

5章 付録

A5. 1 吊り元の揺れのエネルギースペクトル

A5.1.1 はじめに

東北地方太平洋沖地震による地震動は、継続時間が極めて長かったため、繰返し回数の多い応答により天井等の非構造部材の被害が拡大した可能性が指摘されている。天井の周期や耐力などの特性に対する繰返し回数の影響は、実験的に検証されていないため不明であるが、吊り元の揺れについて継続時間の長さや繰返し回数を表現する方法として、エネルギースペクトルを用いることが考えられる。

本稿はエネルギースペクトルを比較的簡易に算定するための第1歩として、最大応答を表す応答スペクトルの場合と同様に、応答倍率を表す経験的な関数が得られるか否かを検討したものである。

A5.1.2 仮定と手順

構造躯体と天井はともに1自由度系とする（5章の図5.2参照）。構造躯体の応答絶対加速度を入力として、エネルギースペクトルを求め、応答スペクトル（最大応答）の場合の関数 R （同、式(1)(2)）と同様の関係が得られるかを検討する。

A5.1.3 結果

図A5.1.1及び図A5.1.2に、El Centro NS波とJMA仙台NS（東北地方太平洋沖地震、300秒間）による結果を示す。実線が入力地震動の、破線等が構造躯体の揺れのエネルギースペクトルである。前者を VE 、後者を VEf としている。右図のように基準化すれば、概ね次の式(A5.1.1)及び(A5.1.2)で近似できる。

$$T_{ceil} \leq T_{build} \text{のとき} : R_{VE}(T_{build}, T_{ceil}) \equiv \frac{VEf(T_{ceil})}{VE(T_{build})} = 7 \left(\frac{T_{ceil}}{T_{build}} \right)^4 \quad (\text{A5.1.1})$$

$$T_{build} < T_{ceil} \text{のとき} : R_{VE}(T_{build}, T_{ceil}) \equiv \frac{VEf(T_{ceil})}{VE(T_{build})} = 1 + 6 \left(\frac{T_{build}}{T_{ceil}} \right)^4 \quad (\text{A5.1.2})$$

ここで、 T_{build} ：構造躯体の周期、 T_{ceil} ：吊り天井の周期である。

継続時間はJMA仙台の方がはるかに長い、右図の比で見れば、El Centroと大差ない。また、応答スペクトルの比（5章の図5.4～5.6）よりも、ばらつきが少ないように見受けられる。

A5.1.4 おわりに

吊り元の揺れに関しては、応答スペクトルと同様に、式(A5.1.1)(A5.1.2)を利用した多自由度系への展開が考えられる。設計に役立てるためには、周期・耐力に対する繰返し応答の影響について、実験的な検討が進むことを期待したい。

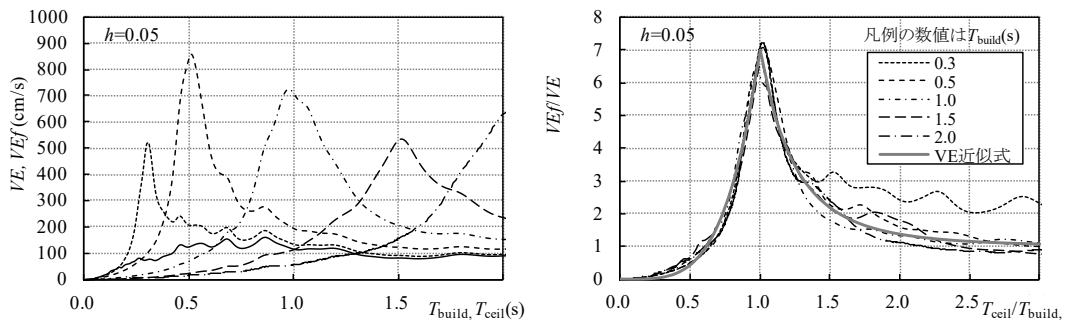


図 A5.1.1 El Centro NS

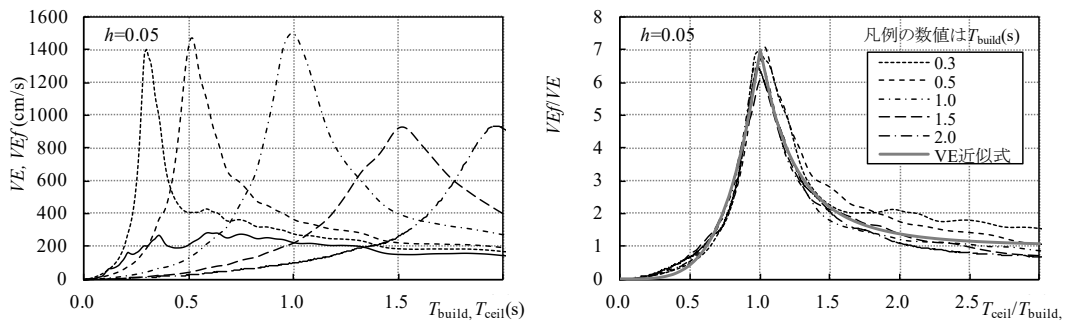


図 A5.1.2 JMA 仙台 NS (東北地方太平洋沖地震)

