

## 6 天井の揺れ方

### (1) 天井の揺れ方の推測

ホール天井の一部について、天井を模擬した簡単な多質点系モデルに東北地方太平洋沖地震によるR階床で得られた地震動を入力し応答解析を行った。その結果、吊り材を単純な1本の材（中間での曲げモードを無視）と仮定し、減衰を0.0の振り子モデルの場合には、左右に概ね20cm程度揺れ、最大で40cm程度の変形が生じた。

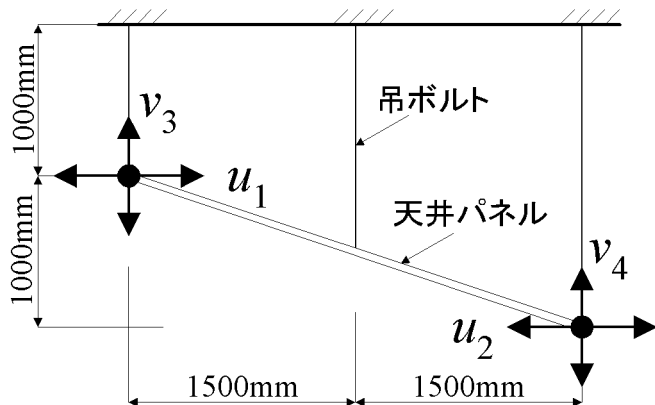


図 6.6.1 天井と接合部の解析モデル

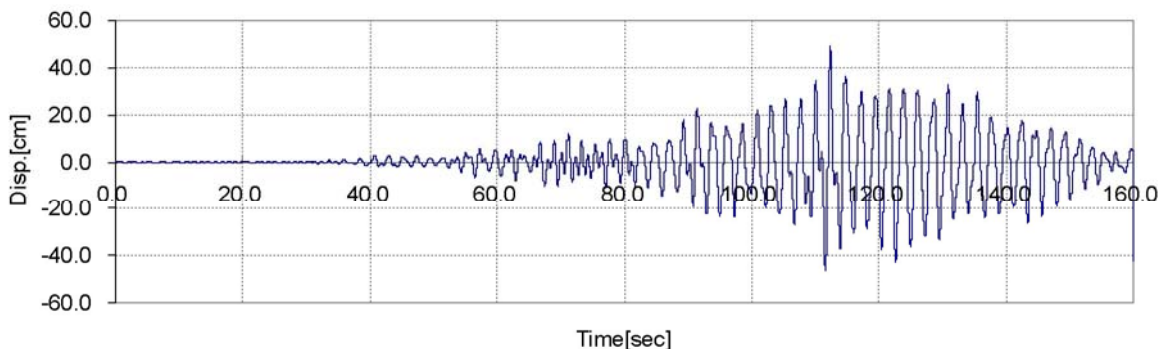


図 6.6.8 天井材の変位時刻歴波形

### (2) ブドウ棚のねじれ振動の推測

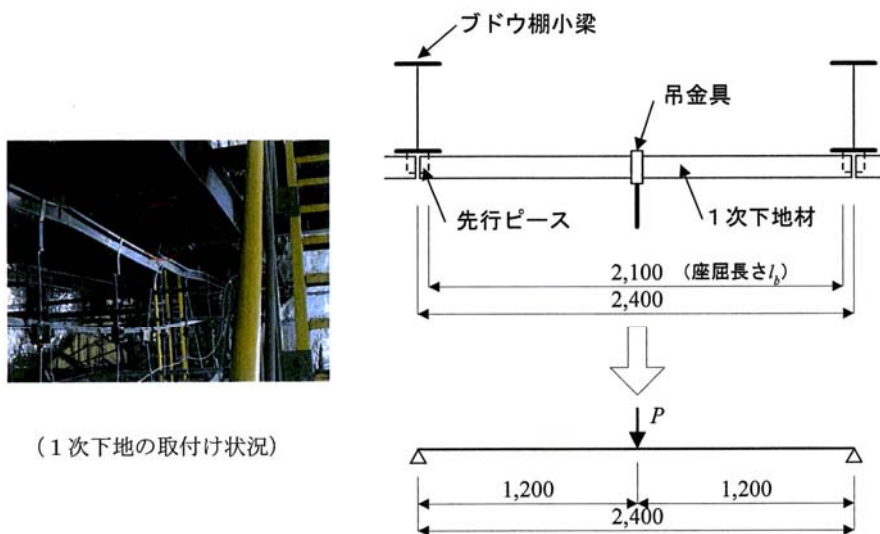
現状におけるブドウ棚について静的なねじれの検討を行う。検討は、水平剛性、ねじれ剛性、および偏心距離を求め、ブドウ棚を剛床で1層の建物と仮定し、一般の建物と同様に偏心率および地震力を各架構に負担させる係数、すなわちねじれ補正係数を求める。

