

軽量角形鋼管による耐震吊り天井構造の力学的特性に関する研究

松本 慎也¹⁾, 佐藤 公章²⁾, 藤谷 義信³⁾

Study on mechanical characteristics of earthquake-resistant ceiling structures using lightweight square steels

Shinya MATSUMOTO¹⁾, Masafumi SATO²⁾ and Yoshinobu FUJITANI³⁾

Synopsis

The Great East Japan Earthquake occurred on March 11, 2011, it has been reported that many dropped out damage for nonstructural components (ceiling) in a buildings. The fall of ceiling materials is high risk for human damage especially. Large space structures or public gymnasium, etc. must be a safe place, because of it will be used a shelter in a disaster. Therefore, it is important to grasp the seismic performance for nonstructural components such as ceiling. In this study, the basic characteristics of seismic performance for suspended ceiling structure are investigated. In this study, the suspended ceiling structure with improved seismic resistance (earthquake-resistant ceiling structures) using a lightweight steel pipe with caulking is proposed. In this paper, the results of vertical and horizontal loading test are shown, and the mechanical properties of suspended ceiling structure are verified.

Key Words: Ceiling structures, Lightweight square steels, Caulking

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、大規模空間を有する建築物における非構造部材(天井)の脱落被害が報告された¹⁾。特に天井材の落下は人的被害の危険性が高く、体育館や公共の大空間構造物は地震時等に避難場所となるところであり安全な場所でない。そのため、耐震性能を十分に把握することが重要である²⁾⁴⁾。

本研究ではこれまでに吊り天井構造の耐震性能に関する基礎的特性を調査するとともに⁵⁾、かしめ成形による軽量形鋼管を用いて耐震性を向上させた新型の大型吊り天井構造(耐震構造型ぶどう棚)を提案している⁶⁾。本論文では、これらの研究に続いて実施した鉛直載荷実験、および水平加力実験の結果について報告し、耐震吊り天井構造の力学的特性について考察する。

2. 部材の曲げ試験

本研究では、写真1に示すようなかしめ成形角形鋼管を用いる。

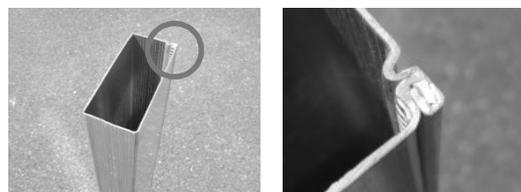


写真1 かしめ成形角形鋼管

かしめ成形角形鋼管の基礎的曲げ性能を検討するために、図1に示すような部材の曲げ試験を実施した。使用鋼材：かしめ成形角形鋼管 SLGB-100, 断面寸法：100×45×1.2, 部材のヤング係数： $E=2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, 基準強度： $F=280 \text{ N/mm}^2$ である。図中記号D1～D5は設置した変位計の位置を示す。

1) 近畿大学工学部 建築学科

2) 佐藤型鋼製作所

3) 広島大学名誉教授

Department of Architecture, Faculty of Engineering, Kinki University
Sato Katako Seisakusyo Co.Ltd
Emeritus, Hiroshima University

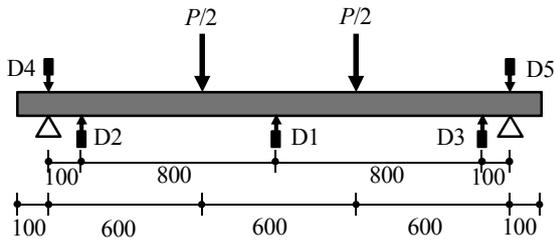


図 1 部材の曲げ試験

部材の断面定数は断面積 $A=3.71\text{cm}^2$ ，断面 2 次モーメント $I_x=50.8\text{cm}^4$ ， $I_y=13.7\text{cm}^4$ ，断面係数 $Z_x=10.2\text{cm}^3$ ， $Z_y=6.09\text{cm}^3$ ，断面 2 次半径 $i_x=3.70\text{cm}$ ， $i_y=1.92\text{cm}$ である。写真 2 に試験体設置状況を示す。試験は 3 試験体に対して実施し，ばらつきを考察する。

