

骨組膜構造鋼屋根の支持方法の一提案とその耐震有用性に関する検討

その2 RCの下部構造とH形鋼で支持された鋼屋根等の耐震設計計算手順の提案

加藤史郎 *1
染谷健太 *2
和田直記 *2
吉野達矢 *3
中澤祥二 *4

フラットな空間骨組鋼屋根は、骨組膜構造の基本骨組であり、また、一般の体育館等の骨格としてしばしば使われる。周辺でピン支持あるいはローラー支持されたこの種の置き屋根形式の空間構造では、既往の地震において支持部のベースモルタルやアンカーボルト等の破壊や支持部近傍の部材に損傷が見られた。前報では、このような被害を抑制する工法として、RC下部構造の上に曲げ系の鋼柱を直列的に設置する工法を提案し、地震時の屋根、桁面のRC柱と鋼柱、妻面の耐震鋼ブレース、また、妻面のRC骨組みに作用する地震力、および生ずる変形を分析し、その結果に基づき提案工法の有用性を検証した。これらの地震応答性状を踏まえ、今回の報告では、提案工法による骨組み膜構造の鋼屋根、桁面および妻面の耐震計算法についてその基本的考え方を提案する。

1. はじめに

下部構造がRCの鉄骨置き屋根の地震時損傷は、主に支承部近傍に散見される[1~3]。損傷の分析等[1, 2, 4~7]によれば、多くはRC下部構造と上部の空間構造の振動特性の不連続性あるいは支承部のコンクリートの脆性が損傷要因となっていると推定される。これらの損傷要因と損傷回避については定量的な検討が加えられ、それらの成果は従前の成果とも合わせ指針[7]にまとめられている。損傷回避の方法として、竹内他[6]は制振装置の適用、また、山下他[8]は支承部の耐力とその変形メカニズムの分析を進め、設計法へ向けた研究が進んでいる。また、パネルディスカッション資料[9]では、非構造材も含めて損傷のメカニズムとその回避方法について解説が加えられ、損傷回避の有用な方法が提供されている。

本研究に先立つ前報[10]では、これらの被害を抑制する工法として、上部の屋根と下部RC構造の連続性を高めるためRC下部構造の上に直接に鋼の曲げ系の柱を剛に接続する工法を提案し、その有用性を確認するとともに、地震応答性状を検討した。地震時の屋根、桁面のRC柱と鋼柱、妻面の耐震鋼ブレース、また、妻面のRC骨組みに作用する地震力、および生ずる変形の検討結果に基づき、今回の報告では、提案工法による骨組み膜構造の鋼屋根、桁面および妻面の耐震計算法についてその基本的考え方を提案する。なお、前報の検討では、図1に示すような直交格子のトラスを対象としたが、今回は、ほぼ同様であるが、図2に示す実績の多いシステムトラスも含めて計算法を検討する。

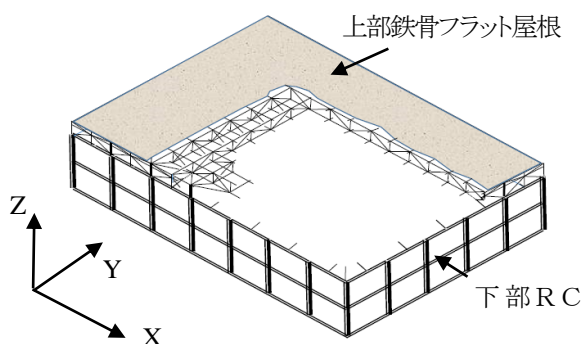


図1 上部鉄骨フラット屋根(直交格子トラス梁), 最上層鉄骨壁面の水平ブレースおよび鋼曲げ柱, 2層のRC下部構造

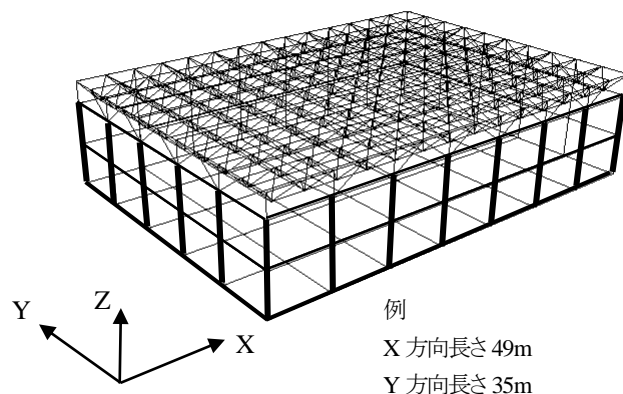


図2 上部鉄骨屋根(システムトラス屋根), 最上層鉄骨壁面の耐震鉛直ブレースおよび鋼柱, 2層のRC下部構造

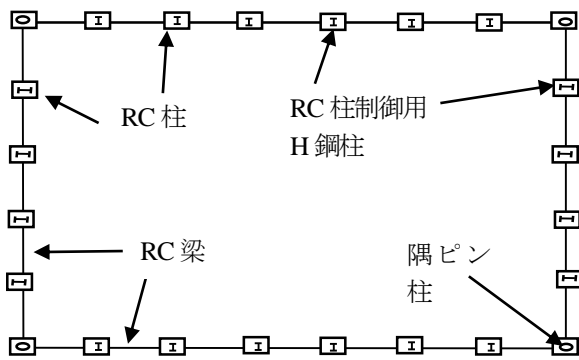
- 1) 豊橋技術科学大学・名誉教授, 工学博士
- 2) 太陽工業株式会社, 工学修士
- 3) 太陽工業株式会社, 博士(工学)
- 4) 豊橋技術科学大学・教授, 博士(工学)