B1通りに筋かいが入っていない現状における偏心率は0.403となり、B1通りのねじれ補正係数は1.58となった。

また、B1通りに筋かいが有るとした場合（図面に記載されていた配置）、偏心率は0.097となり、B1通りのねじれ補正係数は1.10となった。

## 7 天井構成部材に作用した力

### (1) 1次下地材の強度の推測



(1次下地の取付け状況)

(検討モデル)

図 7.1.1 検討モデル図

現地調査において損傷を生じた1次下地材について、仮定条件に基づき1次下地材の許容応力度の検討、および降伏時の作用荷重を推測する。

長期荷重による応力度は長期許容応力度以下となるため、長期では安全側となることがわかった。

(長期荷重による応力度： $74.8 \text{ N/mm}^2 < \text{長期許容応力度} : 104.6 \text{ N/mm}^2$ )

次に、天井が水平方向に力を受けた場合、斜め振れ止めから下地材へと鉛直力が作用する。水平震度1.5が作用した場合、斜め振れ止めの反力による1次下地材への鉛直力は、1次下地材が降伏強度に達するときの荷重と比較すると鉛直力が上回る結果となり、したがって斜め振れ止めがある箇所は、1次下地材が塑性化して変形を起こす可能性があることがわかった。

(2.4 mスパンで支持された1次下地材の降伏応力： $6 \text{ kN} < \text{1次下地材への鉛直力} : 7.5 \text{ kN}$ )

### (2) 天井吊り材の引張力の推測

天井が振り子のように変形した場合、吊り長さが異なる長短吊り材の変形、および引張力を図式的に求め、長短吊り材に作用する力を推測する。

その結果、天井吊り材に作用する引張力は、長い吊り材に対して短い吊り材の方が大きな変形、引張力を示し、強制変位が30 cmで短い吊り材長さが50 cmの場合は、長い吊り材より1.54倍大きな引張力が生じる。

### (3) 接合部に作用する力の推測

天井材は全面にわたり複雑な形状をなしている。2枚の天井材がある角度を持って接合されているV字形モデルを例にとり、V字形の交点を剛接と仮定し荷重増分解析、および略算により、その交点における下地材(リップ溝形鋼)に作用する力を推測する。