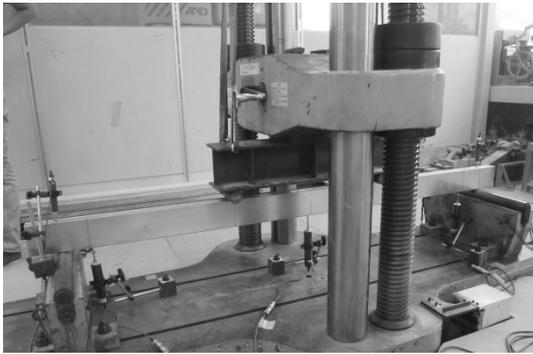


写真 2 曲げ試験体設置状況

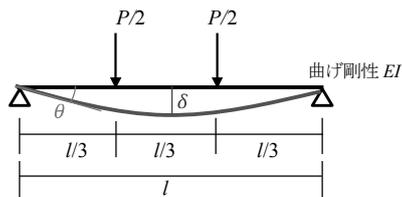


図 2 はり中央たわみ δ と部材端のたわみ角 θ

図 2 に示す 2 点荷重を受ける曲げ剛性 EI の単純梁におけるはり中央部のたわみ δ とはり端部のたわみ角 θ は，次式で求められる。

$$\delta = \frac{23Pl^3}{1296EI} \quad (1) \quad , \quad \theta = \frac{Pl^2}{18EI} \quad (2)$$

図 3，図 4 に実験によって得られた曲げモーメント-たわみ関係，曲げモーメント-たわみ角関係を示す。はり中央部のたわみ δ およびたわみ角 θ は計測した変位計の値から算出（たわみ $\delta=D1-(D4+D5)/2$ ，たわみ角 $\theta=(D2\text{mm}/100\text{mm}+D3\text{mm}/100\text{mm})/2$ ）し，図中には，(1)式，(2)式による解析結果を示す。これらの図より，曲げ剛性について実験値と解析値は良い対応を示しているこ

とが確認された。また，試験体の最大曲げモーメント（3 試験体の平均値）は $M_{max}=3387 \text{ kN}\cdot\text{mm}$ であり，基準強度 F 及び断面係数 Z_x を用いて計算した降伏曲げモーメント ($M_y=FZ_x$) の値 $M_y=2856 \text{ kN}\cdot\text{mm}$ と概ね良好な対応を示していることが確認された。また，写真 3 に試験体の終局状況を示す。部材の降伏後の大変形時においてもかしめ部が外れるなどの損傷は確認されなかった。

