

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

加藤史郎^{*1}
 出口隆史^{*2}
 中澤祥二^{*3}

骨組膜構造鋼屋根は、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。この構造では周辺ピン支持あるいはローラー支持が多用されている。この種の屋根の空間構造では既往の地震による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の損傷が際立っている。被害の多くは、設定したルーズホール長さを超えて下部構造が大きく変位することに起因していると想定される。本研究は、これらの損傷を回避するため、RC下部構造と上部骨組の間にルーズホールを設けることなくRC下部構造の上に直接に曲げ系部材を設置する方法、また下部RCと鋼の下弦材をフラット・バーで接合する方法を提案し、この方法の有効性を検討するとともに、RC下部構造降伏時における当該構造の地震荷重を安全側に概算した。

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。

本研究では、RC下部構造の柱の上に鋼の柱部材を設置し、ルーズホールを用いないで、この部材で屋根トラスの上弦位置で直接支持する構造形式を提案する。また、その地震応答を分析し、その結果の知見に基づいて、提案する支持方法の損傷回避に対する有用性を検討し、当該構造の地震荷重を概算する。

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に示す。屋根形状はフラットとし、上部の屋根は、RC下部構造で支

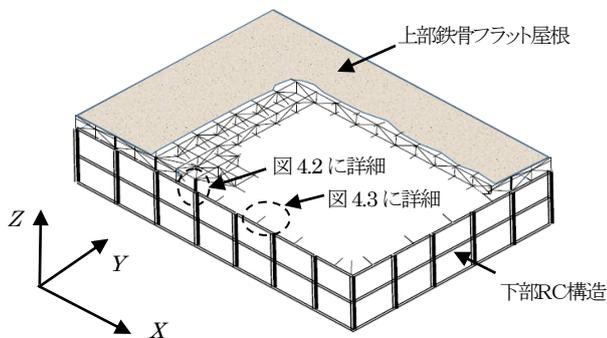


図1 フラットな屋根の空間構造:上部鉄骨フラット屋根(直交格子);最上層鉄骨壁面の水平ブレース;2層のRC下部構造。

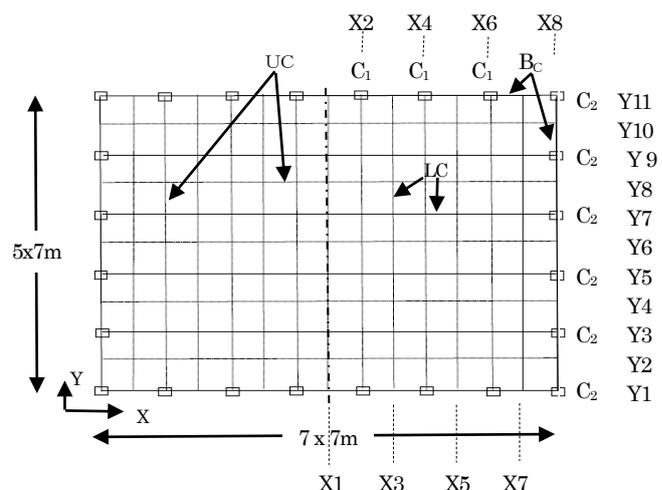
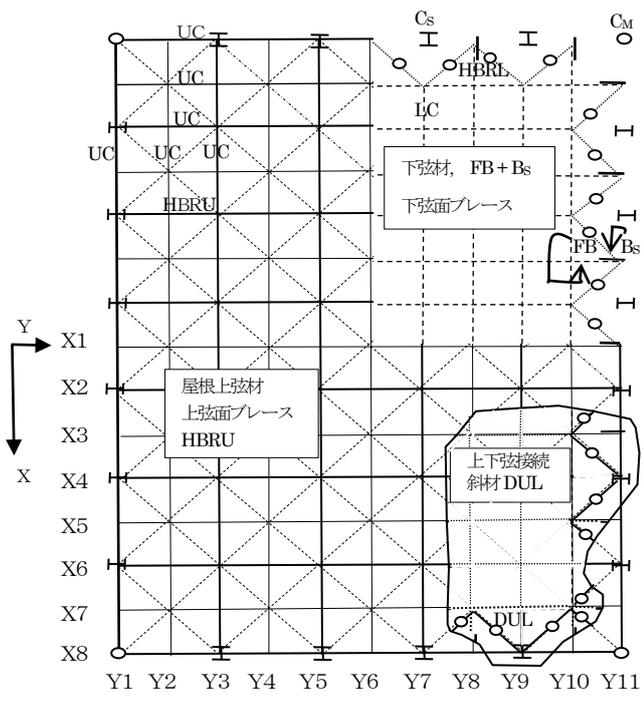
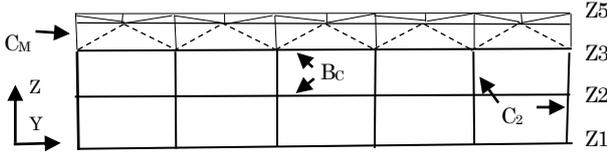


図2 左=屋根トラス上弦材 UC, 右=RC柱 C₁, C₂の配置, 屋根トラス下弦材 LC, RC梁 Bc;桁行長さ 49mxスパン 35m。

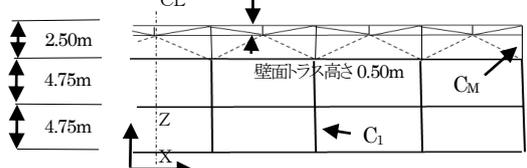
- 1) 豊橋技術科学大学・名誉教授, 工学博士
- 2) 豊橋技術科学大学・修士課程学生
- 3) 豊橋技術科学大学・教授, 博士(工学)



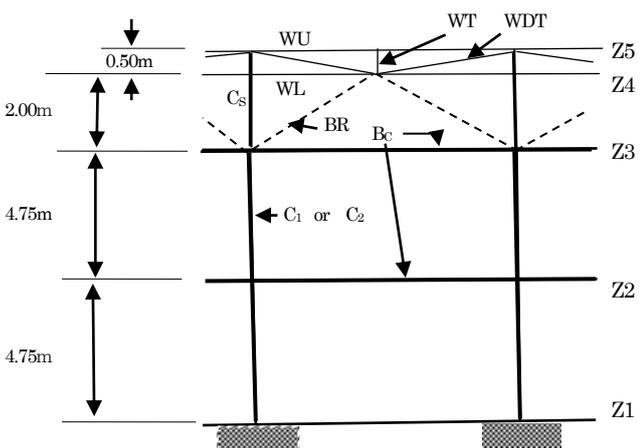
(a) 屋根伏図 ; XおよびY方向トラス, 屋根面ブレース, 上下弦接続斜材



(b) 妻面架構 (X8) 妻面(妻壁面)鋼トラス, 妻面ブレース, RC架構



(c) 桁面架構 (Y1, Y11) 桁面(桁壁面)鋼トラス, 桁面ブレース, RC架構



(d) 妻面, 桁面の RC 構造および鋼の外壁構造;なお WU は解析モデル上, トラス上弦材と同じ位置に配置してある。

図 3 架構の概略図 (屋根面, 妻面, 桁面)

持されているものとする。X 方向長さは 7x7m, Y 方向長さは 5x7m である。図2には, RC架構の伏図にあわせ, X方向, Y方向トラスの上弦材 UC の配置を示す。なお, UC は, 外周のすべての 4 辺にも配置する。トラスは 3.5m 間隔とする。図中, C₁ は桁面の RC の柱, C₂ は妻面の RC 柱, B_c は RC 梁を示す。RC の梁は RC 架構の最上層と 2F とも同じ断面とする。地中梁は剛とする。ただし図 2 と 3 では, X 方向の構面の対称性から, 中央面から番号を付してある。

図3(a)の左半分には屋根上弦面に配置する上弦材 UC と水平ブレース HBRU(.....)の配置, 図3(a)の右半分の上部には下弦面に配置する下弦材 LC と水平ブレース HBRL(---○---)の配置を示す。図3(a)の右下部には, 下弦面の下弦材 LC に加え, 下弦節点とその斜め上の上弦節点を接続する斜材 DUL(---○---)を示す。X2, X4, X6 構面の Y 方向トラスでは, 下弦材は Y1, Y11 構面には接続していない。同様に, Y3, Y5, Y7, Y9 の X 方向トラスでは下弦材は X8 構面には接続していない。

図 3(b)と図 3(c)に X8 および Y1(および Y11)構面を示す。図 3(d)には, 妻壁面あるいは桁壁面の構造を示す。上部の壁面位置の鋼構造は, 内部とトラス構造の異なる構造としてモデル化してある。最上部分には, トラス架構(部材 WU, WL, WT, WDT), 壁面にはブレース BR および鋼柱 Cs, 平面の4隅には鋼のピン柱 C_Mを配置する。下部 RC 構造には RC の梁 B_c, および, RC の桁面柱 C₁ あるいは妻面柱 C₂を配置する。

X1 や X3 あるいは Y2 や Y4 等に関して, 図 3(a)に示す斜材 DUL(---○---)により, 固定荷重時に下弦材に作用する断面力は, 概ね下弦節点から斜め上の節点に伝達される。したがって, 下弦材からは壁面の最上部分のトラスの中間節点には作用せず, 鋼柱 Cs に伝達される。

Y 方向地震時等の屋根の水平力は, 主に妻面のブレース BR により負担される。ただし, 後述するように, Y 方向地震時には, 桁面の RC 下部構造に生ずる過度な水平変位を抑制するために, 桁面の鋼柱 Cs の曲げ特性を期待し, RC 桁面の地震力の一部は屋根のフラットな鋼屋根を通して妻構面に伝達される。本研究では, このように鋼柱 Cs と屋根の上弦面を通して妻面に地震力を伝達する効果を期待するが, 想定する RC 柱 C₁ や妻面のブレース BR の断面積等の大小によりどの程度の効果が得られるか後述部で検討する。

X 方向, Y 方向のトラスは平面トラスであり, 図 4.1, 図 4.2 に示すような形状である。ただし, これは, X2, X4, X6 また Y3, Y5, Y7, Y9 に対する形状であり, 上弦位置では鋼柱 Cs でピン支持し, 鋼柱 Cs の柱脚位置では RC 柱 C₁ に剛接あるいはピン接合とする。この柱は, 下部 RC 構造の過度な変位を抑制する効果, つまり, RC 柱に対する曲げ起し効果があるが, これについては, 後述する。一方, X1, X3, X5, X7 また, Y2, Y4, Y6, Y8, Y10 に関しては, トラスの両端では, 図 4.3 のように鋼部材 Bs および鋼部材 FB(ある一定の張力で降伏する非抗压部材)を介して, 下部の RC 梁 B_cに接続する。なお, 部材 Bs は, 十分な軸剛性, 曲げ剛性があるものとする。この部材 FB は鋼柱 Cs と同様, RC 下部構造の過度な変位を抑制するための部材であり, この部分にも曲げ起し効果(図 5)が期待される。