2. 構造概要

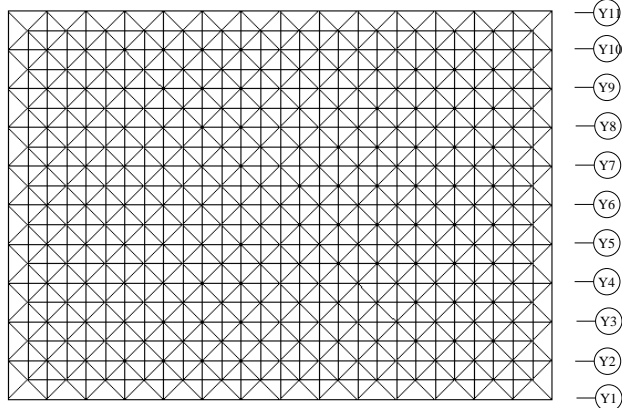
部材配置等：本研究で対象とする屋根構造の概要を図1と図2に示す。桁行方向をX軸、張間方向をY軸とする。X方向、Y方向のスパン数は、ここでは、3～8程度を想定し、かつスパンの長さは、5～8m程度とし、総体的には中規模を想定する。また、桁面、妻面の下部のRC柱は、2層程度で高々10m程度の高さを想定する。なお、柱脚の回転固定度の確保のため、地中梁は、すべてのRC柱の下に2方向に配置する。なお、図中の数字は前報[10]で用いた数値であり、検討例として示したものである。

部材配置の例として、システムトラスの場合を図3に示す。なお、図1のトラスについては、前報[10]のものとし、以降省略する。図4に妻面の部材配置を、図5にRC下部構造の上に結合するH形鋼柱を示す。なお、ここでの提案は、桁面にH形鋼柱がある場合に適用することを前提とする。

トラスのデプスは2m程度、H形鋼の高さは2.5～3.0m程度を想定し、また、H形鋼の脚部には、延性的な曲げ降伏を実現するためにドッグボーンに類する降伏域を設置する。なお、脚部の詳細は省略するが、脚部の降伏域、柱脚のベースプレート、アンカーボルト等を考慮した剛性については、適切な方法で考慮することを前提とする。



(a) RC柱、H形鋼柱、4隅ピン柱の配置



(b) 上弦材、下弦材、斜材の配置

図3 部材配置

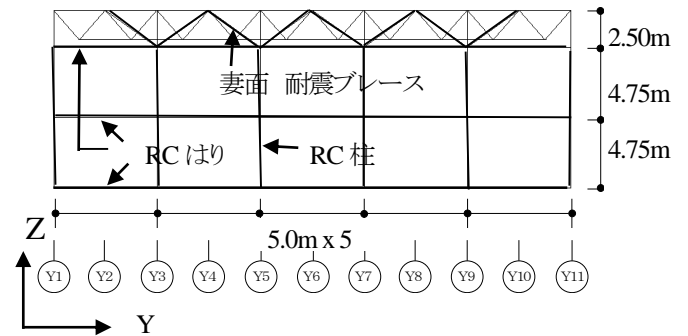


図4 妻面の耐震ブレース部材およびRC柱の配置

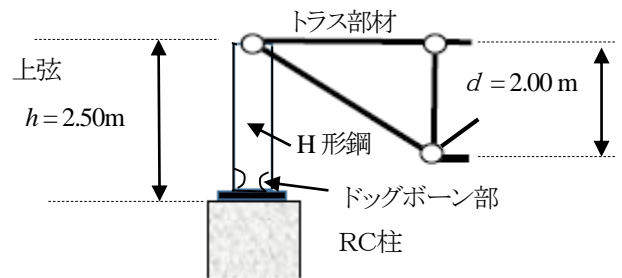


図5 鋼柱の柱脚の固定とドッグボーン脚部（柱脚部のアンカーボルトによる固定では、アンカーボルトとベースプレートの曲げ変形を考慮して等価な回転ばね剛性を考慮する）

3. 地震荷重

張間方向に地震が作用する場合を想定し、地震荷重を建築基準法による許容応力度等計算等に準じて設定する。なお、RC柱にH形鋼の柱が剛接される場合に限定し、桁面RC柱とH形鋼柱をまとめて桁面架構とよぶ。ここで妻面の妻面RC架構を第1、2層、妻面耐震ブレース架構（鋼柱、耐震ブレース、耐震ブレースに接続する鋼部材）を第3層とし、屋根面トラスは床版と考える。桁面方向の地震力の場合にも同様に考えることとする。

平面的には偏芯が小さく、偏芯率による必要保有水平耐力の補正係数 F_e は1.0とする。一方、図4に示すように、外周に位置する耐震ブレース部分を層[19]とみなし、全体を3層と考えて妻面の地震力を算定する。ただし、第3層の耐震ブレースの断面積を適切に定めることにより、剛性率の条件 $R_s \geq 0.6$ を満たすのを原則とするが、これを満たさない場合には剛性率から補正係数 F_s を算定する。剛性率の算定を省く場合には、鋼ブレース架構の D_s として採用される0.5に対して1.5倍の値である0.75を用いて必要保有水平耐力を確保する。

前報[10]で示すように、桁面RC柱の上にH形鋼の柱を剛接した場合は、3層構造の特性として地震力を把握できるが、そうであっても、桁面では吹き抜けのある高層建築の2層にわたる柱[18]と同様に局所的な変形の危険性も消去できないと想定される。この場合、桁面の局所的な変形を含め適切な構造モデル[19]によりこれを考慮する。また、長スパン屋根では、RC高層架構の剛床仮定を満たさないと判断されるので、構造の立体モデルを用いて応力・変形を評価し、安全性を確認[19]する。

3.1. 上下地震力:地震力 UD

比較的スパンの長い構造であるので、上下地震力として、±1G 相当の鉛直地震力を考慮し、固定荷重 D±1G 相当の鉛直地震力で安全限界相当の地震時の作用力とする。ただし、この鉛直地震力は水平地震力とは同時に作用しないものとする。

