍

ものの礎石を模した木材片からずり落ちるだけであった。

振動台実験の際、模型の屋根部に小型加速度計を2つ取り付け、1つは対角線方向、もう1つは鉛直方向をそれぞれ測定した。また、振動台の加速度も測定した。

写真-5は模型が架構の対角線方向に跳躍する状況を示している。すなわち、

(a) 模型を振動台上に設置し架構の対角線方向に、急激に加振する。

(b) 模型は頭部を写真の右方に振り、その反動で3本の

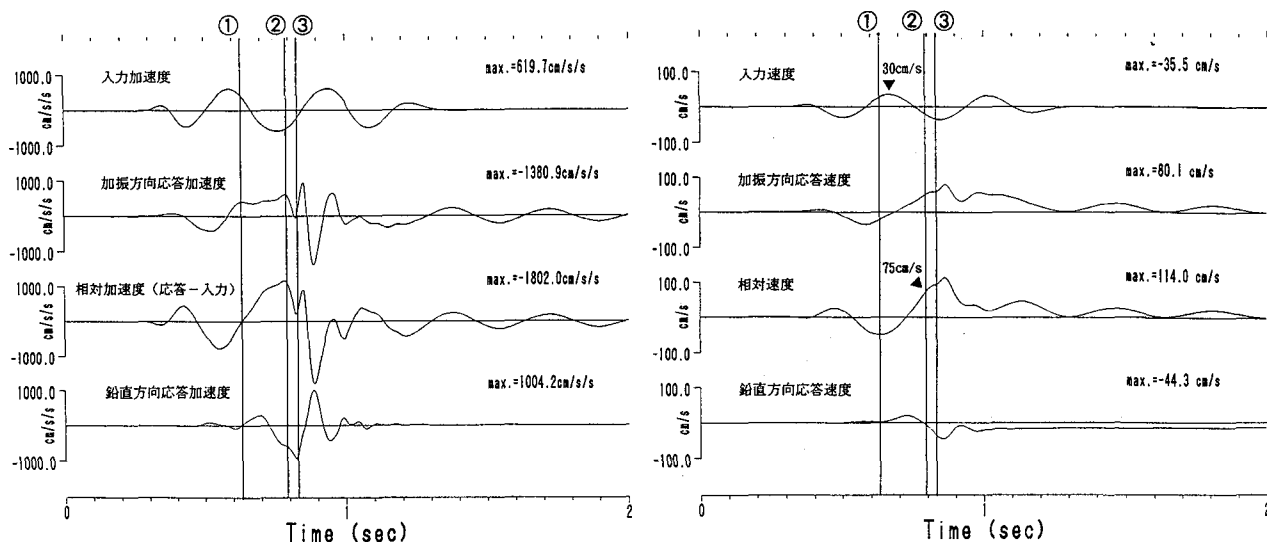
柱を浮かせて傾き、残りの一本のみでの支持となる。

(c) 3本の柱はさらに浮き上がり、架構が変形して弾性エネルギーを蓄える。

(d) 模型は弾性エネルギーを初速度に変換し、10から20度の角度で飛び出す。

(e) 空中に飛び出した模型は傾いた状態を保ち、

(f) 礎石模型から6cm程度離れた台上に、後ろ足から着地する。



(a) 加速度波形

(b) 速度波形

図-7 鐘楼模型の応答波形

図-7 に、振動台の加速度、屋根部の水平方向の加速度、振動台と屋根部の相対加速度、屋根部の上下方向の加速度およびそれらを積分して得られた速度を示す。この場合の模型の固有振動数は 3Hz で、入力振動数も約 3Hz である。図-7 において、①の時点で 1 本柱支持となり模型は傾き、鉛直上向きの加速度が増し（写真-5 (b) に対応）、屋根は上昇する（写真-5 (c) に対応）。②の時点で跳躍し（写真-5 (d), (e) に対応）、外力が加わらなくなるため加振方向応答加速度は 0 に近づき、鉛直応答加速度は $-1g$ 程度を示し、加振方向応答速度はほぼ一定となる。そして③の時点で着地し、再び外力が加わるので応答加速度は大きく変化する（写真-5 (f) に対応）。振動台の最大加速度は 620cm/s^2 、最大速度は 36cm/s であるのに対して、跳躍時の模型の応答は加速度で 600cm/s^2 、速度で 110cm/s である。