水平面に対する部材の角度が大きくなるほど耐力は小さくなり、部材の角度が $10^\circ$ 以上では、加

速度 1 G 以下で部材は降伏する。

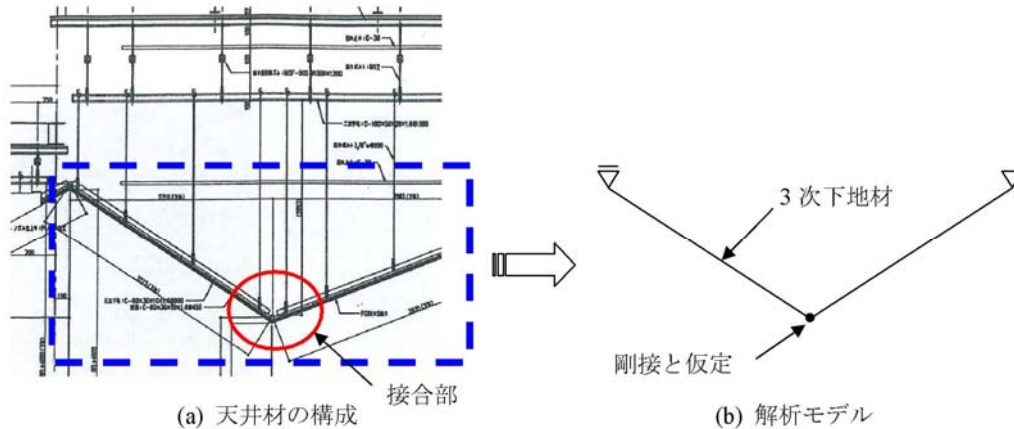


図 7.3.1 天井材の構成および解析モデル

## 8 天井構成部材・接合部の強度

落下した天井の調査より、吊り元のフック状金具（商品名つりっこ2号）が変形して、この部分で分離しているものが非常に多い。したがって、この金具の強度が問題となる。フック状金具とともに現場から採取された天井構成材の引張実験の結果をまとめ、その強度および剛性から天井落下の原因を考察する。

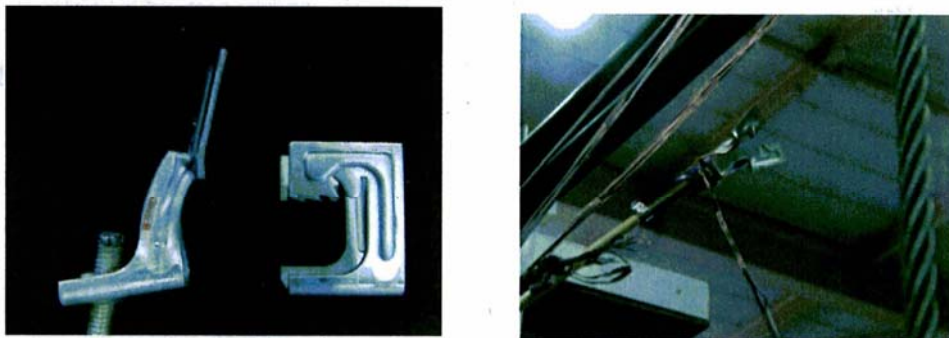


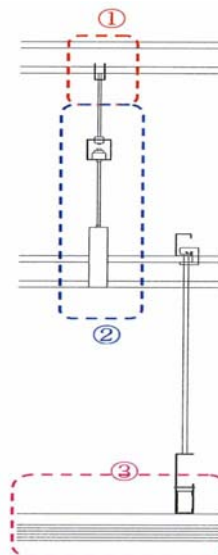
図 8.9 No. 6 試験体破壊状況

表 8.11 各部分最大荷重一覧

番号	破壊形式	最大荷重(kN)
①	つめが開き脱落(鉛直引張)	5.73
	つめが開き脱落(斜め引張)	4.52
②	ハンガーのボルト孔部分の破断	19.2
③	ビスが抜ける	13.7
	クリップのつめが開き脱落	14.4

鉛直方向力のみ加わった場合、①のフック状金具の最大耐力が最も小さい。これによりフック状金具のつめが開き脱落することにより、天井全体が落下すると考えられる。

図 8.20 天井下地材の位置関係



鉛直荷重に加え、水平荷重も加わり、フック状金具が斜め下に引張られた場合、発揮できる最大耐力が小さくなる。このような最大耐力の低下は、上下動が0～1 Gの範囲で、応答水平加速度は1.4～1.8 Gで起こりうる。

実験からフック状金具は斜め下に引張られた場合4.52kNであり、カタログの最大荷重5.1kNまで耐力を発揮できない事が分かった。また、天井構成材のなかでフック状金具が最も強度の小さい部材であり、天井に対して地震力が加わった場合、フック状金具が変形し、この部分で落下する可能性が非常に高い。これは被害状況と合致する。