安全性の確認方法は後述(表 2)する。なお、荷重により耐震ブレースに座屈が生じる場合には、座屈後安定耐力を考慮する。

3.2. 構造全体を 3 層構造とする場合の地震力:地震力 KT

桁面、妻面の RC 構造、耐震ブレース架構の全体を 3 層構造とみなす。桁面の RC 柱の上に直接に H 形鋼柱を接続させた地震応答解析結果[10]によれば、桁面の H 形鋼柱の曲げ耐力と剛性、かつ、妻面の耐震ブレースの断面を適切に定めれば、桁面の RC 柱、また、RC 柱の変形を抑制するために設置した H 形鋼柱の層間変形角は、安全限界相当の地震力に対しても、100 分の 1 以下に抑制でき、桁面の構造的安全性が確保できること、また、妻面の変形も 100 分の 1 以下に抑制できることが確認できた。詳細な検討は今後報告の予定であるが、予備的検討によれば、屋根が図 2 に示すシステムトラスの場合でも、ほぼ同様な結果が得られる。したがって、桁面も含め RC 部分を第 1 と第 2 層に、鋼の耐震ブレースを第 3 層に対応させた 3 層構造として、水平地震力を算定する。なお、この地震力を KT 地震力と記述する。

$$Q_{ud}^T = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W \cdot I \quad (1)$$

ここで、 W は構造全体の重量、 I は設計時に設定する構造物の重要度係数で 1.0 以上の値とし、 A_i 、 R_i は 3 層構造として既往の方法で算定する。なお、図 5 において構造全体の荷重を 2 分して表示するため、係数 2 を用いている。なお、以下での荷重の数値(例)は、図 2 のシステムトラスの場合である。

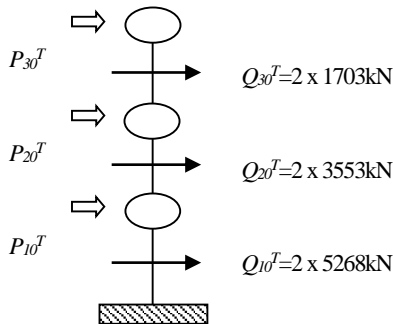


図 5 構造全体を 3 層構造とした地震力 KT [10]

3.3 桁面を切り離れた構造を 3 層構造とする場合の地震力:地震力 KL

従来、支承部にルーズホールを設けた支持に対しては、RC 桁面を独立架構とし、これを除き、上部屋根構造用に地震力を設定している。この場合は、桁面の RC 部分は独立柱として設計してきた。ただし、桁面 RC の柱の屋根に対する鉛直支持力は、期待しうるとした設計である。

本報告の支持方法では、前報[10]で示したように、RC 桁面と屋根部分(床版)は曲げ耐力と剛性のある H 形鋼柱で剛接され

全体として 3 層構造として抵抗できるが、そうであっても桁面架構にメカニズムが生ずる危険性は消し去れない。そこで、この局部変形を考慮するにあたり、桁面 RC 柱を切り離れた構造を想定した水平地震力を定める。したがって、RC 桁面より下の重量は考慮しない。なお、この地震力に対しては 3.4 節の桁面 RC 柱が局部変形することを想定した地震力と組み合わせて安全性を検討する。ここで定める地震力を地震力 KL と記述し、図 6 に示す。

$$Q_{ud}^L = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W \cdot I \quad (2)$$

ここで、 W は、桁面 RC 部分を除外した重量であり、 A_i 、 R_i は、桁面を除外して 3 層構造として算定する。

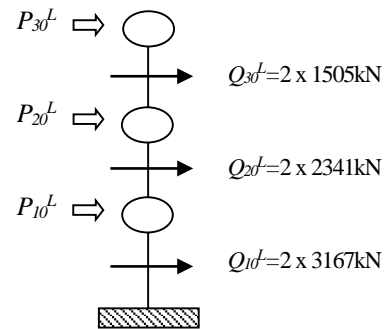


図 6 桁面 RC を切り離れた 3 層構造とした地震力 KL

3.4. 桁面 RC 柱架構を独立の 2 層構造とする場合の地震力

3.4.1. 両側の桁面 RC 柱の挙動を同じとする場合:地震力 K1

図 3 の Y1 と Y11 構面の桁面 RC 柱が屋根面と切り離れた状態を想定し、かつ、Y 方向の変形に関して同じ挙動となる場合の地震力として、図 7 のように地震力 K1 を設定する。ただし、桁面と屋根面が H 形鋼で接続されているので前報[10]に示されたように、このような独立した挙動は極めてまれであるが、局所的な変形の危険性を想定して定めるものである。なお、ここで定める地震力は、桁面の架構が屋根面と接続された状態で、3.3 節の地震力と同時に作用させることとする。ここで、 W は各桁面 RC 架構の重量、 A_i 、 R_i は、独立した架構として算定する。

$$Q_{ud}^{K1} = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W \cdot I \quad (3)$$

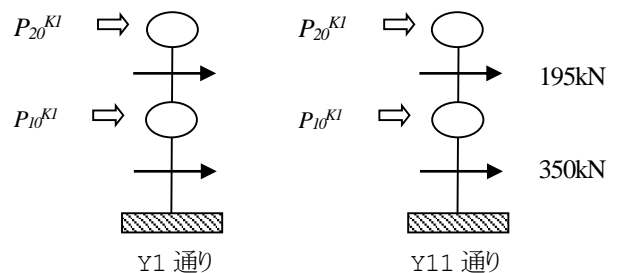


図 7 両側の桁面 RC 柱が同じ挙動の場合の地震力 K1 [10]

3.4.2 両側の桁面 RC 架構が逆位相の挙動とする場合：地震力 K2

桁面 RC 柱と屋根が H 形鋼で接続されると、Y1 と Y11 構面の桁面が逆位相となることは皆無であろうが、このような逆位相となる過酷な場合[21]も想定して地震力 K2 地震力を設定する(図 8)。この地震力は、屋根トラスの自己つり合い系の水平地震力として作用する。

$$Q_{ud}^{K2} = Z \cdot R_1 \cdot A_1 \cdot C_0 \cdot W \cdot I \quad (4)$$

算定方法は、3.4.1 項と同様である。

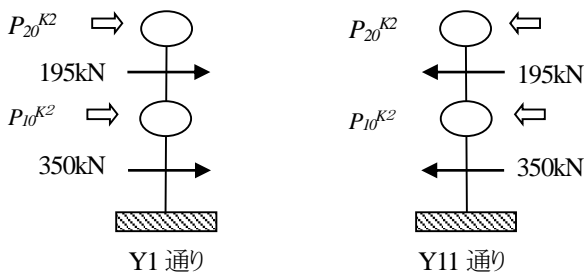


図 8 両側の桁面 RC 柱が逆位相の挙動の場合の地震力 K2

3.5 固定荷重と地震力の組み合わせ

長期荷重に対する固定荷重 D の算定方法は、ここでは省略し、地震時短期許容応力度設計および安全限界相当の地震力に対して用いる地震荷重を記述する。

表1 地震荷重の組み合わせ：D は固定荷重を示す。

短期許容応力度設計に用いる荷重の組み合わせ	D + KT; C ₀ =0.2	
安全限界相当の地震力に用いる荷重の組み合わせ	C ₀ =1.0	D + 1.0xUD
		D + KT
		D + KL + K1 D + KL + K2