A5.2 構造種別ごとに固有周期を仮定した場合の水平震度

A5.2.1 はじめに

構造種別ごとに固有周期が設定される場合に、5.1節で提案した方法で要求される水平震度の具体的な数値を参考として示しておく。

A5.2.2 周期の設定

構造躯体の1次固有周期 $T_1(s)$ を次のようにおく。層数を N 、設計用1次固有周期算定のための建築物の高さを $h(m)$ 、階高を $3.5(m)$ とする。

<S造> 周期1^{A5.1)} : $T_1=0.2N(N \leq 5)$ 、 $T_1=0.55+0.085N(6 \leq N \leq 11)$
 (体育館は実測値^{A5.2)A5.3)}を参考に、 $T_1=0.27(s)$ とする。)

周期2 : $T_1=0.03h=0.03*3.5*N$
 (体育館は $h=10(m)$ として、 $T_1=0.30(s)$ とする。)

<RC造> $T_1=0.02h=0.02*3.5*N$

吊り天井の固有周期 $T_{ceil}(s)$ は、在来工法でブレースの粗密に応じて、0.3秒及び0.55秒の2種を仮定する。また、耐震的な仕様の例として0.16秒(6Hz)も示す。

A5.2.3 水平震度

表A5.2.1~A5.2.3には震度法による水平震度を、表A5.2.4には逆三角形1次モードの刺激関数を仮定したスペクトル法による水平震度を示す。表A5.2.1~A5.2.3の水平震度の数値は、上から、上層階、中間階、下層階の順に並べてあり、最も大きな震度が要求される場合を網掛けで示している。体育館の場合、震度法では上層階の値を、スペクトル法では1層の屋根(RF)の値を示す。

表 A5.2.1 震度法、S造、周期1

階数	$T_1(s)$	設置階	$T_{ceil}(s)$		
			在来Br粗	在来Br密	耐震仕様例
			0.550	0.300	0.167
3	0.6	上層階	2.2	2.2	1.1
		中間階	1.3	1.3	0.66
		下層階	0.24	0.24	0.24
6	1.06	上層階	2.2	1.1	1.1
		中間階	1.3	0.66	0.66
		下層階	0.24	0.24	0.24
9	1.315	上層階	2.2	1.1	1.1
		中間階	1.3	0.66	0.66
		下層階	0.24	0.24	0.24
体育館	0.27	上層階	2.2	2.2	2.2

表 A5.2.2 震度法、S造、周期2

階数	$T_1(s)$	設置階	$T_{ceil}(s)$		
			在来Br粗	在来Br密	耐震仕様例
			0.550	0.300	0.167
3	0.315	上層階	2.2	2.2	2.2
		中間階	1.3	1.3	1.3
		下層階	0.24	0.24	0.24
6	0.63	上層階	2.2	2.2	1.1
		中間階	1.3	1.3	0.66
		下層階	0.24	0.24	0.24
9	0.945	上層階	2.2	1.1	1.1
		中間階	1.3	0.66	0.66
		下層階	0.24	0.24	0.24
体育館	0.3	上層階	2.2	2.2	2.2

表 A5.2.3 震度法、RC造

階数	$T_1(s)$	設置階	$T_{ceil}(s)$		
			在来Br粗	在来Br密	耐震仕様例
			0.550	0.300	0.167
3	0.21	上層階	2.2	2.2	2.2
		中間階	1.3	1.3	1.3
		下層階	0.24	0.24	0.24
6	0.42	上層階	2.2	2.2	2.2
		中間階	1.3	1.3	1.3
		下層階	0.24	0.24	0.24
9	0.63	上層階	2.2	2.2	1.1
		中間階	1.3	1.3	0.66
		下層階	0.24	0.24	0.24