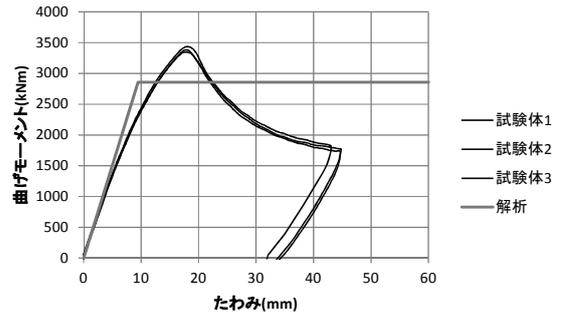


図 3 曲げモーメント-たわみ関係

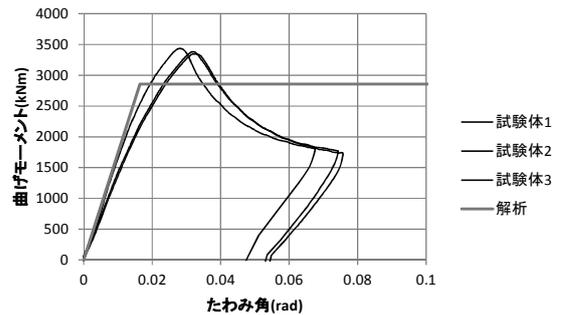


図 4 曲げモーメント-たわみ角関係

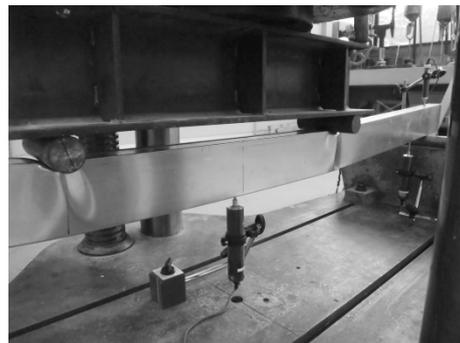


写真 3 試験体の終局状況

3. 鉛直載荷実験

吊りボルト間隔が縦 3000mm ×横 1800mm の基準吊り天井面 ($3\text{m}\times 2.7\text{m}=8.1\text{m}^2$) に対し，総積載量 $W=2000\text{kg}$ ($247\text{kg}/\text{m}^2$) を目標に砂袋を順次載せる鉛直載荷実験を実施する。本実験により鉛直載荷時のかしめ成形角形鋼管の耐力性能を検証する。試験体は，図 5 に示すような

吊ボルト（直径 1/2 インチ）4 本によって吊下げられた天井構造である。かしめ成形角形鋼管（100×45×1.2 mm）を縦材に 4 本、横材に 2 本を使用し、吊ボルトにより吊り下げられている横材上に縦材はピッチ 900mm で架け渡す。そしてこれらの部材上に構造用合板を 2 層になるように重ね合わせることで載荷板とし（計 96.2kg）、その上に砂袋 10kg を順次載せながら、試験体下面から鉛直変位を計測した。図中記号 D1～D8 は変位計の設置位置を示す。変位計測は載荷目標の 2000kg まで行うものとし、最終的に積載荷重 3000kg 時までの試験体の状況を確認した。写真 4 に鉛直載荷試験体の設置状況を示す。

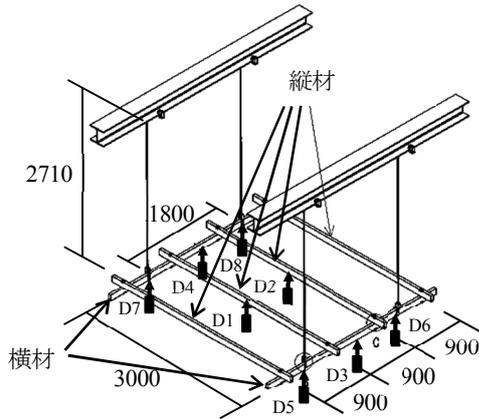


図 5 鉛直載荷実験試験体



写真 4 鉛直載荷試験体設置状況

力学モデルとして縦材と横材に作用する荷重をそれぞれ図 6、図 7 のように仮定する。縦材は試験体の実情に合わせ、端部から $a=150\text{mm}$ 内側に等分布荷重が作用する力学モデルとし、横材は、吊りボルト間隔 $l=1800\text{mm}$ をスパンとする単純梁に縦材から流れてくる 2 つの集中荷重が作用する力学モデルとし、安全側の評価となるように、吊りボルト外側のはね出し部分からの曲げ戻しは無視したモデルとした。

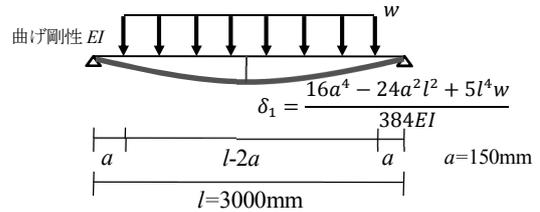


図 6 縦材の力学モデル（はり中央たわみ δ_1 ）

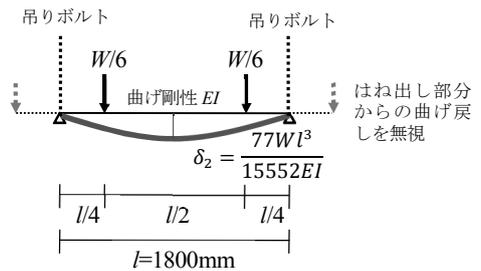


図 7 横材の力学モデル（はり中央たわみ δ_2 ）

天井面全体の中央たわみ δ 、縦材（中央部 2 本に対する材）の中央たわみ δ_1 、横材の中央たわみ δ_2 はそれぞれ計測した変位計の値から次式によって近似的に算出した。