## 9 設計・施工時における耐震性等の検討

設計時、あるいは施工時に、この天井の耐震性について、構造的（耐震的）な観点からどのような検討が行われたかについて、おもに三つの調査方法により、検討した。

- (1) 設計関係者および施工関係者5社に対するヒアリング（委員会のWGによる）
- (2) 設計関係者および施工関係者6社に対する文書による質問（委員会のWGによる）と回答
- (3) 施工中の打合せ記録の閲覧

(1) と (2) からは、構造計算あるいは耐震計算がなされたという情報が得られなかった。

(3) に関しては、その記録から読みとれる検討では、斜め振れ止めの断面とピッチを、設計震度（水平1.5、上下0.75）に対応した力に対して許容応力度以下に収まるように決めることにより、天井の固有周期を、建物本体の固有周期より十分短くできている。

その目的は、天井が建物と共振しないようにしようとするもので、必要な検討ではある。

しかし、その計算過程において、斜め振れ止めとしての部材の強度、剛性のみを考慮しており、この天井の下地組に含まれる接合部や他の部品（フック状金具、防振ゴム、ハンガー、クリップ、1次下地のリップ溝形鋼、野縁受、野縁など）の強度、剛性を考慮していないので、意味のある情報とはみなさなかつた。

以上のように、(1)、(2)、(3)の三つの調査方法のいずれによっても、この天井に関して、構造的（耐震的）検討が行われたということは確認できなかった。

したがって、この天井（下地）を構成する部材や接合部について、必要十分な構造的（耐震的）検討（強度計算、剛性の計算等）が行われたとは言えず、その内容について有用な情報は得られなかった。

なお、国土交通省の天井の耐震性に関する技術的助言の最初のもので出されたのは、平成13年6月1日で、この建物の実設計の完了時期（平成13年3月）の後である。

また、天井の施工（平成15年2～5月頃）は、この最初の技術的助言が出された後である。

## 10 考察と結論

### (1) はじめに

東日本大震災を引き起こした2011年東北地方太平洋沖地震の本震(3月11日午後2時46分)によって、ホール内天井が広範囲に落下し、また宙吊りになった部分もあった。当時公演等の催しは行われておらず、客席部分には人がいなかった。パイプオルガンの練習をしていた奏者は、地震発生と同時にドア付近に逃れ、その後ホール外に出たため、落下の最中には、ホール内に人はいなかった。

ここでは、これまでの現場調査・測定、実験、解析等の情報を簡単にまとめるとともに、それらの結果をもとに行った落下原因に関する考察と結論について述べる。

### (2) 地震動と建物の応答

この地震によるホールの場所(幸区内)での震度は、直接の記録はないが、気象庁の発表では、幸区で震度5弱、川崎区で5強である。また、約1km離れたところの地震計の記録から、この地点の地震動波形を計算し、震度を求めたところ、計測震度は5.1(震度5強)であった。

この地震動波形では、最大加速度が、東西方向、南北方向ともに約150ガルであり、上下方向は100ガル弱である。

この地震動波形を用いて、建物の地震応答解析(固有周期 長辺方向:1.09秒 短辺方向:1.02秒減衰定数5%)を行った結果、小屋トラス部分での水平方向最大応答加速度は、長短両方向とも500ガル程度であり、上下方向は200ガル強である。天井はこの小屋トラスから吊られたブドウ棚から吊られている。

このブドウ棚の水平方向の固有周期は、いくつかの仮定をした上で、両方向とも0.15秒程度であるので、実際上も相当剛性が高く、ブドウ棚は全体としては、概ね小屋トラスと同じように揺れると考えられる。

ただし、このブドウ棚には、図面上長辺(X)方向に筋かいが描かれているが、上層ブドウ棚の上手寄りの4スパンには、図面にある筋かいが存在しない。このことによって、ブドウ棚には、ねじれ振動が生じたと考えられる。