表 A5.2.4 スペクトル法、S造、周期1

階数	$T_1(s)$	設置階	$T_{ceil}(s)$		
			在来Br粗	在来Br密	耐震仕様例
			0.550	0.300	0.167
3	0.6	RF	1.53	0.58	0.41
		3F	1.02	0.43	0.38
		2F	0.51	0.32	0.37
6	1.06	RF	0.61	0.52	0.34
		5F	0.38	0.33	0.23
		3F	0.29	0.36	0.19
9	1.315	RF	0.92	0.50	0.31
		7F	0.43	0.28	0.18
		4F	0.49	0.31	0.15
体育館	0.27	RF(1層)	0.17	1.07	0.53

A5.3 天井面の安定性および圧縮耐力

A5.3.1 はじめに

国土交通省は平成13年の芸予地震の被害報告を受け、技術的助言として、天井面と周囲の壁との間にクリアランスを設けること、吊りボルト相互を振れ止めで連結させることを推奨している^{A5.4)}。この主旨は、クリアランスおよび振れ止めの設置によって周囲の壁との衝突を回避することを意図していると考えられる。しかし、クリアランスを設けることによってブレース近傍のクリップおよびハンガーが損傷・脱落し、結果として天井面が大きく揺さぶられて落下したと考えられる被害事例も確認されている。一方、クリアランスがない天井は、元々天井面は壁と接触しているために、本来、天井面と壁との衝突は発生しないと考えることもできる。ただしこの場合には、天井面自身が天井面に作用する地震力を周囲の壁に伝達する必要があるが、天井面の圧縮力伝達能力についてはこれまで明らかにされていない。そこでここでは、クリアランスのない天井の耐震設計法を検討する上で必要となる天井面内の応力伝達能力を定量的に把握していく。なかでも接触時において重要な圧縮耐力について報告する。

A5.3.2 天井システムの数値解析モデル化

数値解析モデルの妥当性を検証するために用いた既往の実験^{A5.5)}について概要を説明する。試験体は図A5.3.1および図A5.3.2に示すように一般的な平天井に倣って組み立てられている。試験体全体の寸法は $3,640 \times 3,640\text{mm}$ で $910 \times 910\text{mm}$ のボードを基本として天井面を構成している。ダブル野縁は 910mm ピッチでボードの継ぎ目に接続され、シングル野縁がその間に等間隔で2本配置されている。野縁受けは $803 \sim 850\text{mm}$ ピッチで配置され、野縁方向における吊りボルトのピッチとなっている。吊りボルトの長さは $1,500\text{mm}$ であり、野縁受けとの接合部ではハンガーが、吊り元では折板インサート金物を使用されている。載荷方法は天井面の一端を拘束し他端にてボード断面を一様に圧縮する形式となっている。