$$\delta = (D1+D2)/2 - (D5+D6+D7+D8)/4 \quad (3)$$

$$\delta_1 = (D1+D2)/2 - (D3+D4)/2 \quad (4)$$

$$\delta_2 = (D3 - (D5+D6)/2 + D4 - (D7+D8)/2) / 2 \quad (5)$$

図 8 に積載荷重 W と天井面全体の中央たわみ δ の関係を示す。また、図 9 および図 10 に縦材および横材に生ずる曲げモーメントと中央たわみの関係を示す。これらの図より、曲げ剛性について実験値と解析値は良い対応を示していることが確認された。また、目標積載量 2000kg 時に各部材は降伏曲げモーメント以下となることを確認した。写真 5 に最終載荷状況（総積載重量 3000kg 時）を示す。横材は塑性変形が生じ、除荷後も残留変形が残ることが確認されたものの崩壊は生じなかった。しかしながら正確な終局耐力を予測するためには、載荷板の構造用合板の影響等を考慮する必要があるため、ここではその評価は割愛する。

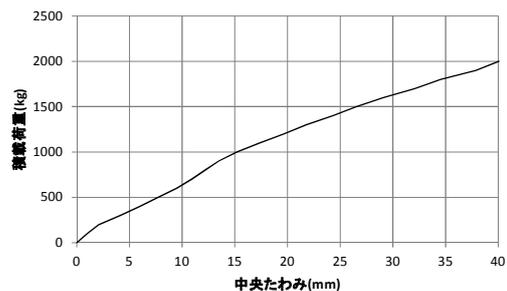


図 8 積載荷重 W と全体中央たわみ δ の関係

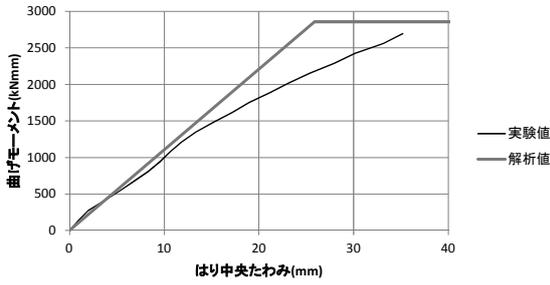


図 9 縦材の曲げモーメントと中央たわみ δ の関係

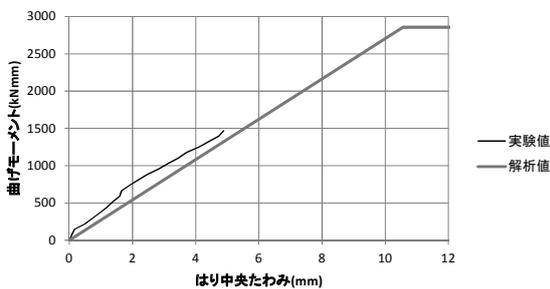


図 10 横材の曲げモーメントと中央たわみ δ の関係

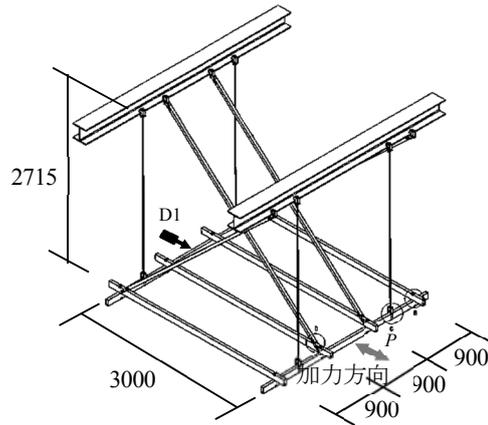


図 11 耐震吊り天井の水平加力実験用試験体



写真 6 耐震吊り天井の水平加力試験体設置状況



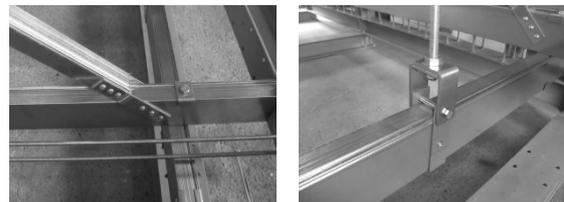
写真 5 最終載荷状況 (総積載重量 3000kg 時)