鐘楼は、跳躍直前は 1 本柱のみ接地し、この場合の振動周期は通常の 4 本柱接地時と異なるものと考えられる。そこで、4 本柱接地時の固有振動数 (f_4) と 1 本柱接地時の固有振動数 (f_1) をそれぞれ測定した。4 本柱接地時の固有振動数は、静置した模型の屋根に衝撃力を与えた後の自由振動を測定して求めた。1 本柱接地時は、模型の 1 本の足をクランプして屋根に衝撃力を与え自由振動を発生させた。 f_4 が 3~5Hz の範囲で、 f_1/f_4 は 0.70~0.77 であった。実際の鐘楼の構造と模型の構造とは同一ではないので、この比率がそのまま実際の鐘楼にも当てはまる確証はないが、この関係を使えば、願教寺の鐘楼の固有周期は 1 本柱接地時には 0.7 秒程度と推定される。

本実験によれば、鐘楼の跳躍現象は、架構の対角線方向に強く加振されて 3 本の柱が浮き上がり、鐘楼が 1 本柱のみで支持され、全体が大きくたわんで十分な弾性エネルギーを蓄積し、大きな初速度に変換されて跳躍する

表-1 鐘楼が 1 m 跳躍するために必要な相対初速度

飛び出し角(°)	滞空時間(s)	初速度(m/s)
0	0.23	4.4
5	0.26	3.8
10	0.30	3.4
15	0.32	3.2
20	0.35	3.0
25	0.38	2.9
30	0.41	2.8

ことによって結果的に大きな移動を示すことが明らかとなった。前述の 5 つの鐘楼の移動方向がいずれも北東ないし北北東で鐘楼の架構の対角線方向におおむね一致することは、この実験結果と符合している。したがって、地震動の震動方向が架構の対角線方向に卓越し、その周期が鐘楼の固有周期に近いことが、鐘楼の跳躍現象が発生する必要条件と考えられる。

4.3 地震動強さの推定

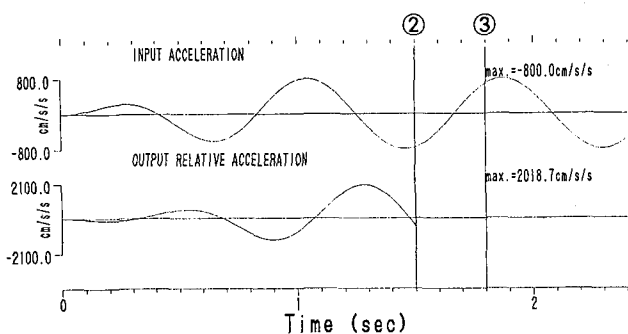
模型実験で観察されたものと類似のメカニズムで願教寺の鐘楼も跳躍したと考え、地震動強さを推定してみる。地上物体が水平に a m、鉛直下方に b m 跳躍するのに必要な初速度 v は、下式を連立させて解けば簡単に求まる。ここに θ は射出角度、 g は重力加速度である。

$$vt \cos \theta = a \quad \dots \dots (1)$$

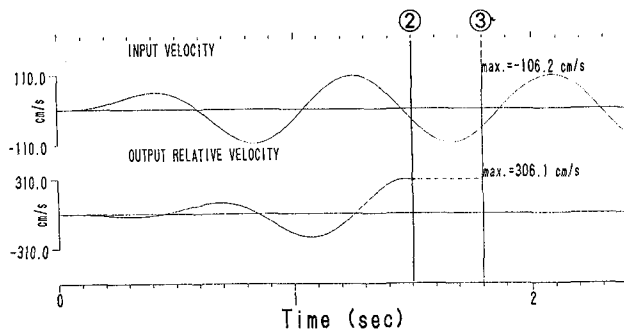
$$vt \sin \theta - \frac{1}{2}gt^2 + b = 0 \quad \dots \dots (2)$$

表-1 は、鐘楼の飛び出し角 (θ) をパラメータとして、鐘楼が 1 m 跳躍するために必要な滞空時間と相対初速度を示している。例えば鐘楼が 15 度の仰角で飛び出せば、320 cm/s の相対初速度が必要であることがわかる。