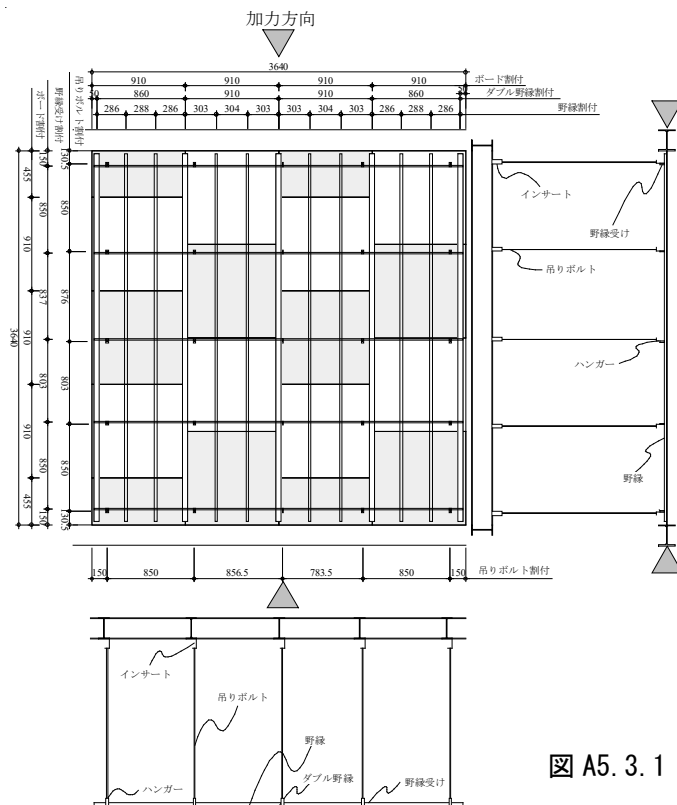


図 A5.3.1 圧縮実験試験体

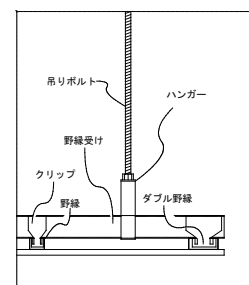


図 A5.3.2 天井構成部材

この静的圧縮実験の再現解析を行うことで解析モデルの妥当性を検証する。図 A5.3.3 に解析モデル全体図を、図 A5.3.4 に吊りボルト部の解析モデルを示す。その際ハンガーやインサート金物による、吊りボルト端部での偏心を考慮してモデルを作成した。なお、ハンガー、インサート金物ともに表 A5.3.1 に示す断面の梁要素を使用し、ハンガーは野縁受けと吊りボルトを、インサート金物は吊りボルトと吊り元を連結させることにより、ハンガー、インサート金物による接合部の偏心を表現している。なお、天井ボードを含むすべての部材は弾性状態にあるものとしている。

実験および数値解析で得られた荷重変位関係を比較したものを図 A5.3.5 に示す。また、実験における最終変形状態を写真 A5.3.1 に、解析によるものを図 A5.3.6 に示す。荷重変位関係、天井面の面外変形および吊りボルトの屈曲状態のいずれも数値解析結果は実験結果をよく表している。

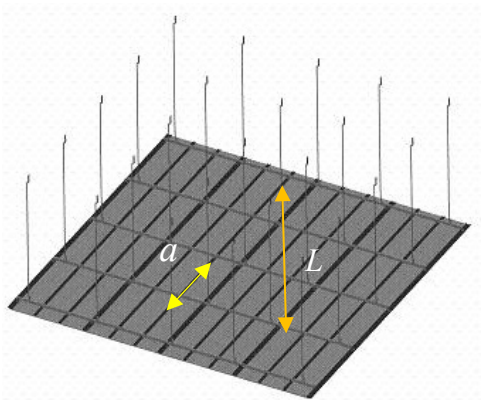


図 A5.3.3 解析モデル

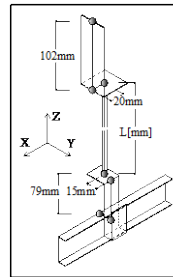


図 A5.3.4 吊りボルト部詳細

表 A5.3.1 部材諸元

インサート	25×2.0	野縁(S)	25×19×0.4
吊りボルト	9φ	野縁(W)	50×19×0.4
ハンガー	24×2.0	クリップ(S)	23×0.6
野縁受け	38×12×1.2	クリップ(W)	46×0.6
ブレース	38×12×1.2	石膏ボード	t=9.5

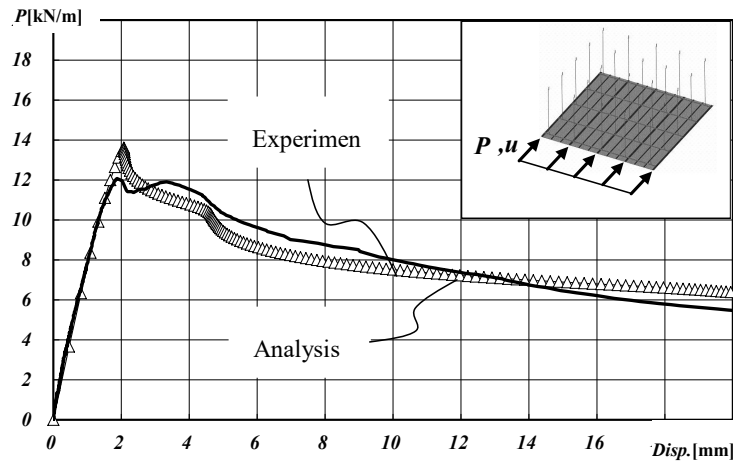


図 A5.3.5 荷重変位関係

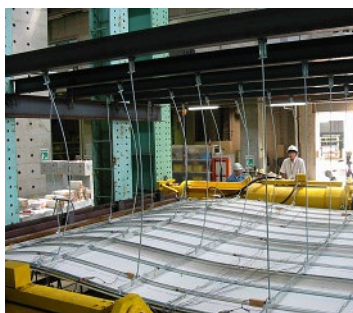


写真 A5.3.1 実験での崩壊性状



図 A5.3.6 解析による崩壊性状

A5.3.3 圧縮を受ける場合の天井の基本的性状

前項の結果で注目すべき点は、i) 吊りボルトは何故屈曲するのか、また、ii) 弾性要素で解析を行ったにもかかわらず、耐力劣化まで再現されているのか、という点である。i) は、天井面を圧縮しているにも関わらず、すなわち、天井面と直交する吊りボルトにはほとんど軸力は発生しないと想定されるにも関わらず、固有値解析による座屈モードが図 A5.3.9 のような天井面の面外変形ではなく、図 A5.3.8 に示す吊りボルトが屈曲するモードが最低次のモードとして算定される理由が曖昧であることを意味する。ii) は、通常のエイラー座屈のような対称安定分岐座屈の場合には弾性座屈後耐力低下することではなく、本座屈形式も同座屈形式であるにも関わらず、実験結果ならびに解析結果において耐力低下が観られる理由が曖昧であることを意味している。これらは以下のように説明することができる。