### (3) 天井の構成と被害状況

この天井は吊り天井であり、その部材と接合部の構成は、最も多く採用されている2段吊りのところで、概ね次のようになっている。

ブドウ棚下部H形鋼-先行ピース-1次下地(リップ溝形鋼)-フック状金具(商品名つりっこ2号、または溶接)-吊りボルト-防振ゴム-吊りボルト-ハンガー-2次下地(リップ溝形鋼)-フック状金具-吊りボルト-ハンガー-野縁受-クリップ-野縁-(ビス)-天井板(5枚張り)  
落下した天井は、ほとんどが1次下地(リップ溝形鋼)からフック状金具が外れて落ちている。

### (4) 天井の特徴と揺れおよび下地組にかかった力

#### ア 天井の特徴

(ア) 天井板が5枚張りになっており、非常に重いこと

(イ) 全面にわたり凹凸があり、非常に複雑な形をしていること  
これらの特徴が、今回の地震被害と密接に関係していることは確かである。

#### イ 天井の揺れ方

水平方向の揺れに関しては、建物の固有周期が1秒程度であり、天井も部分的には1秒程度の自由振動周期のところがあるので、そこでは、共振的に大きく揺れた可能性がある。また、部材同士（例えばスピーカーボックスとキャットウォーク）の揺れの違いによる擦過傷などの痕跡からみて、相対変位が片振幅で少なくとも20cm程度は揺れたとみられる。

なお、(上層)ブドウ棚の筋かいの配置が偏っていることによるねじれにより、(上層)ブドウ棚の長辺(X)方向の上手側は、(上層)ブドウ棚全体の平均的な揺れよりも大きく揺れた可能性がある。したがって、天井も長辺(X)方向の上手側は天井全体の平均的な揺れよりも大きく揺れた可能性がある。

このことは、このあたりの1次下地(リップ溝形鋼、X方向に配されている)に、フック状金具の滑りによって付けられたとみられる長い擦過傷があることと矛盾しない。(図5.3.9参照)

上下方向の揺れに関しては、実験と計算から求めた下地組(2段吊り)の鉛直方向の剛性から算出した固有周期は0.3秒である。建物の地震応答解析の結果、小屋トラスの上下方向には、0.3秒あたりで0.8G程度である。すなわち、瞬間的には、天井面に自重による1G(相当)と合わせて、2G(相当)に近い下向きの力が作用した可能性がある。

#### ウ 重さの影響

体育館などの一般的な天井が下地込みで、単位面積1㎡当たりの質量がせいぜい30kgであるのに対し、この天井は100kg近くもある。

したがって、常時にも、地震時にも、天井下地組に大きな力がかかることになる。さらに、凹凸があることにより天井面は必然的に傾斜しており、したがって平面投影面積に対する単位面積あたりの荷重はさらに大きくなるので、それに応じて下地組にかかる力も大きくなる。

ちなみに、傾斜角度30度の場合、平面投影面積に対する単位面積あたりの荷重は、水平の場合に比べて約1.35倍になる。

なお、1次下地からの吊りボルトの標準的な配置は、2方向のピッチが、それぞれ1.2mと1.5mであり、負担面積は約1.8㎡である。したがって、天井板が水平であるとした場合、1次下地からの吊りボルト1本にかかる長期(常時・鉛直荷重)の引張力は、180kg(1.8kN)弱になる。

#### エ 天井の凹凸と揺れ方

天井の全面に凹凸があるということに関していえば、まず、天井面全体が一体として揺れたとは考えにくい。すなわち吊り長さに長短があり、各部分が異なる揺れ方を強いられる可能性がある。したがって、複雑な形であることは、複雑な揺れをもたらすと考えられる。それにともなつて、下地組、とくに吊りボルトひいては吊り元にかかる力にも、大きな違いが生じる。次の図のように、この天井の下地組には、さまざまな力がかかった可能性がある。