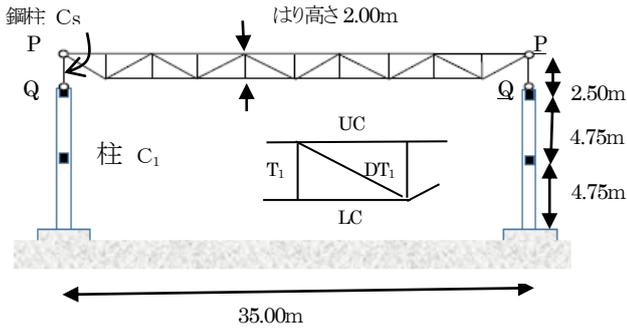


図 4.1 X2, X4, X6 架構トラスの基本形状;ただし、鋼柱 Cs の柱脚はピンの場合

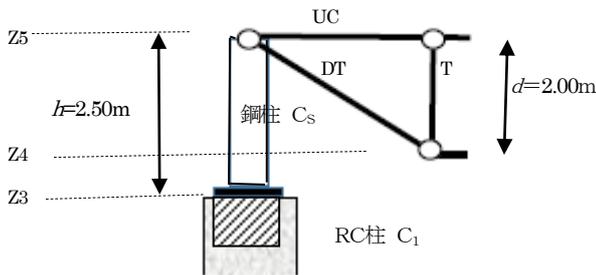


図 4.2 鋼柱 Cs の柱脚が固定の場合

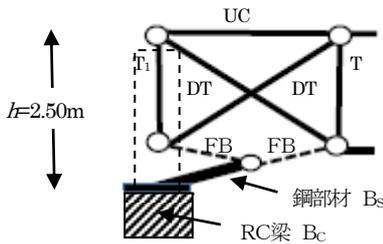


図 4.3 X1, X3, X5, X7 構面の下弦の端部に FB を設置し、RC 梁 Bc に固定する場合;固定する鋼梁 Bs には、十分な剛性と耐力を付与

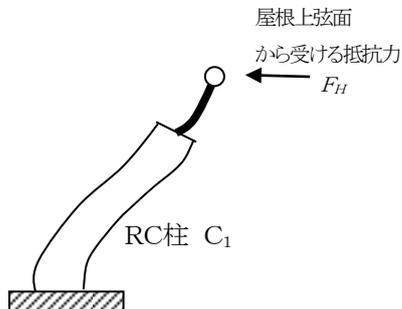


図 5 X2, X4, X6 架構の鋼柱 Cs, あるいは、FB と Bs 部材により期待できる RC 柱 C1 の曲げ起こし効果。

曲げ起こし効果:ここでは、Y 方向地震時に焦点を当て、RC 柱に剛接される鋼柱 Cs (図 4.2)あるいは鋼部材 Bs と FB (図 4.3)による曲げ起こし効果に触れる。その定量的効果は後述する。ただし、桁面 RC 構造の水平変位応答が屋根の応答より小さいことを前提とする。安全限界相当の地震動では、後述の 10m 程度の独立柱は、20cm を超える水平変位となり、柱の変形角は 1/50 を超え、一般の設計で設定される許容変形角 1/100 を超える。屋根の水平変位がこの 20cm よりも小さければ、上部の屋根面が桁面 RC 下部構造の変位を抑制する効果が現れる。この効果は、鋼柱 Cs や鋼フラット・バー FB の耐力、また、妻面の鋼ブレース BR の耐力や妻面の RC 構造の耐力性能に依存する。したがって、適切な断面や耐力について分析が必要となる。

ただし、桁面の下部構造から過大な地震力を受け、支承部近傍の上部のトラス部材に過度な軸力等が作用し部材の座屈あるいは破断を回避するため、また、鋼柱 Cs 等の支承部に過度なせん断力等の断面力の抑制のため、あるいは、支承部のコンクリートの損傷の回避のためには、鋼柱 Cs の曲げ耐力を制限し、かつ、靱性的挙動を確保する必要がある。FB についても、同様に隣接する下弦材に過度の軸力を作用させることのないよう耐力を制限しかつ靱性のある降伏特性とする必要がある。

3. 部材断面の設定、解析モデル化および重量

3.1 部材の断面等

鋼部材:設計法の確立を目的とするなら地震荷重や各部材の断面算定法を提示する必要があるが、本研究では RC 下部構造の過大な変形を抑制する方法を議論し、かつ、どのように変形が抑制できるかを分析するのを目的としており、ここでは、一般的と思われる断面積を先験的に設定し、この断面の妥当性には立ち入らないこととする。設定値を以下に示す。なお、表 1.1 は、仮定した材料定数を示す。

表 1.2 から表 1.7 の部材は、履歴特性は弾性線形とし、したがって、降伏も座屈も考慮しない。なお、部材 FB (図 4.3)

表 1.1 材料のヤング率等

鋼材	$E_s=20,500\text{kN/cm}^2$	$\sigma_f=23.5\text{kN/cm}^2$
鉄筋	$E_s=20,500\text{kN/cm}^2$	$\sigma_f=29.5\text{kN/cm}^2$
コンクリート	$E_c=2,400\text{kN/cm}^2$	$F_c=2.4\text{kN/cm}^2$

表 1.2 部材断面: X, Y 方向トラス部材; 図 4.2, 図 4.3

	UC	LC	T	DT
断面	H-125x125x5x7		$\phi-114.3x4.5$	
A (cm ²)	23.60		15.52	
特性	両端ピン、線形弾性 (座屈は考慮しない)			

表 1.3 部材断面: 外壁トラス部材; 図 3

	WU	WL	WT	WDT
断面	H-125x125x5x7		$\phi-114.3x4.5$	
A (cm ²)	23.60		15.52	
特性	両端ピン、線形弾性 (座屈は考慮しない)			

表 1.4 部材断面：上弦面，下弦面の水平ブレース；図 3(a)

	HBRU	HBRL
	L-75x75x6 の半分	L-75x75x6 の半分
A (cm ²)	4.36	4.36
特性	線形弾性 (座屈は考慮しない)	

注 屋根面の水平ブレースは，引張ブレースとするため，剛性評価として断面積を 0.5 倍 (半分) に設定した。

表 1.5 部材断面：上弦面と下弦面を接続する斜材；図 3(a)

	DUL
	φ-165.2x6, A=31.03cm ²
特性	両端ピン，線形弾性 (座屈は考慮しない)

表 1.6 部材断面：4 隅の柱；図 3(a)

	C _M
断面	H-125x125x5x7, A=37.66cm ²
特性	両端ピン，線形弾性 (座屈は考慮しない)

表 1.7 トラス下弦と RC 梁を接続する部材：図 3(a)

	B _s
断面	H-250x175x7x11, A=56.24cm ² , I=6120cm ⁴
特性	線形弾性 (座屈は考慮しない)

については，表 1.8 に示すように引張スリップ履歴と仮定する。本来なら種々の断面積について検討が望ましいが，ここでは，断面積が 0.0 あるいは 2.4cm² の場合のみとする。

妻面，桁面の鉛直ブレースについては，表 1.9 に示すように断面積は 4.8, 6.0 あるいは 7.2cm² の 3 種類，部材細長比は 120，また履歴は柴田・若林モデルとし，圧縮耐力は建築学会の短期許容応力度とする。細長比の影響の検討も必要であるが，ここでは，120 の 1 種類に限定した。

鋼柱 C_s：鋼柱の特性は，表 1.10 に示す 3 種類のケースを想定する。柱頭部はピン接合，脚部はピンあるいは剛接合とする。

表 1.8 部材断面：トラス下弦と RC 梁を接続するフラット・バー FB；図 3(a)

	ケースの分類と FB の断面積 A _{FB}
断面	ケース FBN A _{FB} =0.0, ケース FB A _{FB} =2.4cm ²
特性	引張スリップ履歴 σ _y =23.5kN/cm ² , 降伏耐力 56.4kN

表 1.9 部材断面：妻面，桁面の鉛直ブレース BR；図 3(d)

	ケースの分類とブレース断面積 A _{BR}
断面	ケース A _{BR} 4.8 A _{BR} =4.8cm ² ケース A _{BR} 6.0 A _{BR} =6.0cm ² ケース A _{BR} 7.2 A _{BR} =7.2cm ²
特性	柴田・若林履歴 細長比 120, σ _y =23.5kN/cm ² 引張降伏時の層間変位 δ _{yBR} =5.32mm

注 圧縮耐力は，建築学会短期許容応力度としている。

表 1.10 部材断面：妻面，桁面の鋼柱 C_s；図 3(a)，図 4.2

鋼柱 C _s のケース	降伏モーメント M _p (kN・cm)	等価断面 2 次モーメント I _{eq} (cm ⁴)
ケース HN 鋼柱無し	0.0	0.0
ケース H H-294x200x8x12 相当	10,000 (降伏耐力 Q _y =40kN)	0.78 x 11,111
ケース HH H-350x250x9x14 相当	19,300 (降伏耐力 Q _y =77kN)	0.84 x 21,200
履歴の仮定	曲げモーメントのモデルは材端びねモデルとし，完全弾塑性とする。	

注 係数 0.78, 0.84 は，柱脚部のフランジの断面欠損 (ドッグボーン形状) を近似的に等価な弾性柱にモデル化した結果である。

剛接合は，下部の RC 柱に対する曲げ起こし効果が期待できる場合である。

RC 部材：RC 下部構造 (図 1) は，文献 [10] を参照し，以下のようにモデル化した。RC の梁の特性を表 1.11 に示す。部材の y 軸と z 軸の挙動は独立と仮定し，y 軸については弾塑性を考慮するが，z 軸については弾性とする。

妻面の RC 柱 C₂ の特性 (B を X 方向長さ，D を Y 方向長さ) については，表 1.12 に示す。妻面の柱断面は，表 1.12 の 80cmx80cm に限定する。Y 方向地震動に対しては，妻面は 2 層 x 5 スパンの構造として抵抗する。X 軸方向については，柱 C₂ の上部では，X 方向にある程度拘束されるとともに，変形量は小さいと想定されるので，X 方向変形については，線形弾性とする。

桁面の RC 柱 C₁ は，表 1.12 に示す 3 種類とし，柱断面として 70cmx70cm, 80cmx80cm あるいは 90cmx90cm とする。なお，以下では RC80 等と略記する。また，強軸を X 方向，弱軸を Y 方向とする。Y 軸方向の地震動に対しては，C₁ 柱は，頂部が拘束された単独の柱として挙動すると想定できる。なお，この研究では，RC80 を基本断面として想定し，RC70 あるいは RC90 では，どのように応答性状が変化するかを比較・検討するために採用したものである。ただし，剛性低減率は近似的に RC80 と同じ値とした。

表 1.11 RC 梁断面 Bc: 断面 BxD, B=60cm, D=80cm; 図 2

	亀裂モーメント M _c (kN・cm)	降伏モーメント M _y (kN・cm)	降伏点剛性低下率 a _y
強軸 (y 軸)	19,800	40,400	0.28
弱軸 (z 軸)	19,800/3	40,400/3	0.28

注 架構端部においても，シアースパンは梁長さの 1/2 としている。なお，強軸と弱軸の相関を近似的に考慮するため，弱軸の特性を強軸の 1/3 としている。ただし，弱軸については，弾性として解析している。また，地中梁は十分の強剛とする。

表 1.12 部材断面 C₂: 断面 B(X 軸方向の辺長), D(Y 軸方向の辺長)