4. 安全性の確認方法

安全性の確認方法を、概略、表1の作用荷重に対して表2のようにまとめる。確認にあたっては、表1の作用荷重に比例させ、作用荷重を順次増加させる増分解析法を用いる。

以下に安全限界相当の地震力に対する解析法と安全性の確認方法を記す。安全性の確認の第1の要点は、RC 桁面の上に設置する H 形鋼柱により RC 柱に作用するせん断力を低減し、かつ、局部変形を抑制するところにある。第2の要点は、その結果として、桁面の支承部、桁面近傍の部材等の損傷防止を目的とするところにある。第3の要点として、この変形の抑制を可能とするための妻面架構の剛性・耐力、および、妻面架構の安全性を確保するところにある。

表2 地震力と安全性の確認方法

D + KT; C ₀ =0.2	鋼構造部材	短期許容応力度設計。 耐震ブレースは座屈させない。 屋根面の鉛直変位 ≤ 1/300 x スパン。 屋根面の水平変形(中央) ≤ 1/400 x 桁方向半スパン。
	RC 部材	短期許容応力度設計。 層間変形角 ≤ 1/200。
D + 1.0 x UD	鋼構造屋根部材	短期許容応力度設計。 屋根面の鉛直変位 ≤ 1/200 x スパン。 屋根面水平変形(中央) ≤ 1/200 x 桁方向半スパン。
	H 形鋼	外周の柱は、短期許容応力度設計、 ドッグボーン部位は、終局強度設計。
	耐震ブレース	座屈する場合には、耐力として座屈後安定耐力等を考慮できる(4.2 節参照)。
D + KT, D + KL + K1, D + KL + K2	鋼構造屋根部材 D _s = -0.55	部材 FD 材として扱う。 短期許容応力度設計。 外周の鋼の柱も含め、座屈させない。 屋根面の鉛直変位 ≤ 1/300x半スパン。 屋根面水平変形(中央) ≤ 1/200x半スパン。
	H 形鋼 D _s =0.55	部材は FA 材(局部座屈を許容しない)として扱う。外周の柱(ドッグボーンの部位を除く)は、短期許容応力度以内。 ドッグボーン部位は、終局強度設計。 層間変形角 ≤ 1/100。
	耐震ブレース D _s =0.55	圧縮部材は FD 材として扱う。座屈後安定耐力等を考慮できる(4.2 節参照)。 剛性率を評価しない場合は D _s =0.75。 変形制限用の D _s 相当の係数を D _{sk} =0.75 とする(5.2 節参照)。 ブレースの限界ひずみ ≤ 0.5%。 層間変形角 ≤ 1/100。
桁面 RC 部材 D _s =0.40		短期許容応力度以内。 曲げ降伏部材とする。桁面には、H 形鋼にヒンジが形成しても、桁面架構にはメカニズムを生じさせない。このため、変形制限用の D _s 相当の係数 D _{sk} として 0.75 を用いる(5.1 節参照)。 層間変形角 ≤ 1/100。
	妻面 RC 柱 D _s =0.40	剛接架構とする。全体崩壊形式を保持(柱脚部、頭部を除いて、梁降伏形)。 層間変形角 ≤ 1/100、 限界塑性率 ≤ 2.0。
原則として、桁面架構のメカニズム形成は、妻面耐震ブレース架構、妻面 RC 架構に先行させない。妻面 RC 構造が耐震ブレースより早期に保有水平耐力となるようにブレース断面を定める。		

4.1. 屋根トラス部材のモデル化と変形制限等

耐震ブレースおよび H 形鋼の配置を考慮し、屋根構造全体（屋根トラス部材、H 形鋼、耐震ブレース）を線材（曲げ材、あるいは、トラス部材）でモデル化し、立体的特性を踏まえ変形・応力を算定する。材料特性は線形弾性とし、屋根トラス部材、H 形鋼は、座屈・塑性化を許容しない。

安全性は、屋根トラス部材は安全限界相当の地震力も含め、短期許容応力度設計で確認する。ただし、H 形鋼、耐震ブレースは、座屈・塑性化を考慮し、具体的には、以下の要領とする。

4.2. 妻面耐震ブレースのモデル化と変形制限等[12, 13]

履歴特性は、引張力に対しては降伏応力度までは弾性剛性を保持し、降伏後は適切に定めた降伏後接線剛性（直線）を保持したモデルとし、抵抗力の劣化は考慮しないモデル、圧縮力に対しては座屈後安定耐力が期待できるモデル、あるいは、柴田・若林モデルとする。

耐震ブレース架構の限界層間変形角は、0.01 とする。また、限界引張りひずみは、文献[12,13,15,19]等も参照し、原則として後述の圧縮限界ひずみと同じ値 0.5%（塑性率では 4.0 強）とする。

圧縮力に対しては、座屈後安定耐力が期待できるモデル、あるいは柴田・若林モデルとし、限界繰り返しひずみを 0.5% とする。実際の地震動においては繰り返し荷重による歪みの累積が想定されるが、部材の破断を回避できる限界ひずみが 1% 程度であること[12, 13, 16, 19]を参照し、ここでは安全を見込み、原則として、この半分である 0.5% とする。ただし、1% まで抵抗できると判断できる場合は、適切な解析でこれを確認したうえで、1% まで許容する。