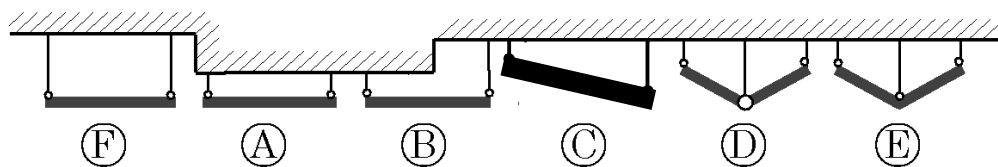


図 11.4.1 天井の断面模式図（天井の吊られ方のケース分け）

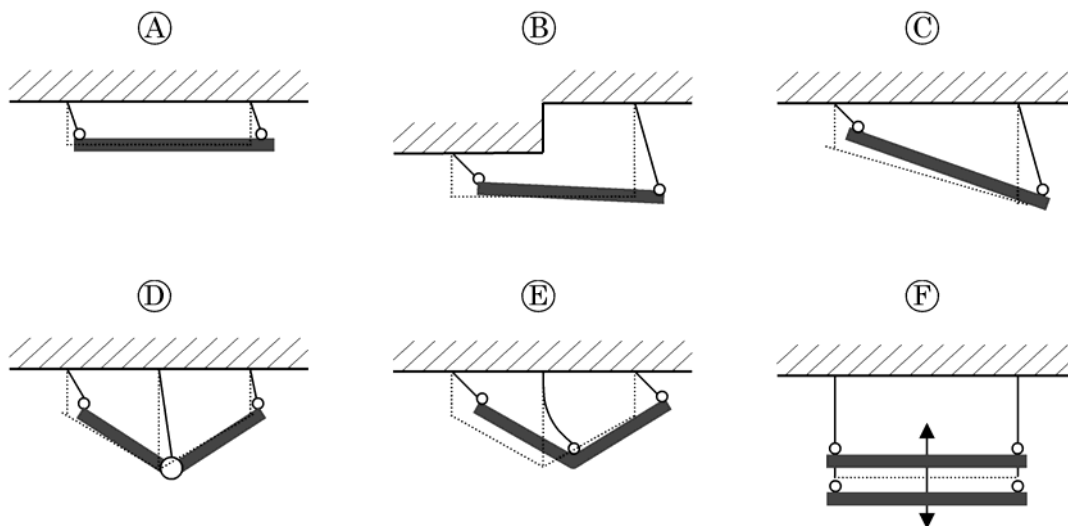


図 11.4.2 各ケースの揺れ方

D：中央部ピン接合

E：中央部剛接合

#### オ 下地組の強度

(ア) フック状金具（つりっこ2号）の最大耐力は600kg（6kN）近くある。負担面積として標準的なピッチは、 $1.8\text{ m}^2$ （ $1.5\text{ m} \times 1.2\text{ m}$ ）である。

(イ) カタログにあるつりっこ2号の最大荷重の値（510kg、5kN）は、この実験結果と概ね整合している。

(ウ) しかし、斜め下方に引張られると、最大耐力はその方向に対して400kg（4kN）あまりに低下する。

(エ) ハンガーの最大耐力は約1900kg（19kN）で、負担面積は、同じく $1.8\text{ m}^2$ である。

(オ) 防振ゴムは、ハンガーよりも強い。負担面積は、同じく $1.8\text{ m}^2$ である。

(カ) クリップの最大耐力は500kg（5kN）弱である。負担面積は、 $0.4\text{ m}^2$ （ $0.45\text{ m} \times 0.9\text{ m}$ ）である。

(キ) 天井板をとめ付けているビス（群）は、標準的な仕様（ピッチ）のところでは、負担面積を勘案した場合、クリップよりも強い。

以上、実験等から判断して、天井構成部材・接合部で、フック状金具が最も破壊しやすいことになり、このことは、被害状況と一致する。

## カ 連鎖的な落下のプロセス

吊り元のフック状金具が外れて（あるいは破断して）天井が落下する状況は、複数考えられる。そのうちの1つのケースについて、天井の連鎖的な落下に至るプロセスは、次のようだったと推測される。