断面	ひび割れモーメント $M_c(kN \cdot cm)$	降伏モーメント $M_f(kN \cdot cm)$	降伏点剛性低下率 α_y
70cmx70cm	26,800	74,000	0.30
80cmx80cm	35,000	97,500	0.30
90cmx90cm	44,500	123,000	0.30

注 面内ではシアースパンは柱長さの 1/2, 面外では 1/1 としている。なお、強軸と弱軸の相関をは無視できるものとし、また、X 方向変位については弾性とし、地中梁は十分に強剛があるものとして解析している。

3.2 構造解析方法

- 1) RC 部分の解析方法においては、梁、柱部材は材端ばねモデルを用いる。モデル化では文献[注1]を参照する。
- 2) 鋼部分については、トラス部材、フラット・バーは軸剛性のみ考慮し、鋼柱 C_sは材端ばねモデル[注1]でモデル化する。桁面と妻面のブレースは、柴田・若林モデル[注1]を用いる。材料非線形の履歴は、該当する表に記したものとする。
- 3) 静的解析と時刻歴応答解析には、中沢・加藤の研究室で蓄積したソフト[注1]を用いる。地震応答解析では、レーリー減衰を使用し、1 次モードと 2 次モードに対して、原則としてそれぞれ減衰係数を 0.02 とする。ただし、後述するように、1 次は有効質量が最大のモード、2 次は有効質量がそれに次ぐものとする。

3.3 妻面 RC 下部構造の履歴特性のせん断系近似

図 3(b)に示す妻面 RC 下部構造のみの弾塑性解析から、層せん断力とせん断変形を求め、表 2 に示す特性を設定した。なお詳細は省略するが、1 層の柱脚にヒンジ、2 階では梁内端にヒンジ、R 階では梁外端と柱頭にヒンジが生ずる全体降伏形となっている。図 5 に履歴のバックボーンを示す。後述の応答解析では、妻面では、表 2 と等価となる柱の特性を用いたせん断系骨組みモデルとし、履歴は劣化型トリニアールとした。

3.4 固定荷重

フラットな鋼屋根の重量を 1kN/m²とする。Y 方向 35m, X 方向長さ 7m の重量 245kN を上弦と下弦位置にそれぞれ 2 対 1 の割合で分割し、分割された重量は、上弦面あるいは下弦面の節点の支配面積に応じて、それぞれの節点に分散させる。

表 2 妻面 RC 下部構造の 2 層せん断系の特性

	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	ひび割れせん断力 Q_c kN	降伏せん断力 Q_y kN (降伏変位 δ_y)
2層	1879	0.300	0.057	553	1118 (1.98cm)
1層	2760	0.282	0.050	750	1557 (2.00 cm)

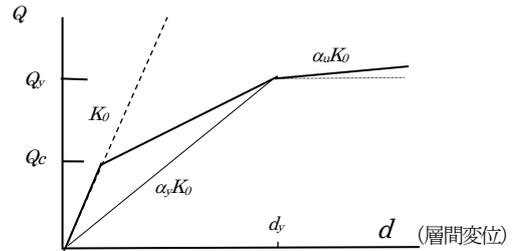


図 5 妻面 RC フレームのせん断系によるモデル化

鋼の壁面の重量を 1kN/m²とする。高さ 2.5m, X 方向長さ 7m の重量 17.5kN を壁面外周の最上部の節点に節点の支配面積に応じて配分する。上部の鋼屋根の固定荷重時の応力算定には、これらの荷重を用いる。

RC 下部構造の重量を鉛直壁面当たり 7.0kN/m²とする。水平方向 7m, 全高さ 9.5m の壁面重量 465.5kN は、RC の最上部の節点に 4 分の 1, RC の 2 階に 2 分の 1 をそれぞれ配分する。妻面の固定荷重も同様な方法で算定する。

妻面の地震用固定荷重: Y 方向の地震荷重算定では、地震力の作用効果を考慮して固定荷重を算定する必要があるが、ここでは主に妻面ブレース BR と妻面 RC 下部構造の層せん断力算定に焦点をあわせ、3 層構造として A_i 分布により近似的に地震力を算定する。

本来なら桁面と屋根面の相互作用を考慮して、桁面の RC 下部構造の地震力を算定すべきであるが、現時点では下部構造から屋根に伝達される地震力は算定困難であるので桁面の RC 下部構造は地震時には自立すると仮定し、屋根面には伝達されないとして地震力を算定する。相互作用による桁面 RC 下部構造から屋根面への地震力伝達については後述部で議論したい。

第 3 質点の固定荷重は、鋼の壁面、フラットな屋根から計算する。第 2 質点と第 1 質点の部分は、RC 構造として計算する。結果を表 3 に示す。表 3 に基づいて算定した A_i 分布による層せん断力を図 6 に示す。ただし、RC 部分の高さは 9.5m, 鋼部分の高さは 2.5m として固有周期を 0.265 秒と略算した。

表 3 地震荷重算定用の重量 (kN) ;ただし構造の半分のみ

第 3 質点 W3	鋼屋根 面積 35mx49m/2=857.5m ² 重量 857.5kN	858kN	
	鋼壁面 面積 2.5mx(49m+35m)=210m ² 重量 210kN	210kN	1068kN
第 2 質点 W2	RC 下部構造:高さ 4.75m/2 相当の重量 面積 (35+7)mx4.75/2m=99.8m ² 重量 698kN	698kN	698kN
第 1 質点 W1	RC 下部構造:高さ 4.75m 相当の重量 面積 199.5m ² 重量 1397kN	1397kN	1397kN
			全重量 Σ W = 3163kN

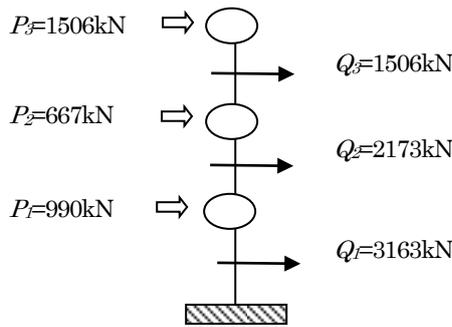


図6 $C_0=1.0$ の場合の層せん断力 Q_i と地震力 P_i ; ただし、全構造の半分のみ

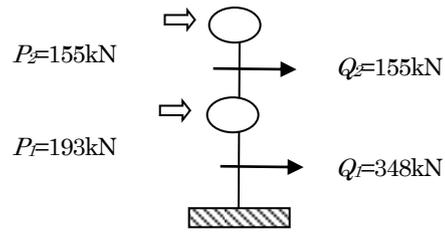


図7 $C_0=1.0$ の場合の独立柱1本のせん断力 Q_i と地震力 P_i

表4.1 妻面ブレースの保有耐力等

妻面ブレースの保有耐力(引張ブレースとしての耐力で、 $1.1\sigma_y$ を適用) 座屈等による脆性破断性状ではなく、引張降伏型であるので靱性のある構造とみなす	$A_{BF}=4.8\text{cm}^2$ の場合 539kN	$A_{BF}=6.0\text{cm}^2$ の場合 674kN	$A_{BF}=7.2\text{cm}^2$ の場合 735kN
図6の地震力に対する耐力比 C_u	0.36	0.45	0.49
1068kN を地震力とする場合の保有耐力の比	0.51	0.63	0.69

表4.2 妻面 RC 下部構造の保有耐力等(全構造の半分のみ)

	1階	2階
保有耐力: 曲げ降伏する靱性のある RC 構造に相当とみなす	1557kN	1118kN
表2の地震力に対する保有耐力の比	$1557/3163=0.49$	$1118/2173=0.51$

表5 桁面の独立 RC 柱(1本)の地震荷重算定用の重量

第2 質点 W2	高さ 4.75m/2 相当の重量 単位重量 7.0kN/m ² 面積 $7\text{m} \times 4.75/2\text{m} = 16.6\text{m}^2$ 重量	116kN	116kN
第1 質点 W1	高さ 4.75m 相当の重量 単位重量 7.0kN/m ² 面積 $7\text{m} \times 4.75\text{m} = 33.2\text{m}^2$ 重量	232kN	232kN
		全重量 $\Sigma W=348\text{kN}$	

3.5 桁面 RC 構造の地震荷重

Y 方向の地震荷重は、前述のように桁面の RC 構造は独立して地震荷重に抵抗すると仮定して、暫定的に算定する。表5の固定荷重を用いて、2層の構造に対して A_i 分布で地震力を算定

する。したがって、RC より上の鋼部分の固定荷重は除外する。固有周期は、高さ 9.5m として 0.19 秒とする。 $C_0=1.0$ に対する桁面の独立 RC 柱の地震力を図7に示す。

3.6 妻面ブレースの評価

層せん断力係数 $C_0=1.0$ の地震力に対して、図6と表4.1の3種類のブレースは、それぞれ、終局時(降伏耐力時)のせん断力係数 C_u は、0.36、0.45、0.49となる。引張ブレースは、靱性のある降伏形と考え必要な D_s を 0.3 と想定すれば、これら3種類のブレースは、必要な保有耐力を有していると判断できる。なお、剛性率等による形状係数は、1.0 としている。

3.7 妻面 RC 構造の評価

$C_0=1.0$ での地震力に対して、表4.2に示すように、妻面の RC 下部構造の1層の保有耐力時の層せん断力係数 C_u は、0.49となる。曲げ崩壊系と考え必要な D_s を 0.35 と想定すれば、この妻面の RC 構造は、必要な保有耐力を有していると判断できる。なお、表4.1と表4.2の比較から、妻面では、鋼のブレースが RC 下部構造とほぼ同時、あるいは、やや早く降伏すると想定される。

3.8 桁面 RC 独立柱の耐震性評価

表5と図7の地震力による桁面柱の柱脚での作用モーメントは $238,900\text{kN}\cdot\text{cm}$ となるので、表1.12を参照すると、断面が RC70、RC80、RC90の柱の下部構造では、 C_u は、それぞれ、0.31、0.41、0.52となる。靱性のある曲げ降伏形を想定し、必要な D_s を 0.35 とみなすと、断面が RC70 以外は、必要保有耐力があると判断できる。

4 地震応答解析による耐震性評価

4.1 入力地震動

振動性状の検討のための地震動には、種々考慮すべきことも多いが、ここでは El-Centro NS 位相の告示スペクトル ($h=0.05$ で設計用スペクトル) に適合する地震加速度波形 [注1]を用いる。地震動強さのレベルを λ_E で表し、損傷限界レベルを $\lambda_B=1$ とする。El-Centro NS 位相の損傷限界に相当する加速度スペクトル ($h=0.02$) を図8に示す。