4.3. 桁面 H 形鋼柱のモデル化と変形制限等 材端ばねモデル[20]とし、材端曲げばねの履歴は、終局曲げモーメント M_u を用いた bi-linear モデルとする。降伏後は適切に定めた降伏後接線剛性（直線）を保持したモデルとする。また、限界層間変形角は、0.01 とする。

4.4. 妻面 RC 架構のモデル化と変形制限等

妻面の RC 部分は剛接架構とする。部材は両端ばねモデル部材[11, 17, 18]とし、ひび割れ曲げモーメント M_{cr} 、終局曲げ降伏モーメント M_u を用いた Degrading-Tri-linear モデルとする。終局曲げモーメント後の接線剛性（直線）は適切に定めることとする。

必要保有水平耐力の算定では、曲げ柱で構成された全体崩壊系架構とし、 $D_s=0.4$ とする。なお、RC 耐震壁は、ここでは扱わない。限界変形は、層間変形角で 1/100、限界塑性率で 2.0 とする。

4.5. 桁面の RC 柱のモデル化と変形制限等

妻面の RC 部分と同じく剛接架構とし、また、同じ部材をモデル化する。

桁面架構の必要保有水平耐力の算定では、RC 柱は曲げ柱とし、 $D_s=0.4$ を採用する。限界層間変形角は 1/100、限界塑性率は 2.0 とする。なお、桁面架構のメカニズムは、妻面耐震ブレース架構、妻面 RC 架構に先行させない。これは、桁面の過度な変形を抑制防止し桁面に局部的なメカニズムを発生させないためである。

なお、後述のように、変形制限を満たすためには、予備的な検討を経て、桁面 RC 柱の断面と終局曲げモーメント、また、H 形鋼の断面と終局曲げモーメントで算定するための、変形制限用の D_{SK} 値を定める。

4.6. 基礎はりのモデル化と変形制限等

妻面および桁面の柱の柱脚は、図 9 に示すように十分に耐力と剛性のある基礎はりに剛接する。基礎はりは、原則として短期許容曲げモーメント以内とする。

5. 桁面架構メカニズムが発生する地震荷重強さ $\lambda u_{(k)}$ および 妻面ブレース架構、妻面 RC 架構の D_s 値等の付説

5.1. 桁面架構メカニズムが発生する地震荷重強さ $\lambda u_{(k)}$

本提案の工法は、桁面の過大な変形等を防止するのが大きな目的である。桁面のメカニズムと耐力について付説する。

桁面構面にメカニズムが生ずる状況では、H 形鋼と RC 柱脚に塑性ヒンジが構成される。この時点の耐力（地震荷重強さ） $\lambda u_{(k)}$ を求める。ただし、変形に伴う $P-\delta$ 効果は無視する。

H 形鋼に塑性ヒンジが生じているので、屋根面からの反力 P_{us} は次式となる。ただし、 M_{us} は H 形鋼の終局曲げモーメントとする。

$$P_{us} = \frac{M_{us}}{H_3} \quad (5)$$

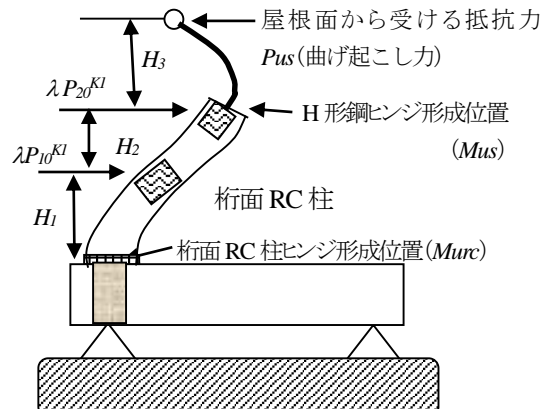


図 9 RC 基礎はりと桁面 RC 柱の接合

したがって、モーメントのつり合いからメカニズム発生時の地震力強さ $\lambda u_{(k)}$ は、次式から得られる。 M_{urc} は桁面 RC 柱の終局曲げモーメントである。

$$\lambda u_{(k)} = \frac{M_{urc} + M_{us} \cdot (H_1 + H_2 + H_3) / H_3}{P_{20}^{K1} (H_1 + H_2) + P_{10}^{K1} \cdot H_1} \quad (6)$$

さらに、桁面の RC 柱から定まる $\lambda u_{(k)}$ は、桁構面に要求される D_s の値より大きくなるように設定する必要がある。

$$\frac{M_{urc} + M_{us} \cdot (H_1 + H_2 + H_3) / H_3}{P_{20}^{K1} (H_1 + H_2) + P_{10}^{K1} \cdot H_1} \geq D_s : \text{桁構面} \quad (7)$$

前報[10]のデータを用いると、表3の結果が得られる。表3によれば、設定した曲げ柱である桁面 RC 柱の D_s 値 0.40 を十分

表 3 桁面にメカニズムが生ずる時点の地震力強さ λ_{u0}

RC 柱	H 形鋼	
	H-294x200x8x12 $Mus=10,000 \text{ kN}\cdot\text{cm}$	H-350x250x9x14 $Mus=19,300 \text{ kN}\cdot\text{cm}$
70cmx70cm $Murs$ =74,000 $\text{kN}\cdot\text{cm}$	0.51	0.70
80cmx80cm $Murs$ =97,500 $\text{kN}\cdot\text{cm}$	0.61	0.80
90cmx90cm $Murs$ =123,000 $\text{kN}\cdot\text{cm}$	0.72	0.90

に満たしている。ただし、変形制限は、この地震力強さ λ_{u0} が 0.40 より大きいことだけでは、変形制限が満たされるかは未確定である。妻面の耐震ブレースと妻面 RC 構造の強度と変形特性に依存するからである。

前報告[10]から引用し、表 4 と 5 に桁面 RC 柱が 80cmx80cm の場合で、H 形鋼が 2 種類の場合の地震応答解析の結果を示す。桁面 RC 柱は変形制限 0.01 をほぼ満たしているが、詳細は省くが、地震応答時には、RC 柱、H 形鋼の両者にヒンジが発生している結果となっている。やや、両者の終局曲げモーメントあるいは断面 2 次モーメントが小さいと判断される。