- 実験、再現解析ともに天井ボード断面の図心に一様に圧縮力を作用させているが、天井ボードに取り付く野縁の影響により、天井ボード断面の図心と野縁の影響を加味した断面における図心との間にずれが生じる。このため、ボード断面の図心に圧縮力を作用させると、図 A5.3.10 のように偏心圧縮が作用することとなり、天井ボードには曲げ変形が発生する。
- 天井ボードが曲げ変形することで吊りボルトには圧縮力が発生し、圧縮力が限界に達すると吊りボルトが座屈する。
- 吊りボルトが座屈することで元々吊りボルトが有していた天井面に対する補剛効果が低下し、天井ボードは容易に曲げ変形しやすくなる。このために、天井面は圧縮力を保持できなくなり耐力劣化現象が発生する。

上記のような偏心の影響を検討するために行った解析結果を図 A5.3.11 に示す。偏心がない場合の最大耐力は 25kN/m 程度となっており、この値は後述する天井面の座屈荷重（式(A5.3.2)および図 A5.3.17 中の実線）と対応する。このことは天井面における不可避的偏心が吊りボルトに圧縮力を発生させるとともに吊りボルトが座屈する原因となっていることを示している。

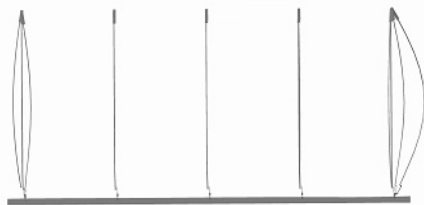


図 A5.3.8 実際に計算された座屈 1 次モード

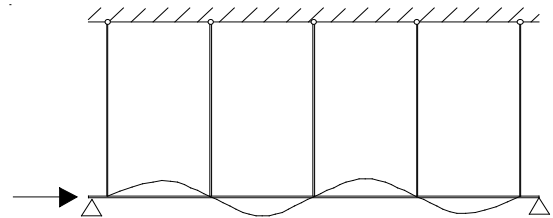


図 A5.3.9 想定される座屈モード

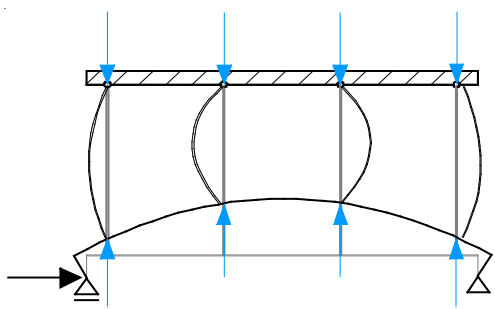


図 A5.3.10 吊りボルトに圧縮力が発生するメカニズム

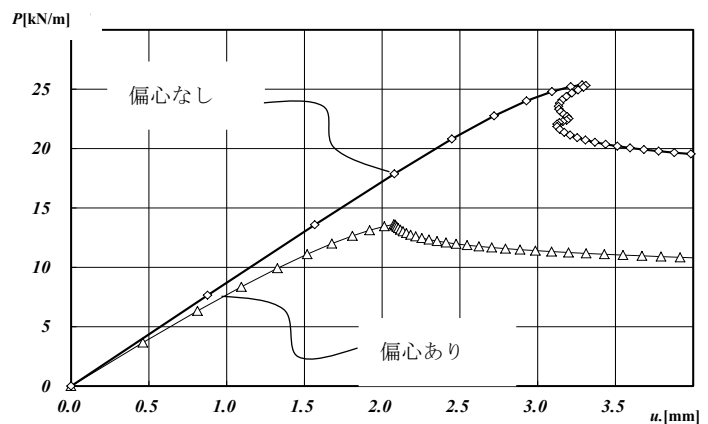


図 A5.3.11 偏心の影響

A5.3.4 天井面の圧縮性能

(1) 吊りボルト長さの影響

吊りボルトの長さをパラメータとして行った解析結果を図 A5.3.12 および A5.3.13 に示す。図 A5.3.12 は荷重変位関係、図 A5.3.13 に天井面の最大耐力と吊りボルト長さ関係を示す。吊りボルトの長さが短くなるほど天井面の耐力が上昇しており、吊りボルトが天井面の圧縮耐力に及ぼす影響が大きいことが理解される。