- (ア) 天井に凹凸があることにより、吊り長さに長短があり、そのことから非常に複雑な揺れ方をすると同時に、吊りボルトにかかる引張り力にも増加するもの（短い吊りボルト）と減少するもの（長い吊りボルト）とがあった。
- (イ) 地震動によって、建物が大きく応答しさらに天井も大きく揺れた。
- (ウ) 天井が大きく複雑に揺れたことにより、吊り長さの短い吊りボルトは、水平方向の大きな力を負担することになった。
- (エ) 吊りボルトを上端で支えているフック状金具には、鉛直方向には自重と上下応答による力、水平力方向には上記の水平応答による力がかかり、その組み合わせの力がフック状金具の斜め方向加力に対する最大耐力を超えたときに、フック状金具が1次下地（リップ溝形鋼）から外れた。（フック状金具ではなく、溶接の場合でも、破断することにより、同じような状況になったと思われる。）
- (オ) このような破壊の結果、その場所の天井の下地組は鉛直荷重の支持能力を失い、天井が垂下し始めるが、もし隣接する下地組が健在で、増大した負担荷重を支持できれば、落下を免れたはずである。
- (カ) しかし、隣接する下地組のフック状金具が増大した負担荷重に耐え切れず外れた場合（あるいは溶接が破断した場合）で、かつ、さらにこれらの隣接する下地組でも荷重を負担できなかった場合、これらの部分は落下せざるをえなかったはずである。
- (キ) ある場所で天井の落下が始まると、垂下あるいは落下した部分が負担していた荷重は、次々に隣接する下地組みに負担を強いることになり、連鎖的に破壊（フック状金具の外れ、溶接の破断）が進行し、広い面積にわたって天井が落下するに至った。