表 1 部材断面性能

部材	記号	単位質量	断面積	断面2次モーメント	
		ρ (kg/m)	A (mm ²)	I_x (mm ⁴)	I_y (mm ⁴)
水平材	□100×45×1.2	2.91	371	508000	137000
斜め材	□45×45×1.2	1.87	239	76600	73500
吊りボルト	W1/2(四分)	0.99	127	1277	1277

4. 耐震吊り天井構造の水平加力実験

耐震吊り天井構造の水平方向に対する耐力特性を調査するために、図 11 に示すような逆ハ配置ブレース要素の水平加力実験を行う。実験は、試験体の加力直交方向の変形をローラー支点で拘束し、同一サイクルの繰り返し回数は1回とした正負交番載荷試験を行った。加力反転は天井懐間の変形角で、1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/20, 1/15 とした。写真 6 に水平加力試験体設置状況を示す。表 1 に試験体の部材断面性能を示す。また、写真 7 に各部接合金物のディテールを示す。



斜め補強材取り付け金物 100×45BOX ハンガー



斜め補強材取り付け金物 H 鋼吊金具

写真 7 各部ディテール

図 12 に逆ハ配置ブレースの力学モデルを示す。

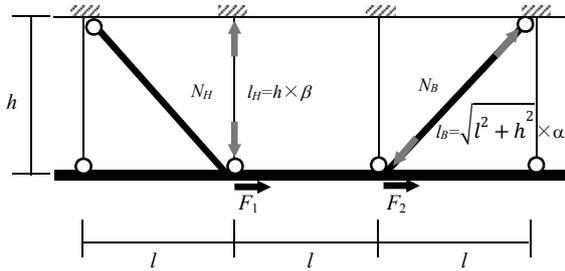


図 12 逆ハ配置ブレースの力学モデル

逆ハ配置ブレースの水平耐力 F

$$F = F_1 + F_2 \quad (6)$$

ここに、

$$F_1 = \frac{l}{h} N_S, \quad F_2 = \frac{l}{\sqrt{l^2 + h^2}} N_B$$

$$\text{吊りボルトの座屈荷重 } N_S = \frac{\pi^2 E I_S}{l_S^2}$$

$$\text{ブレースの座屈荷重 } N_B = \frac{\pi^2 E I_B}{l_B^2}$$

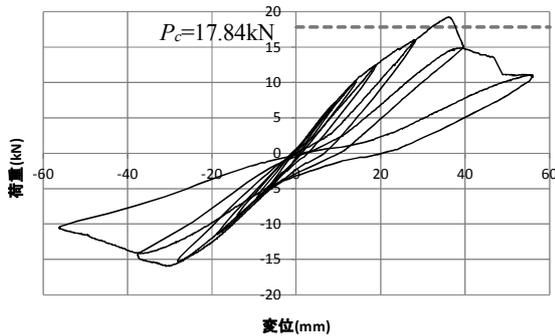


図 13 荷重-変位関係

逆ハ配置ブレースの水平耐力は(6)式より試験体の水平耐力を計算する。ここにスパン $l=3000\text{mm}$ 、天井ふところ高さ $h=2715\text{mm}$ 、部材のヤング係数 $E=2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、吊りボルトの断面 2 次モーメント $I_S=1277\text{mm}^4$ 、ブレース材の断面 2 次モーメント $I_B=73500\text{mm}^4$ 、吊りボルトの有効座屈長さ $l_S=h \times \beta=2172\text{mm}$ ($\beta=0.8$ と仮定)、ブレース材の有効座屈長さ $l_B=\sqrt{l^2 + h^2} \times \alpha=3642\text{mm}$ ($\alpha=0.9$ と仮定) であり、逆ハ配置ブレース 1 対当たりの水平耐力は(6)式より $F=8.315\text{kN}$ と算定される。したがって、試験体は 2 構面分の耐力であるので、天井構造の水平耐力 $P_c=F \times 2=17.84\text{kN}$ となる。