H 形鋼の終局曲げモーメントを増加させれば、桁 RC 柱の層間変形角は適切に低下させることができる。一方、その分、桁面の地震力は、H 形鋼を通して屋根面に地震力が伝達され妻面ブレースの地震力の負担が増加する傾向が現れ（ブレース断面が 60 cm^2 と 72 cm^2 では、ブレースのひずみが増大し）、結果として桁面の変形抑制の効果が得られる。そこで、桁面

表 4 RC 柱 80cmx80cm および H-294x200x8x12 ($Mus=10,000 \text{ kN}\cdot\text{cm}$) の場合の桁面の層間変位(層間変形角)等 [10]

	妻面(片面)の引張となる耐震ブレースの総断面積 $A_{BR} \text{ cm}^2$		
	48 cm^2	60 cm^2	72 cm^2
降伏時層せん断力 (引張力のみ考慮)	917 kN	1147 kN	1377 kN
降伏時の C_0	917/1509 = 0.61	1147/1507 = 0.76	1377/1507 = 0.91
柴田若林モデル(細長比 120)の場合の桁面 RC 柱頭部の層間変位(変形角)	109.9mm (0.012)	90.1mm (0.0095)	89.3mm (0.0094)
妻面耐震ブレースの最大ひずみ(層間変位) [層間変形角]	2.8% (102.6mm) [0.04]	0.41% (15.1mm) [0.006]	0.11% (4.9mm) [0.0018]

表 5 RC80cmx80cm および H-350x250x9x14 ($Mus=19,300 \text{ kN}\cdot\text{cm}$) の場合の桁面の層間変位(層間変形角)等 [10]

	妻面(片面)の引張となる耐震ブレースの総断面積 $A_{BR} \text{ cm}^2$		
	48 cm^2	60 cm^2	72 cm^2
降伏時層せん断力 (引張力のみ考慮)	917 kN	1147 kN	1377 kN
降伏時の C_0	917/1509 = 0.61	1147/1507 = 0.76	1377/1507 = 0.91
柴田若林モデル(細長比 120)の場合の桁面 RC 柱頭部の層間変位(変形角)	95.7mm (0.010)	81.1mm (0.0085)	78.2mm (0.0082)
妻面耐震ブレースの最大ひずみ(層間変位) [層間変形角]	1.8% (64.9mm) [0.0260]	0.5% (18.4mm) [0.0074]	0.3% (6.3mm) [0.0025]

変形抑制効果を高めるため、変形抑制のための D_s 値相当の値として、 D_{SK} を定め、表 3 を参照し 0.80 と 0.72 の概ねの平均値である 0.75 を用いる (表 2)。

ここで、前報[10]と同規模の構造(地中梁考慮)を対象とした研究[22]を引用する。桁面 RC 柱を 80cmx80cm ($Murc=127,500 \text{ kN}\cdot\text{cm}$)、H 形鋼の終局曲げモーメント $Mus=11,008 \text{ kN}\cdot\text{cm}$ 、耐震ブレースの総断面積(1 個の妻面)を 62 cm^2 とした場合の地震応答解析(安全限界相当)の結果を参照すると、式(6)で求める表 3 の λ_{u0} の値は 0.76 となり、また、桁面 RC の層間変形角(Kobe BS 位相)は 0.012 程度、妻面耐震ブレースの層間変形角(Taft WW 位相)は 0.0033 (ひずみで 0.16%) 程度で、また、桁面 RC 柱は、終局曲げモーメントには至らず、H 形鋼の層間変形角(Kobe BS 位相)は 0.011 程度である。したがって、 $\lambda_{u0}=0.75$ の値は、桁面の限界変形を満たす値の下限值として採用する。なお、この値については後述のように、今後、詳細検討を予定している。

5.2. 妻面耐震ブレースの D_s 値の設定方法について

前報[10]の例を引用し、桁面の RC 断面が 80cmx80cm で H 形鋼が H-294x200x8x12 ($Mus=10,000 \text{ kN}\cdot\text{cm}$) の場合の桁面の層間変位(層間変形角)を表 4 に示す。ただし、時刻歴応答解析に用いた地震動強さは、安全限界相当の加速度(El-centro NS 位相)である。

妻面の耐震ブレースの総断面積(片面)が 48 cm^2 の場合、層間変形角が 0.01 よりやや大きい(48 cm^2 程度($F_s=1.0$ 、 D_s 値が 0.60 程度)以上であれば、桁面 RC 柱の層間変形角は、概ね 0.01 以下となると判断できる。

しかし、妻面の第 3 層の耐震ブレース架構の層間変形角は、0.01 を大きく超え 0.04 であり、かつ、ブレースのひずみは、2.8% と大きな値となっている。これを防止するには、H 形鋼の断面を増加させるか、あるいは、耐震ブレースの断面積を増加させる必要がある。

前報[10]の結果を表5に示す。桁面 RC 柱が 80cmx80cm、H 形鋼が H-350x250x9x14($M_{us}=19,300 \text{ kN}\cdot\text{cm}$) の場合である。H 形鋼のサイズを増加させれば、耐震ブレースの断面が 48cm^2 であれば、桁面の層間変形角は、いずれも 0.01 以下となっている。しかしながら、 48cm^2 の断面の耐震ブレースでは、1.8%のやや過大なひずみが生じており、変形制限が満たされていない。耐震ブレースの変形を低減するには、ブレースの断面増加、あるいは、H 鋼柱のサイズ、または、桁面 RC 柱のサイズ等の増加が必要である。耐震ブレースの D_s が 0.75 程度であれば、変形制限をほぼ満たす結果となっている。そこで、本提案では耐震ブレースの変形制限[12, 13, 19]として、限界ひずみとして 0.5% を、また、剛性率 ≥ 0.6 を満たしていても、変形制限を満たすために、 D_s 相当の係数として桁面に対する係数と同じように $D_{s(k)}=0.75$ と設定する。ただし、この場合は、 $F_s=1.0$ とする。なお、必要保有水平耐力算定には適用しない。