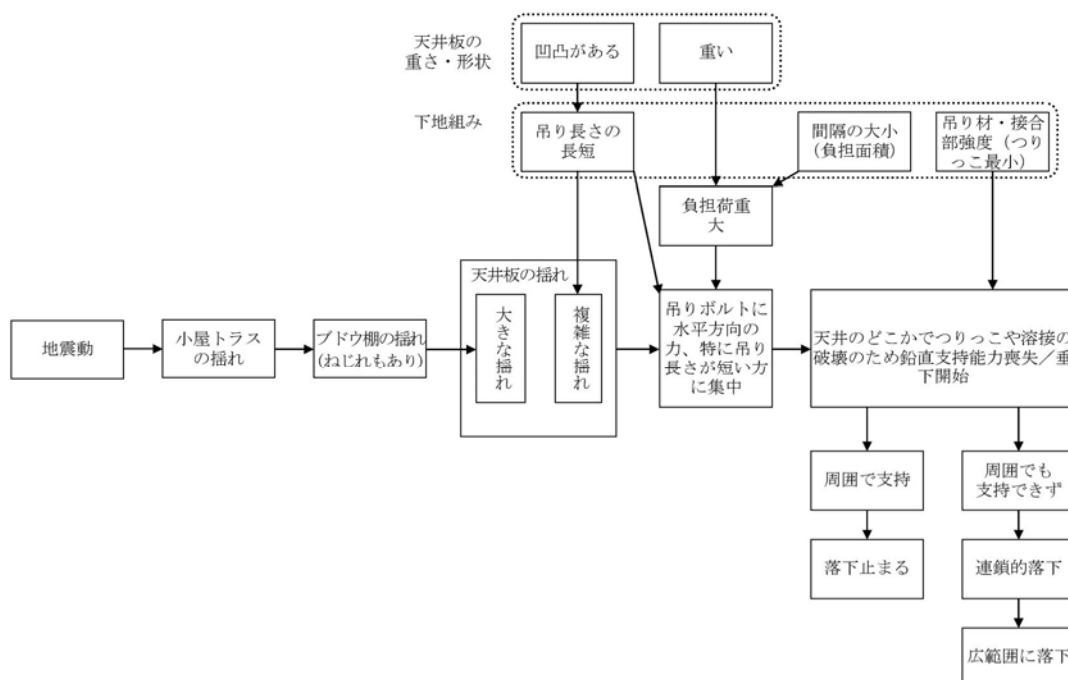


図 11.7.1 連鎖的な天井落下のプロセス



## キ むすび

この天井の落下が始まった場所の特定までには至らなかったが、この地震によって、この天井の下地組の接合部のうちのフック状金具（あるいは溶接部分）のいずれかに、その最大耐力を超える力がかかったことにより、この部分が壊れて天井が垂下し、隣接する下地組でも支持できなくなり、連鎖的に天井が落下していったであろうことが、計算や実験の結果から説明できる。

## 川崎シンフォニーホール被害調査委員会（敬称略 順不同）

委員長	坂本 功	東京大学名誉教授
委員	伊藤 弘	（独）建築研究所理事
同	太田 勤	（株）堀江建築工学研究所取締役所長 （財）日本建築防災協会技術アドバイザー
同	岡田 恒男	東京大学名誉教授
同	杉山 義孝	（財）日本建築防災協会専務理事
同	清家 剛	東京大学大学院新領域創成科学研究科準教授
同	田才 晃	横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院建築都市文化専攻教授
同	林 静雄	東京工業大学建築物理研究センター教授
同	村上 雅也	千葉大学名誉教授
同	安岡 正人	東京大学名誉教授
同	脇山 善夫	（独）建築研究所建築生産研究グループ主任研究員
専門委員	佐藤 考一	建築環境ワークス協同組合代表理事
協力委員	杉藤 崇	国土交通省住宅局建築指導課建築物防災対策室長
同	松井 康治	国土交通省住宅局建築指導課課長補佐
同	西山 功	国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部長

## 被害調査委員会開催経過

第1回 委員会	平成23年	5月23日	第3回 委員会	平成23年	12月19日
現場調査	平成23年	5月23日	第4回 委員会	平成24年	2月20日
第2回 委員会	平成23年	7月29日			

## 川崎シンフォニーホール被害調査WG（敬称略 順不同）

主 査	坂本 功	（前掲）
委 員	太田 勤	（前掲）
同	田才 晃	（前掲）
同	村上 雅也	（前掲）
同	脇山 善夫	（前掲）
専門委員	佐藤 考一	（前掲）

### 被害調査WG開催経過

第1回 WG	平成23年4月20日	第9回 WG	平成23年 8月19日
第2回 WG	平成23年4月28日	第10回 WG	平成23年 9月 8日
ヒアリング	平成23年5月12日	第11回 WG	平成23年10月20日
第3回 WG	平成23年5月17日	現地調査	平成23年10月20日
第4回 WG	平成23年5月30日	第12回 WG	平成23年11月16日
現地調査	平成23年5月30日	第13回 WG	平成23年12月14日
第5回 WG	平成23年6月22日	第14回 WG	平成24年 1月13日
第6回 WG	平成23年7月 6日	第15回 WG	平成24年 2月10日
第7回 WG	平成23年7月21日	第16回 WG	平成24年 2月24日
第8回 WG	平成23年8月 2日		
その他	平成23年3月18日	本市から（財）日本建築防災協会に被害調査を依頼	
	平成23年4月 1日	（財）日本建築防災協会が現場視察	

- 注記
- （1）概要版に掲載されている図、表、写真の番号は、報告書の番号と一致させている。
  - （2）報告書では1次下地材の呼称について、「C形鋼」と「リップ溝形鋼」が併用されているが、概要版では「リップ溝形鋼」に統一した。
  - （3）報告書ではブドウ棚の補強鉄骨の呼称について、「ブレース」と「筋かい」が併用されているが、概要版では「筋かい」に統一した。