なお、ここで対象とする構造等は固有周期は 0.2 秒と 1.0 秒の間にあるものが多いので、採用した図8のスペクトルは、ここでの分析に使用できると判断した。

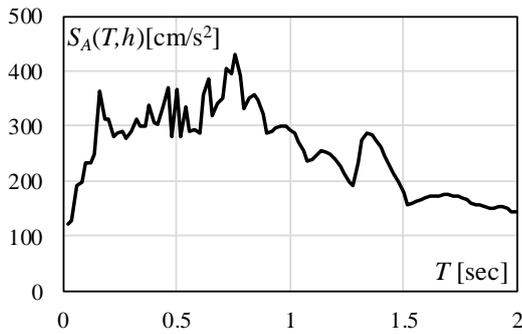
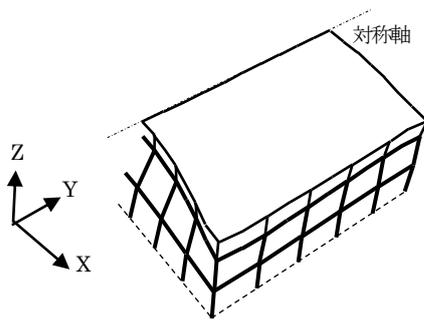


図8 検討に用いた地震動の加速度応答スペクトル
 $h=0.05, A_{max}=110\text{cm/s}^2$

4.2 固有値解析による振動性状

Y 方向地震動に対する固有値解析結果の概略を図 9(モード概形), 表 6 に示す。ただし, RC 柱のサイズ RC80, 妻面ブレースの断面積 $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$, FB の断面積 $A_{FB}=2.4\text{cm}^2$, 鋼柱 Cs がケース H (H-294x200x8x12 相当) の場合である。なお, 構造半分の重量は 5257kN, 疑似エネルギーは損傷限界時の地震動に対するものである。ブレース断面の大小にかかわらずほとんどのケースで振動性状は類似しており, 1 次のモードは屋根と下部構造全体が Y 方向に移動する変位するモードであり,



1 次のモード概形(部材配置は省略)

図 9.1 1 次モード: RC80, 妻面ブレース
 $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$, 鋼柱 Cs がケース H, $A_{FB}=2.4\text{cm}^2$
 なお対称のため中心から半分のみ示す

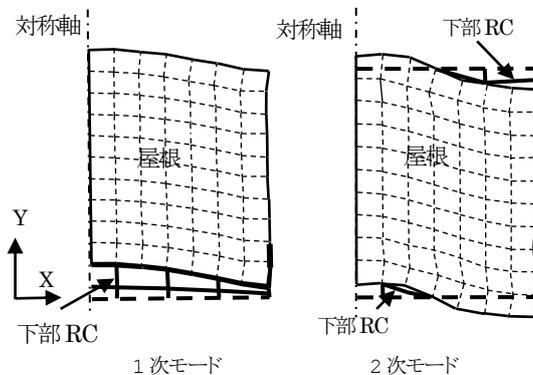


図 9.2 上から見たモードの概形: RC80, 妻面
 ブレース $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$, 鋼柱 Cs がケース H, $A_{FB}=2.4\text{cm}^2$

表 6 線形振動特性

モード 次数	固有周期 秒	有効質 量比	減衰 定数	疑似歪みエネルギー sE kN・cm
1	0.392	0.63	0.02	473.5
2	0.205	0.15	0.02	31.0
3	0.138	0.09	0.03	7.3

2 次モードでは屋根中央が Y の正方向に移動し, 妻面では Y の負の方向に移動する変位となる。1 次モードでは, 固有周期は 0.4 秒程度, 有効質量比は 0.6 程度である。疑似歪みエネルギーの大きさから判断すると, 1 次モードが卓越すると想定される。ただし, 本研究ではモード性状の分析には立ち入らない。

4.3 桁面の独立 RC 構造の応答の評価

ここで提案する支持方法の有用性の分析の前に, 桁面の RC 柱が独立する場合の応答を分析する。なお, 地震入力は安全限界とし, $\lambda_E=5.0$ とする。詳しい時刻歴振動性状は省略し, 変位の最大応答のみを表 7 に示す。安全限界時には RC 柱の下部は塑性化し頂部に過大な変形が生じる。また, 頂部回転角と層間変形角がほぼ等しく, 最大変位時には柱下端が塑性化し剛体回転的変形となる。

現状の構造設計では層間変形角 100 分の 1 以下の条件が採用されるが, この条件は柱サイズが RC90 を除いて満たされない。ただし, RC 柱の高さを 9.5m としている。3.7 節の C_u は, RC70, RC80, RC90 に対してそれぞれ 0.31, 0.41, 0.52 であり, 設計時に D_s として 0.5 程度を採用すれば, 独立柱として変形条件が満たされる。ただし, 上部の屋根との相互作用(下部 RC 桁面の地震力を屋根が分担する作用)を期待すれば, RC 柱断面が 80cmx80cm でも可能な場合もありえよう。これについては後述する。

表 7 RC 独立柱の固有周期, 安全限界相当 ($\lambda_E=5$) の地震動に対する RC 柱頂部の最大応答等: なお, 減衰定数 0.05 を適用

柱 サイズ cm ²	固有 周期 秒	変位 mm	層間変形 角 ラジアン	頂部回転 ラジアン	加速度 cm/s ²
70x70	0.586	235.7	0.0248	0.0274	536
80x80	0.448	140.7	0.0148	0.0150	688
90x90	0.354	80.8	0.0085	0.0094	848

4.4 RC 柱の上の鋼柱 Cs の曲げ剛性および部材 FB が無い場合の応答

4.3 節の予備的検討に加え, 図 4.3 のフラット・バー FB 部材が無く, かつ, 図 4.2 の桁面・妻面の鋼柱 Cs の曲げ剛性が無い(軸剛性は考慮)場合を検討する。これは下部 RC 構造と上部の屋根の相互作用がほとんど無い場合に相当する。ここで地震入力強さは安全限界とし, 前述のように解析では RC 構造と鋼構造も含め減衰はレーリー型, 減衰定数は 0.02 とする。

なお, 以降次のように表記する。鋼柱 Cs の曲げ剛性が無

く、かつフラット・バーFBの無い場合をケース(HN+FBN), C_s の曲げ剛性が無く、かつFBのある場合をケース(HN+FB), C_s がケースH, かつFBの無い場合をケース(H+FBN), C_s がケースH, かつFBのある場合をケース(H+FB), C_s がケースHH, かつFBのある場合をケース(HH+FB), C_s がケースHH, かつFBのない場合をケース(HH+FBN)とする。

妻面ブレースの断面積 $A_{BR}=4.8\text{cm}^2, 7.2\text{cm}^2$ について図10に記す節点の変位, また妻面ブレースの層間変位等を図11に示す。図中 P_A, P_C , 節点 P_A, P_C の変位とし, 妻面ブレースの層間変位 δ_{BR} の目盛りは左側に記す。なお, 以降, 時刻歴結果は省略し, 応答の最大値に注目して研究で提案する支持方法の有用性を議論する。

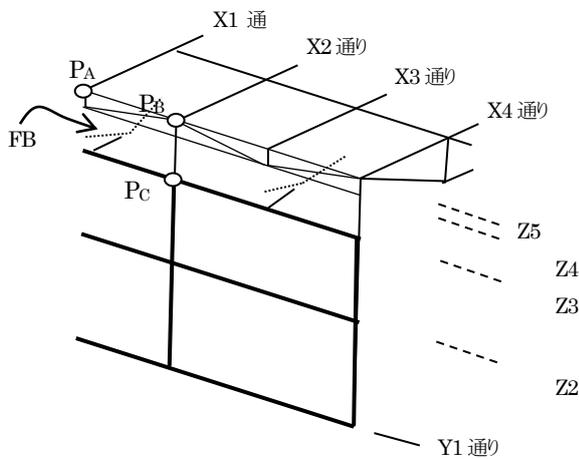


図10 変位等を示すY1通りにある節点

節点 P_C の最大変位は独立RC柱の値(表7)とほぼ同じである。ただし, 表7の結果は減衰定数が0.05であるため本節の結果よりわずかに小さいが, これは減衰定数の影響と思われる。

基本的には, C_s 柱による桁面RC柱に対する曲げ起こし効果(図5)が期待できない場合には, このRC柱の応答は独立柱の応答に等しいと確認できる。この傾向は, 本解析の範囲では妻面ブレースの断面積にはほとんど関係が無い。節点 P_A (屋根上弦面) の変位は, 妻面のブレース断面積の違いにより多少異なるが, ほぼ同じ値6~7cmとなっている。この値は, 桁面RC柱頂部 P_C の変位にくらべれば相当に小さい。この傾向は桁面RC柱の断面が小さいほど顕著である。この傾向から推測すれば, 桁面位置の鋼柱 C_s 等の効果により節点 P_C の変位は大きく抑制できる。

本節のモデルは屋根が上弦面で支持されているが, 節点 P_B と P_C 間に曲げモーメントとせん断力が発生しないので, 支持点がローラー支持に相当するものとみなせる。ローラー支持とみなした場合, 節点 P_B と P_C (図10)の層間変位 δ_{BC} (図中の△印)は, 必要なルーズホール長さの2分の1(ただしアンカーボルト径を除く)に相当する。表8に δ_{BC} の数値を示す。RC柱がRC70では片側のルーズホールは250mm, RC柱がRC90では50mm程度となる。

鋼柱 C_s を用いず下弦面あるいは上弦面で直接ルーズホール支承部とする設計において, ルーズホールの長さ(片側のルーズホールの長さ)を100mmとするには, 桁面のRC柱の断面として85cmx85cm程度以上が必要になると考えられる。ただし, 安全限界を超える地震動では, ルーズホールを超えベースプレートに衝突し, 特別な対策が無ければ, 支承

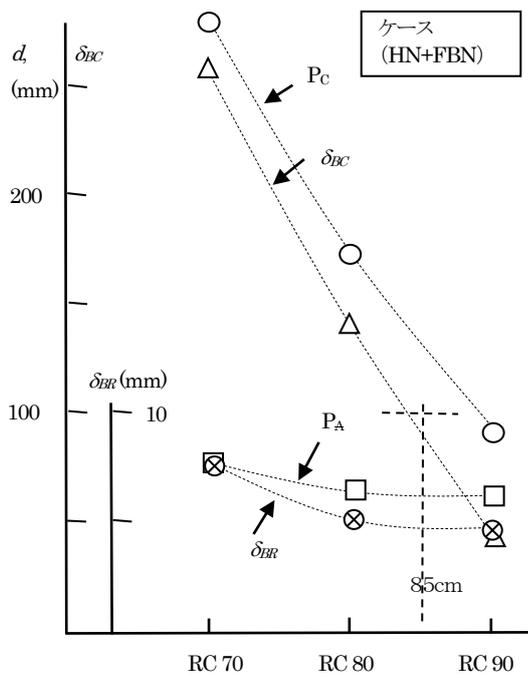


図11.1 ブレース断面積 $A_{BR}=4.8\text{cm}^2$ の場合

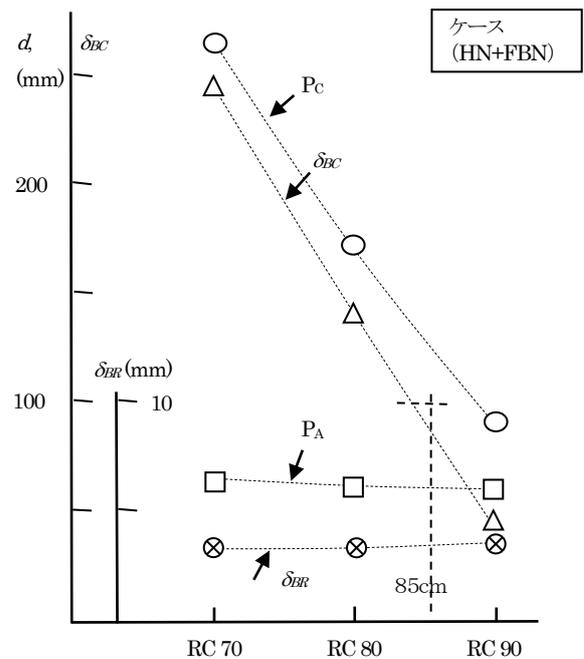


図11.2 ブレース断面積 $A_{BR}=7.2\text{cm}^2$ の場合

部のモルタルに脆性破壊あるいはアンカーボルトに破断等の生ずる危険性は避けられない。

ここで、妻面ブレースに注目する。鋼材の降伏応力度を 23.5kN/cm^2 として計算する妻面のブレースの引張降伏時の層間変位 δ_{BR} は 5.32mm である。これを基準に求めた応答塑性率は表 9 の値となる。どの場合も塑性率 1.5 以下であり、変形は比較的小さく、既往のブレースの損傷データ[11~13]から判断すると、ブレースの破断等は無いと想定される。