また、図 A5.3.14 に吊りボルトに発生した軸力の推移を示す。図 A5.3.12 と合わせてみることで、吊りボルトが最大耐力に達した変位段階で、天井面の耐力が最大となっていることがわかる。図 A5.3.15 に吊りボルトの最大耐力とインサート金物とハンガーを含めた吊りボルト部の全長との関係を示す。解析で得られた最大耐力は弾性座屈荷重の理論値であるオイラー座屈荷重；

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_R I_R}{L^2} \quad (E_R = 205,000 \text{ [N/mm}^2\text{]}, \quad I_R = 321 \text{ [mm}^4\text{)}) \quad (\text{A5.3.1})$$

とよく対応している。以上のことから、吊りボルトの弾性座屈により天井面の最大耐力が決定されていることが推測される。

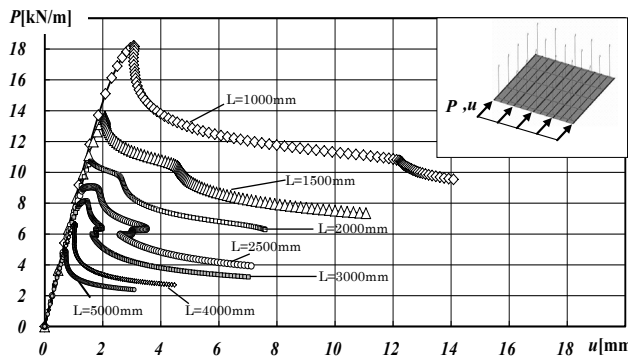


図 A5. 3. 12 荷重変位関係

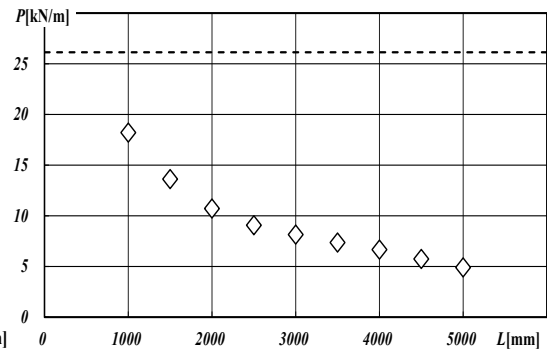


図 A5. 3. 13 最大耐力-吊りボルト長さ関係

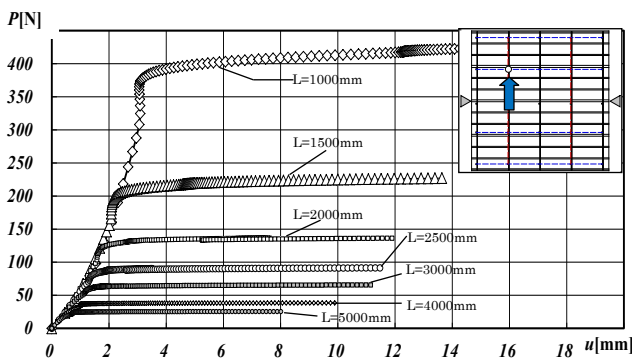


図 A5. 3. 14 吊りボルト軸力-変位関係

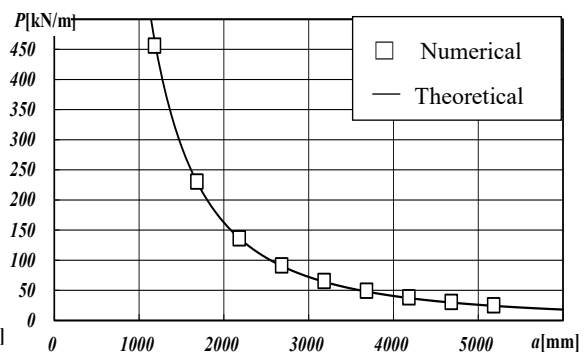


図 A5. 3. 15 吊りボルト軸力-吊りボルト長さ関係

(2) 吊りボルト間隔の影響

野縁方向における吊りボルトの間隔の違いが天井面の耐力に与える影響について考察する。図 A5.3.16 に吊りボルト間隔をパラメータとしたときの荷重変位関係を示す。吊りボルト間隔が短いモデルでは最大耐力到達後の荷重の低下が見られるのに対し、ピッチが長いモデルでは最大耐力時以降、荷重が一定のまま変位が進んでいる。また、図 A5.3.17 は天井面の最大圧縮耐力と吊りボルト間隔の関係を示したものである。図中には、次式にて表される天井ボードに対するオイラー座屈荷重曲線を実線にて併せて示している。