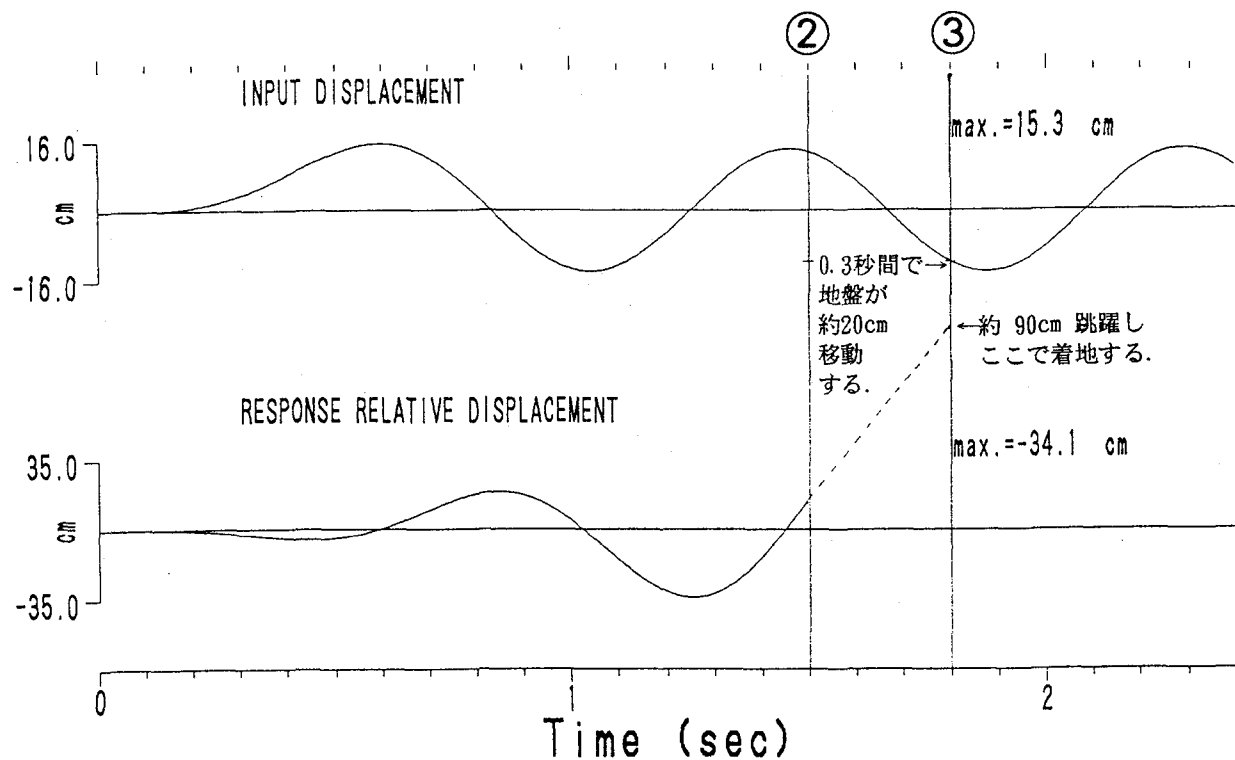
前述のように、鐘楼が飛び出す際の速度 V は架構に蓄



(a) 加速度波形



(b) 速度波形



(c) 変位波形

図-8 数値シミュレーションによる入力と応答波形

積された弾性エネルギーの変換によって与えられるので、その速度 V は架構の弾性変位量に依存する。簡単のため、鐘楼を 1 自由度のバネ-質量系とみなせば、

$$m V^2 = k S^2 \quad \dots \dots (3)$$

であり、次式が成り立つ。

$$V = p S \quad \dots \dots (4)$$

ただし、 n は質量、 k はバネ定数、 S は弾性変位量、 p は固有円振動数である。

ところで、振動系を固有振動数に等しい振動数で急激に強制振動させた場合、質点変位の最初の 1, 2 回のピーク（または谷）の変位量 S は、外力振幅 f に対するバネ定数 k の比（すなわち静的バネ変位量 d ）でほぼ決定され、 S と d との間には近似的に比例関係が成り立つ。すなわち、 c を比例定数とすれば