表 8 ケース (HN+FBN) : 節点 P_B と P_C の層間変位 δ_{BC} (mm)

		$A_{BF}=4.8\text{cm}^2$	$A_{BR}=6.0\text{cm}^2$	$A_{BF}=7.2\text{cm}^2$
柱 サイズ	70x70	253	243	242
	80x80	139	140	141
	90x90	43	45	47

表 9 ケース (HN+FBN) : ブレースの塑性率 μ_{BR} なお () は層間変位 δ_{BR} (mm)

		$A_{BF}=4.8\text{cm}^2$	$A_{BR}=6.0\text{cm}^2$	$A_{BF}=7.2\text{cm}^2$
柱 サイズ	70x70	1.47 (7.8)	0.62 (3.3)	0.43 (2.3)
	80x80	1.13 (5.0)	0.64 (3.4)	0.43 (2.3)
	90x90	0.88 (4.7)	0.66 (3.5)	0.43 (2.3)

5 提案する支持方法の有用性の検討

5.1 RC 柱の上の鋼柱とフラット・バーのある場合の応答

安全限界地震動に対する応答の結果を図 12 と表 10 に示す。なお、フラット・バーFB は、X1 通り (図 10) である。節点 P_A、節点 P_B、節点 P_B と節点 P_C の層間変位 δ_{BC} 、妻面ブレースの層間変位 δ_{BR} および部材 FB の最大ひずみ ϵ_{FB} は図 12

に示すが、FB のひずみの目盛りは図の右側に示す。

(イ) 変形制限条件として、節点 P_C の変位が 95mm (高さの 100 分の 1) を採用すると、表 10.4 また図 12 によれば、桁面 RC 柱は RC80 以上が必要である。図 11.1 の結果と比較すれば、図 12.1 の応答は相当に低減されており、鋼柱 C_s とフラット・バーFB の有効性が確認できる。なお、表 10.4 また図 12 から、妻面ブレースが 4.8cm^2 以上に増加させても桁面の節点 P_C の変位は、ほとんど低下しないので、これ以上に節点 P_C の変位を減少させるには、鋼柱 C_s あるいはフラット・バーFB の断面を増加させることが有効と予想できる。また、図 12 から桁面 RC 柱の断面増加により節点 P_C の変位は大きく減少することは容易に理解できる。

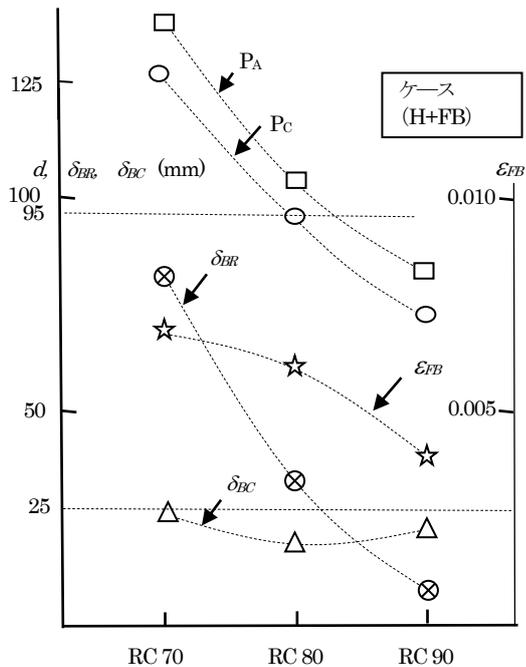


図 12.1 ブレース断面 $A_{BR}=4.8\text{cm}^2$ の場合

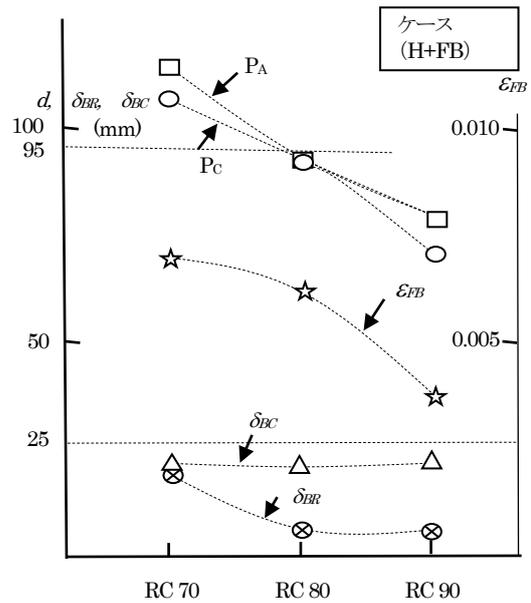


図 12.2 ブレース断面 $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$ の場合

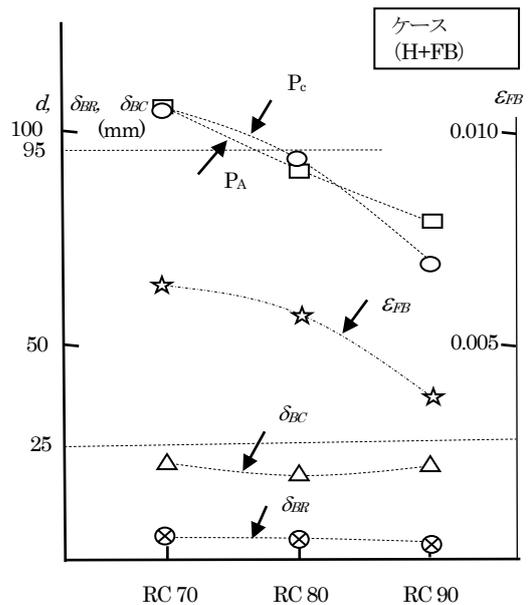


図 12.3 ブレース断面 $A_{BR}=7.2\text{cm}^2$ の場合

(ロ) Xタイプ型の山形鋼ブレースの破断データ[13~15]から応答塑性率が4程度以下(層間変位で21.3mm以下)であればブレースの破断は無いと想定し、これを山形鋼ブレースの変形条件とする。表 10.2 によれば、この条件は、 $A_{BR}=4.8\text{cm}^2$ ではRC柱断面としてRC90、 $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$ と 7.2cm^2 ではRC柱断面としてRC70でもこの条件を満たす。これらの結果から、本研究の提案するCsあるいはFBを適用する構造の有用性が確認できる。なお、保有耐力接合を満たすシングル山形鋼ブレースでは、破断時の塑性率は12程度[13]と想定できるので、RC70で $A_{BR}=4.8\text{cm}^2$ を除けば、ブレースの破断は回避できる。

(ハ) 鋼柱Csの変形制限を、高さの100分の1とすると、許容できる変位は25mmとなる。図 12、表 10.1 から理解できるよこの条件は、RC柱のサイズが70cmx70cmで $A_{BR}=4.6\text{cm}^2$ を除外すれば満たされる。

(ニ) また、図 12、表 10.5 を参照すると、フラット・バーの歪みは塑性率換算で、いずれの場合も概略6以下であり、保有耐力接合されていれば破断は回避できると推定できる。

表 10.1 ケース (H+FB) : 節点PBとPCの層間変位 δ_{BC} (mm)

		$A_{BR}=4.8\text{cm}^2$	$A_{BR}=6.0\text{cm}^2$	$A_{BR}=7.2\text{cm}^2$
柱 サイズ	70x70	26	22	22
	80x80	19	21	21
	90x90	23	22	22

表 10.2 ケース (H+FB) : ブレースの塑性率 μ_{BR} 、なお、()内は層間変位 δ_{BR} (mm)

A_{BR}		4.8cm ²	6.0cm ²	7.2cm ²
柱 サイズ	70x70	15.24 (81.1)	3.63 (19.3)	0.94 (5.0)
	80x80	6.22 (33.1)	1.13 (6.0)	0.81 (4.3)
	90x90	1.50 (8.0)	0.86 (4.6)	0.66 (3.5)

表 10.3 ケース (H+FB) : 節点PAの変位 (mm)

A_{BR}		4.8cm ²	6.0cm ²	7.2cm ²
柱 サイズ	70x70	138.3	114.7	106.5
	80x80	103.4	93.0	91.8
	90x90	82.5	79.1	78.5

表 10.4 ケース (H+FB) : 節点PCの変位 (mm)

A_{BR}		4.8cm ²	6.0cm ²	7.2cm ²
柱 サイズ	70x70	125.9	106.4	106.3
	80x80	95.0	94.0	93.4
	90x90	72.4	71.0	70.0

表 10.5 ケース (H+FB) : 部材FBの塑性率:()内は歪み

A_{BR}		4.8cm ²	6.0cm ²	7.2cm ²
柱 サイズ	70x70	5.9 (0.0068)	6.1 (0.0070)	5.7 (0.0065)
	80x80	5.2 (0.0060)	5.4 (0.0062)	5.0 (0.0058)
	90x90	3.5 (0.0040)	3.3 (0.0038)	3.3 (0.0038)

上記の分析をまとめると、桁面RC柱が断面RC90以上なら変形条件を満たし、桁面RC柱がRC80以上で妻面ブレースの断面が 6.0cm^2 以上であれば、桁面RC柱の層間変形角、鋼柱Csの層間変形角、妻面ブレースの塑性率、FBの塑性率の変形条件を満たすと想定できる。

5.2 鋼柱Csとフラット・バーFBの有用性の比較

前節では、RC独立柱の応答と比較しつつ、鋼柱Cs、また、フラット・バーFBが有効であるかどうかを議論し、その有用性を確認した。本節では桁面のRC柱がRC80に関して、妻面ブレースの断面積 A_{BR} が 4.8cm^2 と 6.0cm^2 について、ケース(H+FBN)、(HN+FB)、および(H+FB)の有用性の比較を行う。

図 13.1 と図 13.2 に、妻面ブレースの断面積 A_{BR} が 4.8cm^2 と 6.0cm^2 の場合の結果を示す。合わせて表 11.1 と表 11.2 に数値として結果を示す。ここで比較する3ケースでは、当然ではあるが、桁面RC柱の変形抑制の面においてケース(H+FB)が全体的に優れている。