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_B I_B}{a^2} \quad (E_B = 28,820 [\text{N/mm}^2], I_B = 26.0 [\text{mm}^4]) \quad (\text{A5.3.2})$$

吊りボルト間隔が長い場合にはプロットで示す解析結果は実線と概ね対応しているが、吊りボルト間隔が短い場合には実線で示す天井面のオイラー座屈荷重を下回っている。これは、吊りボルト間隔が短い場合には、前節で述べたように天井ボードの弾性座屈耐力に達する前に吊りボルトの座屈により耐力が決定されるためである。したがって、天井面の最大耐力は、吊りボルト間隔によって天井ボードの座屈耐力で決まる場合と吊りボルトの座屈耐力で決まる場合があるということが明らかとなった。

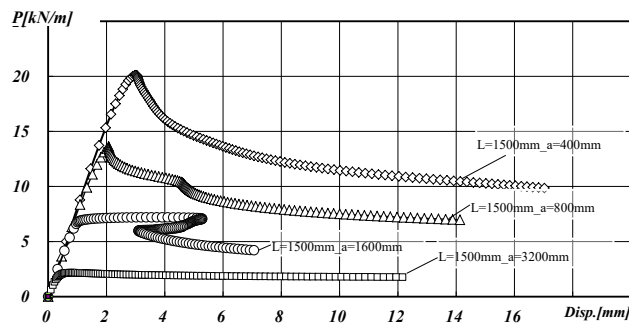


図 A5.3.16 荷重変位関係

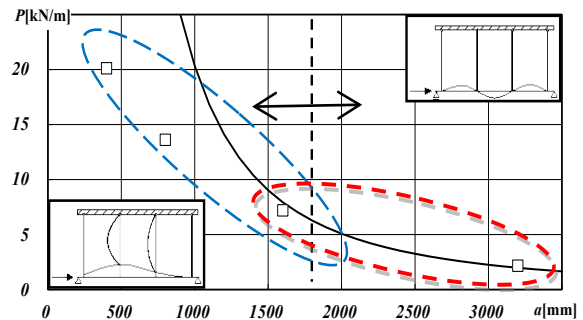


図 A5.3.17 天井面の圧縮耐力と吊りボルト間隔の関係

(3) 振れ止めが天井面の最大耐力に与える影響

吊りボルトの長さおよび吊りボルト間隔をパラメータとした解析を行い、吊りボルトの耐力が天井面の最大耐力を決定づける要因になりうるということが明らかとなった。しかし、天井面の最大耐力に影響を及ぼす要素が吊りボルトの軸剛性か座屈荷重なのかは定かではない。そこで、ブレースと水平振れ止めを設置した天井について解析を行うことで、吊りボルトの軸剛性と座屈耐力のどちらが影響を与えるのか検証していく。ブレースや水平振れ止めを設置することによって、吊りボルトの軸剛性は変化しないが、吊りボルトの座屈長さが変化する。図 A5.3.18 にブレース、水平振れ止めの設置位置を示す。破線がブレース、水平振れ止めを設置した構面である。端部からそれぞれ2列目の吊りボルトが、天井面の最大耐力に達する際に座屈するため、この列を重点的に補剛することを考えた。図 A5.3.19 に荷重変位関係を示す。ブレースと水平振れ止めが設置されたことにより天井面の最大耐力が向上し、吊りボルトの長さが半分の 1500mm の最大耐力に相当する耐力にまで向上している。図 A5.3.20 に天井面軸方向変位と吊りボルトの軸力との関係を示す。天井面が最大耐力に達した時に吊りボルトの荷重が最大となり、座屈が発生していることがわかる。また、座屈耐力がブレース、水平振れ止めがないモデルの耐力の約 4 倍となっていることから、ブレースや水平振れ止めによる座屈補剛により、吊りボルトの座屈波長が 1/2 になっていることを示している。次に、図 A5.3.18 に示す点 A,B の面外変位と水平変位との関係を図

A5.3.21 に示す。天井面の耐力が最大値に達した時 A 点、B 点の面外変形が急激に生じていることがわかる。これは図 A5.3.20 の吊りボルトの軸力と照合すると、天井面の面外変形により吊りボルトに軸力が生じ、吊りボルトが座屈しているためである。したがって、天井面の最大耐力は吊りボルトの座屈耐力によるものであることが再確認された。