必要保有水平耐力計算にあたり剛性率による地震力の割り増しをすれば相応の安全性は確保できるとの観点から F_s によりブレース架構の保有水平耐力を確保する必要がある。ただし、剛性率を算定しない場合には、 $D_s=0.75$ を用いる。これは、耐震ブレース架構の D_s を 0.5 とした場合の 1.5 倍の値である。

5.3. 屋根面の応答加速度と震度分布について

屋根面の加速度応答は、前報[10]によれば、図 10 に類する結果が想定される。この結果は、桁面柱 80cmx80cm、妻面の耐震ブレースの断面積(1個の妻面)が 48cm^2 の場合であり、Y6 通り(図3)の Y 方向加速度を示す。X 方向の屋根面中央(X8 通り)の加速度は 2000cm/s^2 程度、妻面位置(X15 通り)では 1000cm/s^2 程度であり、X8 から離れるに従い急に減衰する。妻面の耐震ブレースの断面積(1個の妻面)が 48cm^2 より大きく設定すれば、ブレースの層間変形角は減少するが、一方では、屋根面の加速度応答は大きくなると予想される。前節 5.2 では、表 5 の耐震ブレースの断面積が 60cm^2 ($D_s=0.76$)のブレースの層間変形角が 0.01 未満であることを勘案して、剛性率の検討を除外して必要保有水平耐力を算定する際には D_s 値として 0.75 を採用した。こ

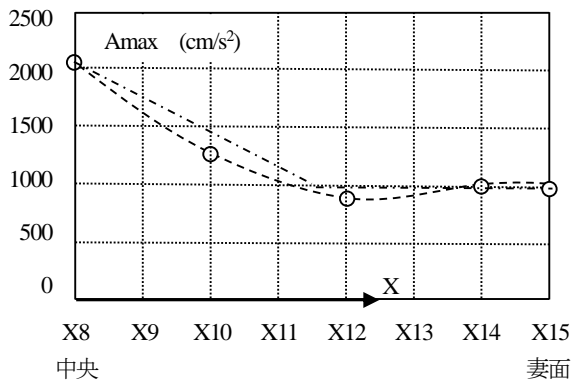


図 10 屋根面 Y6 通りの Y 方向加速度応答

ここで、耐震ブレースの D_s が 0.75 程度以上の場合であっても、加速度分布は、図 10 の結果が援用できると想定し、以下に屋根面内の地震力分布を設定する。

屋根面内の地震力の分布の算定は、正確には屋根面内のせん断力の時刻歴応答に基づく必要があるが、ここでは、屋根面中央の加速度が妻面側に対して 2 倍であるので震度分布として、図 12 を仮定する。屋根面に作用する地震力は、妻面ブレースの負担する層せん断力 Q_{BR} (2 個ある妻面の内の 1 個分) に等しいので、 Q_{BR} は、次式で得られる。なお D_R は地震荷重算定用の屋根の単位面積当たりの固定荷重、 L_x と L_y はそれぞれ X 方向スパン長さ、Y 方向スパン長さとする。

$$Q_{BR} = 2C_R(D_R L_y L_x / 8) + C_R(D_R L_y 3L_x / 8) \quad (7)$$

したがって、震度 C_R が次式で定まる。

$$C_R = \frac{4}{5} \cdot \frac{2Q_{BR}}{D_R L_y L_x} ; 2C_R = \frac{8}{5} \cdot \frac{2Q_{BR}}{D_R L_y L_x} \quad (8)$$

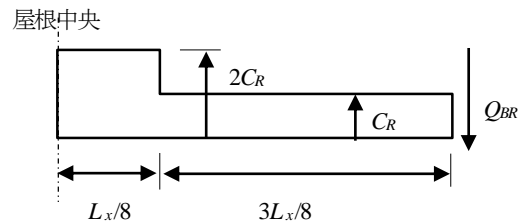


図 12 屋根面内の震度分布

5.4. 妻面 RC 架構の D_s 値の設定方法について

妻面 RC 架構については、前報[10]によれば、表6の結果が得られており、全体降伏形のメカニズムの下では、 $D_s=0.40$ を満たせば層間変形角 0.01、塑性率 2 は可能と想定される。ただし、妻面 RC 架構については、RC 架構の弾塑性解析に基づいて、図 13 のような等価せん断モデル(α_y は降伏時剛性低下率、 α_u は、降伏後の増分剛性率)を設定すると、設計計算の簡便化が図れる。

なお、妻面 RC 架構の D_s 値を過度に大きくすると、妻面 RC 架構の剛性と耐力が上昇し、RC 架構頂部における加速度応答が大きくなる。この結果、その上に位置する耐震ブレースには、より大きな地震力が作用し、耐震ブレースの塑性化が早まり塑性変形の増大に繋がる。これを抑止するためには、対応してより断面の大きな耐震ブレースが必要となる。したがって、むしろ、妻

表 6 妻面 RC 下部構造の2層せん断系の特性 [10]

	せん断剛性 K_0 kN/cm	降伏時剛性低下率 α_y	3次剛性率 α_u	降伏せん断力 Q_y kN (層間変形角)	地震力 $D+KT$ に対する降伏せん断力の比(D_s)
2層	1879	0.300	0.057	1118 (0.0042)	1118/2174 =0.51
1層	2760	0.282	0.050	1557 (0.0042)	1557/3163 =0.49

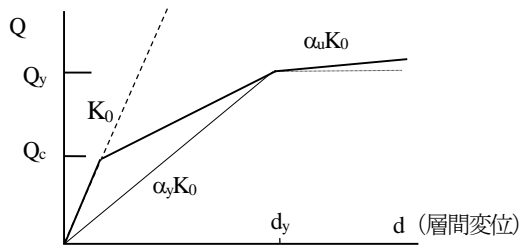


図13 妻面RCフレームのせん断系によるモデル化 [10]

面RC架構の適切な塑性化を図り、上部の鋼ブレース架構への地震エネルギーの入力を抑制すること、また、妻面の剛性率をより均等にする、つまりできるだけ $R_s \geq 0.6$ を満たす設計がよい。