(イ) ケース(HN+FB)では、妻面のブレースの負担を軽減でき(つまりブレースの塑性率が小さい)、かつ節点PCの変位と層間変位 δ_{BC} を軽減できるが、一方でFBの塑性率が20程度と相当に大きくなる。(ロ)一方、ケース(H+FB)では、節点PCの変位と層間変位 δ_{BC} を軽減でき、かつ、ブレースとFBの塑性率もそれほど大きくない。(ハ)つまり、ケース(HN+FB)、(H+FB)は、桁面RC柱の変位低減に

表 11.1 RC80, $A_{BR}=4.8\text{cm}^2$ の場合の応答の比較

		解析ケース		
		(HN+FB)	(H+FBN)	(H+FB)
比較 項目	節点PAの変位	82.8mm	148.3mm	103.4mm
	節点PCの変位	129.8mm	109.9mm	95.0mm
	節点PBとPC の層間変位 δ_{BC}	51mm	43mm	19mm
	ブレースの 塑性率 μ (δ_{BR})	6.0 (31.8mm)	19.3 (102.6mm)	6.2 (33.1mm)
	FBの塑性率 μ (ϵ_{FB})	19.7(0.0027)	-----	5.2 (0.0060)

表 11.2 RC80, $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$ の場合の応答の比較

		解析ケース		
		(HN+FB)	(H+FBN)	(H+FB)
比較 項目	節点PAの変位	77.7mm	98.5mm	93.0mm
	節点PCの変位	121.9mm	90.1mm	94.0mm
	節点PBとPC の層間変位 δ_{BC}	54mm	24mm	21mm
	ブレースの 塑性率 μ (δ_{BR})	1.48 (7.9mm)	2.83 (15.1mm)	1.13 (6.0mm)
	FBの塑性率 μ (ϵ_{FB})	22(0.0252)	-----	5.4 (0.0062)

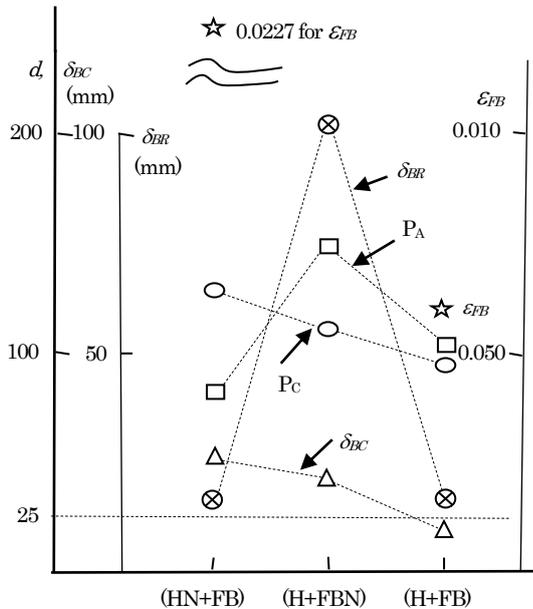


図 13.1 Cs と FB の効果の比較:RC80, $A_{BR}=4.8\text{cm}^2$

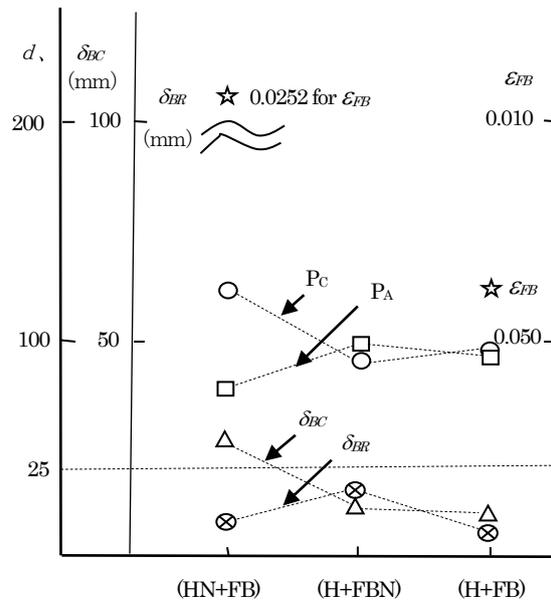


図 13.2 Cs と FB の効果の比較:RC80, $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$

に有効と言える。(二)しかし、妻面ブレース、あるいは、桁面フラット・バーFB の過大なひずみを回避する点から考えると、 A_{BR} が 4.8cm^2 で RC 柱の断面が RC80 の場合には、ケース (H+FBN)、ケース (HN+FB) の両方もが、変形条件を十分に満足できていないと判断できる。(ホ) $A_{BR}=4.8\text{cm}^2$ の場合には、ケース (H+FBN) を適用する場合は RC 柱の断面あるいは桁面 Cs の断面を増加する必要があり、ケース (HN+FB) を適用する場合はフラット・バーFB, RC 柱、あるいは鋼柱 Cs の断面積を増加させる必要がある。(ヘ)したがって、フラット・バーFB の断面を増加させる場合においても、桁面 RC 柱が RC80 で $A_{BR}=4.8\text{cm}^2$ あるいは 6.0cm^2 であっても、鋼柱 Cs の断面特性あるいは妻面ブレースの断面積 A_{BR} を増加させれば、節点 Pc の変位が 95mm (高さの 100 分の 1) 以下、鋼柱 Cs の変形角を 100 分の 1 (変位 25mm) 以下、ブレースの塑性率 μ (δ_{BR}) を 4 以下の変形条件を満たすことが推定できる。

表 11.3 RC80, ブレース断面積 $A_{BR}=7.2\text{cm}^2$ でケース (H+FBN) および (H+FB) の場合の応答の比較

比較項目	解析ケース	
	(H+FBN)	(H+FB)
節点 Pa の変位	94.9	91.8
節点 Pc の変位	89.3	93.4
節点 Pb と Pc の層間変位 δ_{BC}	25	21
ブレースの塑性率 μ (δ_{BR})	0.92 (4.9)	0.81 (4.3)
FB の塑性率 μ (ひずみ ϵ_{FB})	-----	5.0(0.006)

(ト) 図表示は省略するが、妻面ブレース断面積 A_{BR} が 7.2cm^2 の場合の結果を表 11.3 に示す。ケース (H+FBN) では、ブレースの塑性率が 0.92 と小さく、また、100 分の 1 以下という層間変形角の変形の条件を満たしている。

上記の結果から、桁面の RC 柱が RC80 以上で妻面のブレース断面積が 6.0cm^2 以上であれば、ケース (H+FBN) も、ケース (H+FB) と同様に前述の変形条件を満たし、鋼柱 Cs、また、妻面ブレース断面の増加の有効性が確認できる。

5.3 鋼柱 Cs をケース HH とする場合の検討

鋼柱 Cs の断面 2 次モーメント I_{eff} また M_y を増加させた場合 (ケース HH) の結果を図 14, 15 また表 12, 13 に示す。

ケース HH の鋼柱 Cs の最大せん断力は、表 1.10 に示すように 77kN であり、上弦面から屋根部材に作用する水平力は、この値に制限されるので、固定荷重時軸力から最大 77kN だけ増加することを考慮して安全側に部材を断面算定することになる。また、支承部に作用するせん断力も 77kN に限定され、これ以上の増加は無く、かつ、作用する最大モーメントは、部材 H-350x250x9x14 の降伏モーメントの約 2 分の 1 の 193,000kN・cm であり、RC 柱上の柱脚の設計も容易となり、また、ベースプレート等も H-350 相当の大きさで足る。

結果をまとめると、以下のようになる。ブレースの塑性率が 4 以下、桁 RC 柱の変位が 95mm、かつ、鋼柱 Cs の層間変位が 25mm (高さ 250mm の 100 分の 1) 以下を変形条件とする。(イ) 表 12.1、あるいは、図 14.1 を参照すると、この条件を満たすには、RC 柱が RC70、(HH+FB) の場合には、妻面ブレースの断面積を 6.0cm^2 以上とする必要がある。(ロ) 表 13.1、あるいは、図 15.1 を参照すると、RC 柱が RC70、(HH+FBN) の場合には、ブレース断面積が 7.2cm^2 であ

ば、ほぼ条件を満たす。

(ハ) 表 12.2, あるいは, 図 14.2 を参照すると, RC80, (HH+FB) の場合には, ブレース断面積が 4.8cm^2 であれば条件を満たす。

(ホ) 表 13.2, あるいは, 図 15.2 を参照すると, RC80, (HH+FBN) の場合には, ブレース断面積が 6.0cm^2 であれば, ほぼ条件を満たす。

これらの結果から, 桁面の RC 柱のサイズが RC70 では変形条件を満たすにはやや不十分であること, また, 当然のことであるが, 鋼柱 Cs のサイズを上げることで Cs 材の有用性が増すことが確認できる。ただし, サイズを上げすぎること

表 12.2 RC80, ケース (HH+FB) の場合

		解析ケース			
		A_{BR}	4.8cm^2	6.0cm^2	7.2cm^2
比較項目	節点 PA の変位		95.9mm	92.8mm	91.9mm
	節点 PC の変位		81.1mm	80.1mm	79.5mm
	節点 PB と PC の層間変位 δ_{BC}		21mm	22mm	21mm
	ブレースの塑性率 μ (δ_{BR})		3.35 (17.8mm)	0.96 (5.1mm)	0.77 (4.1mm)
	FB の塑性率 μ (ひずみ ε_{FB})		6.6(0.008)	6.0(0.007)	5.9(0.007)

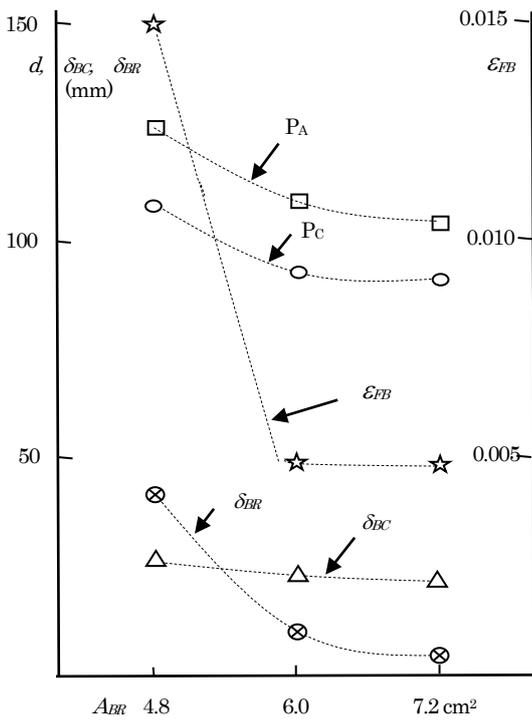


図 14.1 RC70, ケース (HH+FB) の場合

で桁面 RC 柱上の支承部には大きな負担がかかる危険性も増す。したがって, ブレースの断面積 A_{BR} を増加させつつ, 鋼柱 Cs を適切なサイズに設定する設計が要求される。