図 13 に実験によって得られた荷重-変位関係を示す。最大耐力 P_{max} は 19.29kN であり、圧縮ブレース材の座屈が生じ、最大耐力となることが確認された。図中には解析によって算出した水平耐力 P_c の値も合わせて示す。図より、座屈耐力によって天井構造の水平耐力を安全側に評価できることが確認された。また、試験体の損傷状況

(ブレース材の座屈)を写真 8 に示す。その他各部接合部において、破壊につながる顕著な損傷は確認されなかった(写真 9 参照)。



写真 8 試験体の損傷状況 (ブレース材の座屈)

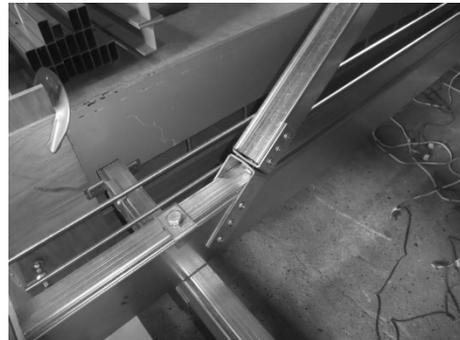


写真 9 接合部の状況 (顕著な損傷なし)

5. まとめ

本論文では、軽量角形鋼管による耐震吊り天井構造の力学的特性を検討するために実施したかしめ成形角形鋼管の部材の曲げ試験、吊り天井構造の鉛直載荷実験および水平加力実験の結果について報告し、耐震吊り天井構造の力学的特性について考察した。

その結果、部材の曲げ試験により、かしめ成形角形鋼管は曲げ降伏後の大変形時においてもかしめ部が外れるなどの損傷は確認されず、所定の断面性能が確認された。また、吊りボルト間隔が縦 $3000\text{mm} \times$ 横 1800mm の基準吊り天井面 ($3\text{m} \times 2.7\text{m}=8.1\text{m}^2$) に対し、総積載量 $W=2000\text{kg}$ (247kg/m^2) を目標に砂袋を順次載せる鉛直載荷実験により、部材の接合金物の細部の耐力機構に問題は確認されなかった。また、水平加力試験では、ブレースの耐力理論に基づき算定した座屈耐力によって、天井構造の水平耐力を概ね評価できることを確認した。

参考文献

- 1) 日経アーキテクチャ編, 東日本大震災の教訓 都市・建築編, 日経 BP 社, 2011 年 6 月
- 2) 小林俊夫, 由利隆行, 荒井智一, 鋼製天井下地を用

いた吊り天井の耐震性に関する研究, 日本建築学会
構造系論文集, 第 73 巻, 第 630 号, pp.1295-1302,
2008 年 8 月

- 3) 寺本翔史, 永野康行, 辻岡静雄, 耐震設計された天井の水平加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), 構造 I, pp.859-860, 2010 年 9 月
- 4) 高木圭一郎, 渡辺恵介, 大迫勝彦, 吉田宏一, 大庭章, 小林俊夫, 荒井 智一, 金属パネル天井の耐震性に関する研究 (その 11) 吊り下げ設備を含む天井の水平加力試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), 構造 I, pp.863-864, 2010 年 9 月
- 5) 松本慎也, 藤谷義信, 佐藤公章, 吊り天井構造の耐震性能に関する研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 34 巻, pp.57-60, 2011 年 3 月
- 6) 松本慎也, 藤谷義信, 佐藤公章, 吊り天井構造の耐震性能に関する研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 35 巻, pp.293-296, 2012 年 3 月
- 7) 日本建築学会, 非構造材の安全性評価及び落下事故防止に関する特別調査委員会, 天井等の非構造材の落下事故防止ガイドライン, 2013 年 3 月 4 日版報告書