$$S = c d = c f / k \quad \dots \dots (5)$$

ここで外力が地震動であることを想定し、地盤変位振幅 s を用いて

$$f = m s p^2 \quad \dots \dots (6)$$

とおけば、入力地震動の速度 v は

$$v = p s \quad \dots \dots (7)$$

となる。したがって、応答速度 V と入力速度 v との間に $V/v = c$ (一定) $\dots \dots (8)$

という関係が成り立つことが予想される。

図-7 に示した模型実験では、 $v = 30 \text{ cm/s}$ 、 $V = 75 \text{ cm/s}$ であるので、(図-7 (b) 参照)

$$V/v = 2.5 \quad \dots \dots (9)$$

となっている。

ところで前にも述べたように、鐘楼が 1 m 跳躍するには地動の周期が鐘楼の周期に近いことが必要となる。願教寺の鐘楼の固有周期は 4 本柱接地時で約 0.5 秒、1 本

柱接地時で 0.7 秒程度と推定され、大振幅時には周期はさらに長くなることが推測される。願教寺の地盤の卓越周期は 1 秒弱であり、鐘樓の振動周期と地震動の卓越周期はほぼ一致していた可能性は高い。

図-8 は、振動数 1.2Hz (周期 0.83Hz) で最大加速度振幅 800cm/s^2 、最大速度 106cm/s の急変する地震動を、臨界減衰比 0.08 の 1 自由度系に与えたときの状況を、数値シミュレーションした結果を示している。この場合、応答相対速度 $V = 306\text{cm/s}$ となり、入力地震動の速度は $v = 106\text{cm/s}$ である。したがって、 V と v の速度比は

$$V/v = 2.9$$

となり、模型実験の観測結果とほぼ同様の関係が成り立っている。図-8 において、②の時点で鐘樓はこの地震動に応答して 300cm/s 程度の速度をもって飛び出し、約 90cm 飛んで③の時点で着地する。そして滞空時間内 (②～③で 0.3 秒間) に地盤自体も約 20cm 移動すると考えれば、鐘樓は 1 m 以上は移動しうることになる。(図-8 (c) 参照)

5. まとめ

1909 年姉川地震での鐘樓の跳躍現象を模型実験で再現し、それをもとに鐘樓の跳躍をもたらした地震動の強さを推定した。模型実験から、鐘樓が架構の対角線方向に強く加振されて、跳躍直前には 3 本の柱は浮き上がって、残りの 1 本のみが地面に接地し、鐘樓が大きくたわんで、 $10\sim 20$ 度の角度で空中に射出されることがわかった。結局、地震動が鐘樓の架構と対角線方向に卓越し、その周期が鐘樓の振動周期とほぼ一致し、最大地動速度で 100cm/s 程度の値があれば、鐘樓が跳躍して 1 m 程度移動すると

いう現象が生じうるものと考えられる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、願教寺住職の千田淨信氏には、現地調査の際に種々の協力を賜り、また様々な資料を御提供頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) T. Ohmachi and S. Midorikawa, Ground Motion Intensity Inferred from Upthrow of Boulders during the 1984 Western Nagano Prefecture, Japan, Earthquake, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 82, pp. 44-60, 1992.
- 2) 翠川三郎, 地震時に物体の跳躍現象が生じた事例の調査, 地震, Vol. 47, pp. 333-340, 1994.
- 3) 宇津徳治, 地震の事典, 朝倉書店, 1987.
- 4) 斉田時太郎, 明治 42 年江濃地震による震害と地盤との関係, 地震, Vol. 8, pp. 563-569, 1936.
- 5) 国土地理院 1:25,000 土地条件図 長浜 説明書, 1984.
- 6) 今村明恒, 明治四十二年姉川地震調査報告, 震災予防調査会報告, No. 70, pp. 1-63, 1911.
- 7) 滋賀県彦根測候所, 激震区域内に於ける震動の方向及び強さ, 近江国姉川地震報告, pp. 49-54, 1911.
- 8) 岐阜県岐阜測候所, 滋賀県に於ける震害状態, 明治四十二年八月十四日江濃地震報告, pp. 57-78, 1910.
- 9) 長浜市, あれから 68 年, 広報ながはま, No. 326, 1977.
- 10) 佐野利器, 江州地震調査報告, 震災予防調査会報告, No. 70, pp. 65-84, 1911.

(1994 年 9 月 14 日受付)