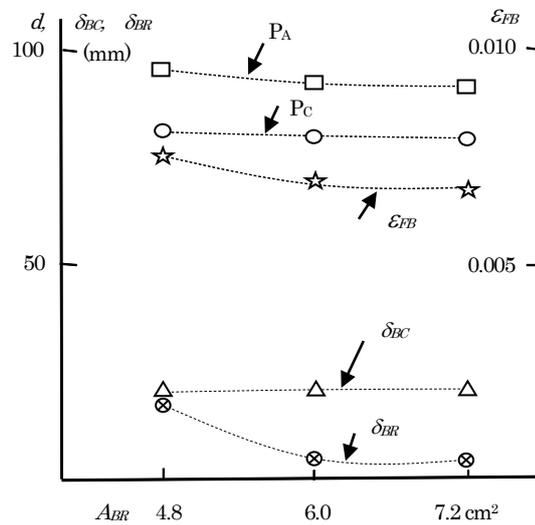


図 14.2 RC 80, ケース (HH+FB) の場合

表 12.1 RC70cm, ケース (HH+FB) の場合

		解析ケース			
		A_{BR}	4.8cm^2	6.0cm^2	7.2cm^2
比較項目	節点 PA の変位		126.6mm	109.2mm	104.6mm
	節点 PC の変位		108.0mm	93.1mm	91.3mm
	節点 PB と PC の層間変位 δ_{BC}		26mm	23mm	23mm
	ブレースの塑性率 μ (δ_{BR})		8.01 (42.6mm)	1.97 (10.5mm)	0.83 (4.4mm)
	FB の塑性率 μ (ひずみ ε_{FB})		19.7 (0.0149)	4.3 (0.0049)	4.3 (0.0049)

表 13.1 RC70cm, ケース (HH+FBN) の場合

		解析ケース			
		A_{BR}	4.8cm^2	6.0cm^2	7.2cm^2
比較項目	節点 PA の変位		157.5mm	130.4mm	115.0mm
	節点 PC の変位		124.7mm	106.8mm	97.2mm
	節点 PB と PC の層間変位 δ_{BC}		36mm	32mm	26mm
	ブレースの塑性率 μ (δ_{BR})		16.8 (89.6mm)	7.8 (41.5mm)	1.4 (7.2mm)
	FB の塑性率 μ (ひずみ ε_{FB})		—	—	—

表 13.2 RC80, ケース (HH+FBN) の場合

		解析ケース		
		4.8cm ²	6.0cm ²	7.2cm ²
比較項目	節点 P _A の変位	130.3mm	102.1mm	98.7mm
	節点 P _C の変位	95.7mm	81.1mm	78.2mm
	節点 P _B と P _C の層間変位 δ_{BC}	38mm	26mm	26mm
	ブレースの塑性率 μ (δ_{BR})	12.2 (64.9mm)	3.5 (18.4mm)	1.2 (6.3mm)
	FB の塑性率 μ (ひずみ ϵ_{FB})	-----	-----	-----

せん断力と塑性率, 妻面 RC 構造の層せん断力と塑性率を表 14 に示す。妻面ブレースの塑性率が 4 以上は, $A_{BR}=4.8\text{cm}^2$ で, かつケース (H+FBN), (H+FB), (HH+FBN) の場合が相当する。

(ロ) 次に, 妻面ブレースの塑性率が 4 程度 (層間変位で) 以下となる範囲に焦点を合わせる。桁面 RC 構造の変形抑制に一番効果的なのは, $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$ で比較すると, ケース (HH+FB) (表 12.2, 図 14.2) であり, それに続いて (H+FB) (表 11.2, 図 3.2) と (HH+FBN) (表 13.2, 図 15.2) が同程度に有効であり, 効果が無いのはケース (HN+FBN) (図 11.2, ただし $A_{BR}=7.2\text{cm}^2$ で代用) である。つまり, 鋼柱 C_s の降伏耐力が高く, フラット・バーFB が適用される場合が効果的である。その効果は, 表 13.2 から理解できるように妻面のブレースの断面積 A_{BR} が大きいほど, 桁面の変形抑制に効果的である。

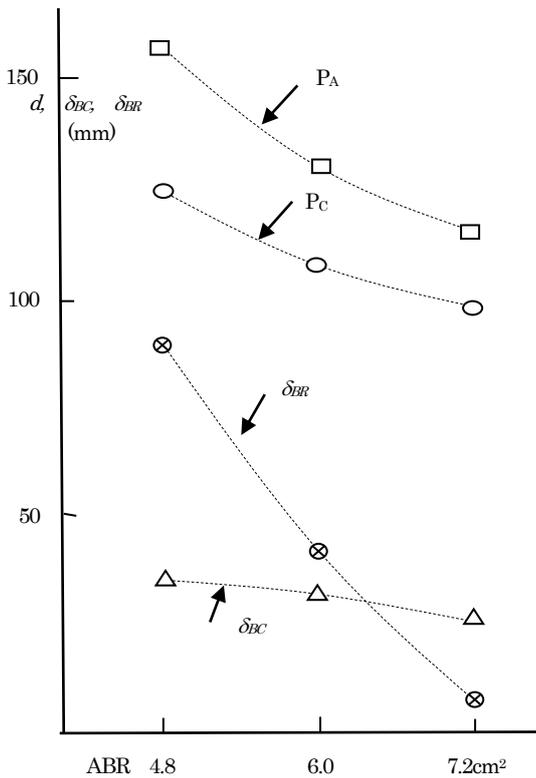


図 15.1 RC70, ケース (HH+FBN) の場合

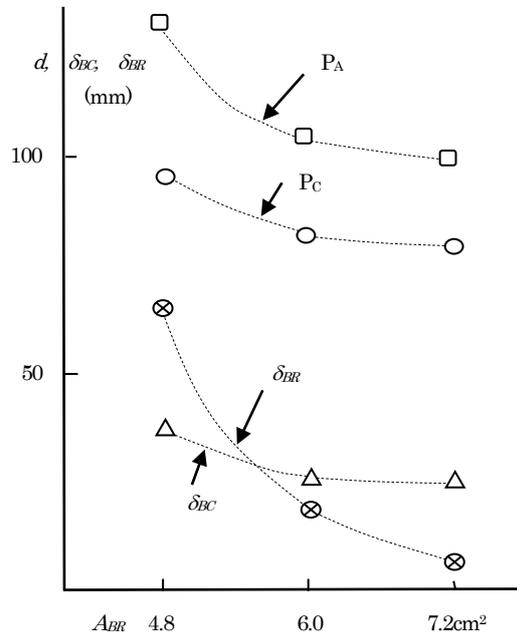


図 15.2 RC80, ケース (HH+FBN) の場合

5.4 妻面ブレースおよびRC構造に作用する層せん断力

桁面 RC 柱, 鋼柱 C_s, フラット・バーFB の断面, また, 妻面のブレース BR 断面を, それぞれ適切に選択することで桁面の RC 柱の過大な変形を抑制できた。

桁面 RC 構造の変形の抑制には, 桁面への抑制力が必要である。その供給には, 上部構造の屋根を経由して妻面のブレースと RC 構造が負担する。したがって桁面の変形を効果的に抑制する反面, 抑制力は, 妻面のブレースと RC 構造に作用する。

前述のように, 桁面 RC 柱のサイズが RC80 程度以上であれば, 想定する変形条件をほぼ満足するので, まず, RC 柱のサイズが RC80 に関して, (イ) 妻面のブレースと RC 構造の負担せん断力を検討する。桁面のブレースに作用する層

妻面の RC の変形に関しては, 表 14 を参照すると,

(ハ) ケース (HH+FB) で $A_{BR}=7.2\text{cm}^2$ の場合には, 妻面 RC の塑性率は最大でも 1.99, 層間変形角は 240 分の 1 である。この塑性率の値は, 慣用される塑性率制限 2 以下, かつ, 層間変形角は 100 分の 1 を満たす。

(ニ) また, 妻面ブレースの塑性率に関しては, $A_{BR}=4.8\text{cm}^2$ で, かつ, ケース (H+FBN), (H+FB), (HH+FBN) の場合には, ブレースの塑性率は 4 以上となり, 先に想定した塑性率制限の 4 以上となる。これらを除けば, いずれも塑性率制限 4 を満たし, 層間変形角もほぼ 100 分の 1 (層間変形で 20mm, 塑性率で 3.76) を満たす。

地震力については, 種々な視点が想定されるが, 以下では, 3 層構造としての地震力を以下の 2 視点から分析する。

表 14 RC80 の場合の妻面ブレース，妻面 RC2 層，RC1 層の応答層せん断力 (kN) : () 内は，塑性率。ただし，ブレースの降伏変位 $\delta_{yBR}=5.32\text{mm}$; 妻面 RC の 2 層，1 層の降伏変位 $\delta_{y2}=1.98\text{mm}$, $\delta_{y1}=2.00\text{mm}$

ケース		A_{BR} cm ²		
		4.8	6.0	7.2
HN+ FBN	Q_{BR}	628 (0.99)	628 (0.64)	625 (0.41)
	Q_2	1083 (0.94)	1081 (0.94)	1080 (0.94)
	Q_1	1660 (1.37)	1653 (1.35)	1648 (1.44)
H+ FBN	Q_{BR}	653 (19.23)	818 (2.84)	951 (0.92)
	Q_2	1204 (1.41)	1220 (1.48)	1227 (1.52)
	Q_1	1743 (1.67)	1794 (1.86)	1799 (1.87)
H+ FB	Q_{BR}	654 (6.22)	819 (1.13)	864 (0.81)
	Q_2	1242 (1.59)	1283 (1.78)	1293 (1.82)
	Q_1	1762 (1.74)	1782 (1.81)	1780 (1.80)
HH+ FB	Q_{BR}	654 (3.35)	806 (0.96)	835 (0.77)
	Q_2	1264 (1.78)	1325 (1.97)	1329 (1.99)
	Q_1	1770 (1.77)	1786 (1.83)	1779 (1.80)
HH+ FBN	Q_{BR}	653 (12.20)	818 (3.46)	983 (1.18)
	Q_2	1206 (1.42)	1246 (1.61)	1280 (1.76)
	Q_1	1752 (1.70)	1811 (1.92)	1826 (1.97)

表 15 RC80 の場合の妻面ブレース，RC2 層，RC1 層の層せん断力 (kN) と $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$ でケース (HN+FBN) 場合とのずれ : () 内は，40kNx7=280kN に対するずれの割合

ケース		A_{BR} cm ²		
		4.8	6.0	7.2
HN+ FBN	Q_{BR}	000 (0.00)	000 (0.00)	-003 (-0.00)
	Q_2	002 (0.00)	000 (0.00)	-001 (-0.00)
	Q_1	007 (0.00)	000 (0.00)	-005 (-0.00)
H+ FBN	Q_{BR}	025 (0.09)	190 (0.68)	323 (1.15)
	Q_2	123 (0.44)	139 (0.50)	146 (0.52)
	Q_1	090 (0.32)	141 (0.50)	146 (0.52)
H+ FB	Q_{BR}	026 (0.09)	191 (0.68)	236 (0.84)
	Q_2	161 (0.58)	202 (0.72)	212 (0.76)
	Q_1	109 (0.39)	129 (0.46)	127 (0.45)
HH+ FBN	Q_{BR}	025 (0.09)	190 (0.68)	355 (1.26)
	Q_2	125 (0.45)	165 (0.59)	199 (0.71)
	Q_1	099 (0.35)	158 (0.56)	173 (0.62)
HH+ FB	Q_{BR}	026 (0.09)	178 (0.64)	207 (0.74)
	Q_2	183 (0.50)	244 (0.87)	248 (0.89)
	Q_1	117 (0.42)	133 (0.48)	127 (0.45)