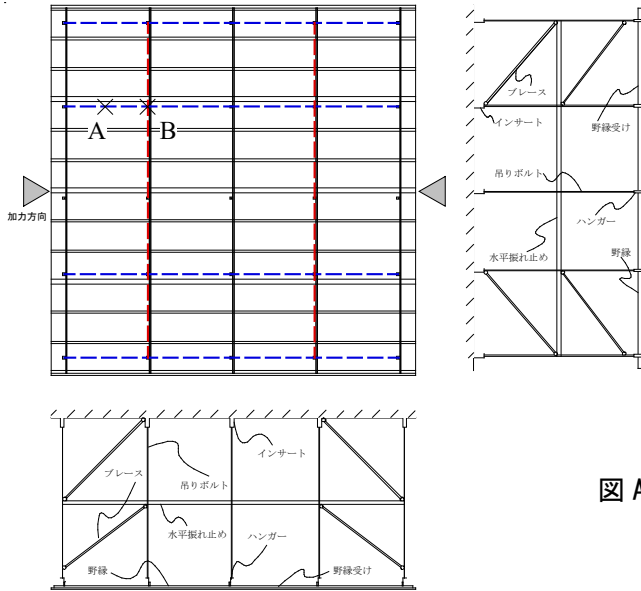


図 A5.3.18 振れ止めの配置

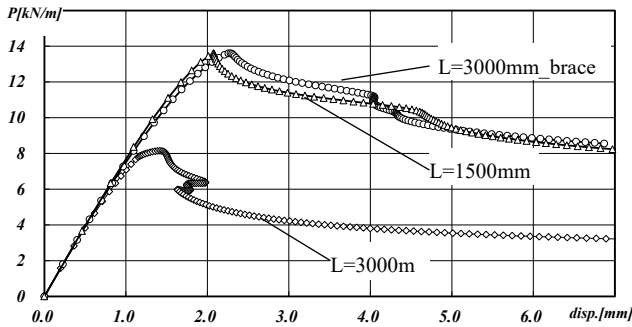


図 A5.3.19 荷重変位関係

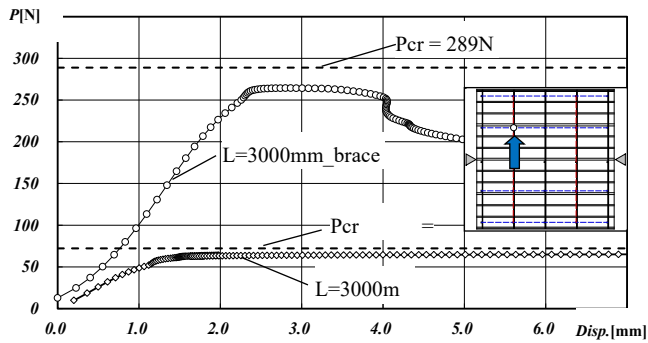


図 A5.3.20 吊りボルト軸力-変位関係

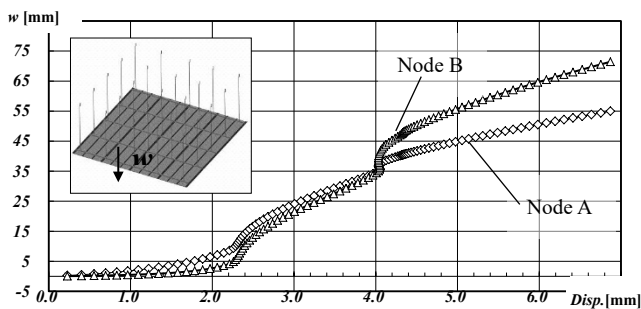


図 A5.3.21 面外変位-変位関係

5章 付録 参考文献

- A5.1) (社)鋼材倶楽部 中低層鋼構造骨組耐震性研究委員会編：中低層鉄骨建物の耐震設計法、pp.477-478、技報堂出版、昭和58年
- A5.2) 脇山善夫、ほか：学校体育館の振動特性調査、日本建築学会技術報告集、第16巻、第32号、pp.91-96、平成22年2月
- A5.3) 岩田善裕、ほか：つくば市にある体育館の振動特性調査（その1）～（その3）、日本地震工学会大会－2011梗概集、pp.314-319、平成23年11月
- A5.4) 国土交通省：芸予地震被害調査報告の送付について（技術的助言）、平成13年6月
- A5.5) 船積宏彰、元結正次郎、仁科雄太郎、中本康、豊嶋学、吉川昇、相原正史：在来工法による鋼製下地天井の力学的特性に関する研究 その1：天井各構成部位の力学的特性、その2：天井システムの力学的特性、日本建築学会大会梗概集、B-1分冊、p.911-912、p.913-914、平成17年9月