なお、妻面のRC架構と耐震ブレースの剛性・耐力の適切な関係については、今後の研究が必要であることを付言する。

6. まとめと今後の課題

前報[10]の結果に基づいて、当該構造に作用する地震力を提案するとともに、安全性の確認方法を提案した。

地震荷重として、全体を3層構造とする場合の A_i 分布に基づく従来の地震力、ならびに、上下地震による地震力、また、桁面の局部変形を考慮した3種類の地震力分布を提案し、これらの荷重の組み合わせとして、安全性検討に用いる地震荷重を4種類として提案した。

上記の地震荷重に対する安全性検討項目、満たすべき変形制限の妥当性の検討が今後必要であるが、本提案をより確実なものとするために、設計された構造物の地震応答解析、ならびに増分解析を行う予定である。特に、(1) 耐震ブレースの座屈特性(座屈後安定耐力あるいは柴田・若林モデルによる特性)を踏まえた地震応答解析により、部材応力と部材歪みが増分解析の結果と整合するかどうか、(2) 桁面の応答性状と提案した地震荷重と整合するかどうか、(3) さらには、適切な耐震ブレース、また、桁面のH形鋼の断面を適切に設定できるような方法の提案が可能かどうか、(4) 妻面のRC架構と耐震ブレースとRC架構の間の適切な剛性・耐力の関係について、また、(5) 地震作用後の残留変形等について、今後検討の予定である。

7. 謝辞

本提案の作成に当たり、前報の[10]の共同研究者の出口隆史氏、本報の図の作成の協力と卒業論文の提供をいただいた中岡拓基氏に感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災調査報告 建築編(3) シェル・空間構造, 1997.11
- 2) 日本建築学会: 東日本大震災合同調査報告, 建築編, シェル構造, 2014.9
- 3) 国立研究開発法人 建築研究所: 平成28年(2016年)熊本地震建築物被害報告調査(速報), 建築研究資料

No.173, 2016.9

- 4) 藤本益美, 小田憲史: 円筒形2層立体トラス構造の支持フレームを含む地震応答解析 シェル・空間構造の自然災害時非線形挙動とその抑止対策, 平成9年度京都大学防災研究所共同研究会論文集, pp.29~37, 2007.10
- 5) 日本建築学会: 空間構造の動的挙動と耐震設計, 第1章, 2.1節, 2006.3
- 6) 竹内 徹, 西牧 誠, 松井良太, 小河利行: 山形鋼ブレースを有する鉄骨造体育館の地震時被害分析および制振補強効果の検証, 日本建築学会構造系論文集第690号, pp.1503~1512, 2013.8
- 7) 日本建築学会: ラチスシェル屋根構造設計指針, 2016.11
- 8) 野原大樹, 伊藤賢治, 和田俊也, 山下哲郎: 鉄骨置部屋根構造ピン支承部の復元力特性に関する研究, 鋼構造年次論文報告第25巻, pp.303~310, 2017.11
- 9) 日本建築学会 シェル・空間構造運営委員会, 空間骨組構造の地震被害と耐震設計の新しい展開, 2018.9
- 10) 加藤史郎, 出口隆史, 中沢祥二: 骨組膜構造鋼屋根の支持方法の一提案とその耐震有用性に関する検討 屋根がRC下部構造で支持された場合, 膜構造研究論文集, 2018
- 11) 梅村 魁編著: 鉄筋コンクリートの動的耐震設計法, 法堂出版, 1973
- 12) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 2009
- 13) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2011
- 14) 増田真也, 山下哲郎: 両端ガセットプレート接合された山形鋼ブレースの座屈耐力に関する実験, 日本建築学会大会学術講演郊外集(北陸), pp.979~980, 2010.9
- 15) 大家貴徳: ブレース系鋼構造体育館の耐震性評価に関する研究(学位論文), 2011.12
- 16) 寺沢友貴, 稲永匠悟, 桜井良太, 竹内 徹, 日本建築学会構造系論文集, 第754号, pp.1789~1799, 2018.12
- 17) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法に基づく耐震性能評価型設計指針(案)・同解説, 2019
- 18) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 19) 日本建築センター: 建築物の構造設計実務のポイント(第2章, 第4章)
- 20) 加藤史郎, 中沢祥二: 下部構造エネルギー吸収型単層ラチスドームの地震時崩壊性状, 日本建築学会構造系論文集, 第548号, pp.81~88, 2001.10
- 21) 加藤史郎, 小西克尚, 中沢祥二: 振動特性の異なる2本のRC柱に支持されたトラス梁の地震応答特性に関する研究 支承部のルーズホール等の影響について, 構造工学論文集, Vol.47B, pp.565~574, 2001.5
- 22) 中岡拓基: 下部RC構造に支持された鉄骨屋根体育館の耐震性能の検討, 豊橋技術科学大学・卒業論文, 2020.3

Proposal of new system of steel supports for space frames and its proof of effectiveness for refraining from damage due to earthquake

Part 2 : Proposal of procedures to evaluate the seismic performance of a flat steel spatial structure installed with columns of H section of dog-bone-cut connected to RC columns as substructure

Shiro Kato^{*1}
Kenta Someya^{*2}
Naoki Wada^{*2}
Tatusya Yoshino^{*3}
Shoji Nakazawa^{*4}

The present paper proposes a procedure to evaluate seismic performance of a flat steel spatial structure for roof. The structure is installed a kind of H sectioned steel columns with passive controllability, and the steel columns supporting the roof are then supported by RC columns as substructure. First, five seismic forces for design are defined based on the previous researches reflecting the dynamic global and local behavior of the structure subject to seismic accelerations: (1) A global seismic force is defined based on a conventional design practice using A_i distribution factor, (2) UD seismic force, and (3) three seismic forces considering local response of substructure. Based on the five seismic forces, three important combinations for seismic forces to be applied in design are introduced. Second, the conditions in design to be satisfied for performance are defined considering ultimate limit state in terms of stresses and deformations. Finally, several comments and required further researches are discussed.

*1 Dr. Eng., Emeritus Professor, Toyohashi University of Technology

*2 Ms. Eng., Taiyokogyo

*3 Ph.D., Taiyokogyo

*4 Ph.D., Professor, Toyohashi University of Technology