まず，視点 A=各ケースがケース (HN+FBN) とどのような関係にあるか，つぎに，視点 B=図 6 で仮定した層せん断力とどのような関係にあるかの点から分析する。分析結果を，表 15, 16, 17 に示す。

視点 A からの分析 : ケース (HN+FBN) で $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$

の応答そのものを層せん断力分布の基準とみなし，この基準からの層せん断力のずれを表 15 に示す。換言すれば，このずれは桁面の鋼柱 Cs あるいはフラット・バー FB の影響により生じたケース (HN+FBN) の応答との違いを示す。なお，() 内の数字は，40kNx7=280kN に対するずれの割合であり，この 280kN の値は，桁面の 7 個の鋼柱 Cs が負担すると思われる Y 方向地震力の最大値とみなされる値である。

(イ) ケース (HN+FBN) では，妻面ブレースの断面積の違いによる層せん断力ずれは殆ど無い。(ロ) ブレースが負担する層せん断力に注目すると，他のケースでは，妻面ブレースの断面積が大きいほど，ブレースの負担層せん断力のずれが大きい。ただし，ブレースの断面積 A_{BR} が 6.0cm² の場合には，ケース (H+FBN)，(HH+FBN)，(H+FB)，

(HH+FB) の間でこのずれは相互にほぼ同程度であるが，ブレースの断面積 A_{BR} が 7.2cm² の場合にはフラット・バー FB の無い場合のケース (H+FBN)，(HH+FBN) 場合のブレースの層せん断力は，フラット・バー FB のあるケース (H+FB)，(HH+FB) の場合よりやや大きくなる。換言すると，フラット・バー FB の無い場合には桁面変形の抑制の結果としてブレースの負担する地震力が大きくなる。(ハ) 桁面 RC の層せん断力に注目すると，同様に桁面の鋼柱 Cs とフラット・バー FB の影響で，RC 下部構造の負担する層せん断力は増加する。この増加傾向は RC2 層が 1 層よりも顕著であり，また妻面ブレースの断面積 A_{BR} が大きいほど大きい。

上記の増加の要因の確認には，ブレース部分と RC 部分の層せん断力の時刻歴応答の違いの分析が必要であるが，ここでは時刻歴応答そのものには焦点を当てず増加の割合を分析する。増加の近似的割合を表 16 に示す。

(イ) 妻面ブレースの層せん断力の増加割合に注目する。ケース (HN+FBN) の場合からの平均的な増加割合 (表 16 の最下段の数値) は， A_{BR} が 4.8cm²，6.0cm²，7.2cm² に対して，それぞれ，0.1，0.7，1.2 となる。同様に A_{BR} が 4.8cm²，6.0cm²，7.2cm² に対して，RC の 2 層のせん断力については増加割合は 0.5，0.7，0.8，RC の 1 層については 0.4，0.5，0.6 となる。

表 16 RC80 の場合の妻面ブレース，RC2 層，RC1 層の層せん断力 (kN) と $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$ ，(HN+FBN) の層せん断力とのずれの概数 (kN) ; () 内は 40x7kN=280kN に対する近似的割合

ケース		A_{BR} cm ²		
		4.8	6.0	7.2
H+FB H+FBN	Q_{BR}	28 (0.10)	189 (0.70)	336 (1.20)
	Q_2	240 (0.50)	168 (0.60)	182 (0.65)
	Q_1	98 (0.35)	140 (0.50)	140 (0.50)
HH+FB HH+ FBN	Q_{BR}	28 (0.10)	182 (0.65)	336 (1.20)
	Q_2	240 (0.50)	210 (0.75)	224 (0.80)
	Q_1	112 (0.40)	140 (0.50)	210 (0.75)
平均的増 加	Q_{BR}	28 (0.10)	189 (0.70)	336 (1.20)
	Q_2	240 (0.50)	189 (0.70)	224 (0.80)
	Q_1	112 (0.40)	140 (0.50)	168 (0.60)

視点Bからの分析: まず, 図6のAi分布による設計用層せん断力と表14の $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$ かつ(HN+FBN)の場合の応答との関連を検討する。比較を表17に示す。ここで, 図6の層せん断力は, $C_0=1.0$ とした場合であり, 桁面のRC構造を切り離れた場合の層せん断力に相当する。

図6と表17に示す比較によれば, ケース(HN+FBN)の場合の応答せん断力は, 相互作用の無い場合のAi分布による設計用層せん断力のほぼ0.5倍のせん断力に対応しており, 比較的良好な対応を示す。したがって, 桁面のRC構造を切り離れた構造の終局時の層せん断力分布は, 設計用層せん断力の0.50倍で近似できる。なお, 妻面RCの1層の終局時のせん断力係数は表4.2に示す0.49であり, ほぼ0.50に近い。

したがって, 以降では, この近似を用いて終局時の層せん断力分布の分析を行う。表18は, 設計用層せん断力 $\times 0.50$ に表15(層せん断力のずれ)を加えた値を示す。これを応答の予測値とみなす。()内の数値は, 予測値(表14)に対する比であり, この値が1以上であれば安全側であり,

表17 Ai分布を用いた $C_0=1.0$ の場合の地震力(図6)と応答せん断力の比較

	Ai分布による $C_0=1.0$ の場合の層 せん断力 (kN)	$A_{BR}=6.0\text{cm}^2$ かつケース (HN+FBN)の場合の層せん断力
Q_{BR}	1506	$628=0.42 \times 1506 = 0.93 \times 674$
Q_2	2173	$1081=0.50 \times 2173 = 0.91 \times 1118$
Q_1	3163	$1653=0.52 \times 3163 = 1.06 \times 1557$

表18 RC80の場合の妻面ブレース, 妻面RC2層, RC1層の応答層せん断力の予測値(kN): 予測値=設計用層せん断力 $\times 0.50$ +表15の値; ()内は, 予測値の応答値(表14)に対する比

ケース		$A_{BR} (\text{cm}^2)$		
		4.8	6.0	7.2
HN+ FBN	Q_{BR}	753 (1.20)	753 (1.20)	753 (1.20)
	Q_2	1087 (1.00)	1087 (1.01)	1087 (1.01)
	Q_1	1581 (0.95)	1581 (0.96)	1581 (0.96)
H+ FBN	Q_{BR}	781 (1.20)	942 (1.15)	1089 (1.15)
	Q_2	1327 (1.10)	1255 (1.03)	1267 (1.03)
	Q_1	1679 (0.96)	1721 (0.96)	1721 (0.96)
H+ FB	Q_{BR}	781 (1.19)	942 (1.15)	1089 (1.16)
	Q_2	1327 (1.07)	1225 (0.95)	1269 (0.98)
	Q_1	1679 (0.95)	1721 (0.97)	1721 (0.97)
HH+ FB	Q_{BR}	781 (1.19)	935 (1.16)	1089 (1.30)
	Q_2	1327 (1.05)	1297 (0.98)	1311 (0.97)
	Q_1	1693 (0.96)	1721 (0.96)	1791 (1.01)
HH+ FBN	Q_{BR}	781 (1.20)	935 (1.14)	1089 (1.11)
	Q_2	1327 (1.10)	1297 (1.04)	1311 (1.02)
	Q_1	1693 (0.97)	1721 (0.95)	1791 (0.98)

1より小さければ危険側の予測となる。

(イ) 表18によれば, ブレースの層せん断力は, 概ね1.1以上, 最大でも1.2と安全側にあり, RCの2層については0.95~1.10, RCの1層については0.95~1.01の範囲にあり, 概ね予測できていると判断できる。したがって, 表18の数値は当該構造の終局時の地震荷重を近似していると考えられる。ただし, 妻面RC下部構造については, 5%程度の過小評価であることを認識して使用する必要がある。

(ロ) なお, 予測値の層せん断力の主要部分は, 表6のAi分布を用いた $C_0=1.0$ の場合の地震力であるので, この地震力は, 損傷限界相当の地震力としても妥当と考えられる。例えば, 妻面のブレース層せん断量に注目すると, ずれの最大355kNと図6の層せん断力 $\times 0.5$ (=753kN)の和は, 1108kNであり, 安全側の評価となっている。表16の平均値の概数336kNを用いても, $336\text{kN}+753\text{kN}=1089\text{kN}$ であり, 表16の概数の近似度も高い。

(ハ) RCの1層の層せん断力については, 表16の概数を用いると, $168\text{kN}+3163\text{kN} \times 0.5=1750\text{kN}$ となり, 表14の1826kNに対して, 0.96倍, つまり, やや危険側であるが, 4%の誤差に収まる。

(ニ) 屋根面の地震力分布は屋根面水平ブレースの負担せん断力分布の分析が必要であるが, 本研究では桁面RC構造の変形抑制効果に焦点を当てており, ここでは言及せず, 後段にゆずる。ただし, 妻面近傍の水平ブレースについては, 妻面のブレースと同じ数値を適用できると考えられる。

5.5 加速度応答

構造全体の加速度応答も設計上重要であるが, ここでは, 屋根面の天井等の非構造材の損傷に関係するであろう屋根面の水平加速度の最大値の一例を図16に示す。結果は, 桁面RC80, ケース(H+FBN), $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$ の場合であり, Y6通り(図2)のY方向加速度を示す。詳細は省略するが, 他の場合も概ね類似した応答となっている。X方向の屋根面中央(X1通り)の加速度は 2000cm/s^2 程度, 妻面位置では 1000cm/s^2 程度であり, X1から離れるに従って急激に減衰する。

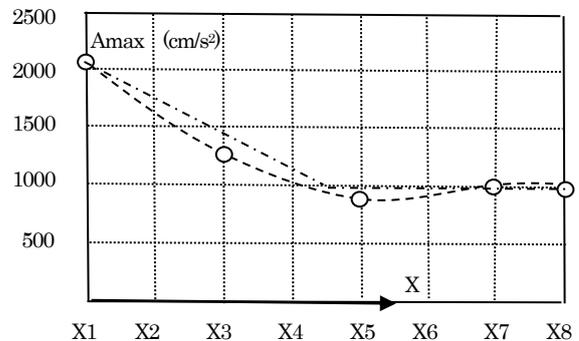


図16 屋根面Y6通りのY方向加速度応答(応答)ただし, X4通りでこの低減は 1000cm/s^2 程度で止まり, 図の1点鎖線ではほぼ近似できる。なお, 屋根面の時刻歴加速度応答分布は, ここでは省略する

5.6 屋根面内の地震荷重の分布の近似

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、図 16 の最大応答加速度を参照し、次のように近似的に算定する。屋根面中央の加速度は、妻面側に対して 2 倍であるので震度分布として、図 17 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、Y 方向スパンとする。

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

したがって、震度 C_R が次式で定まる。

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

上式の C_R を用いれば、妻面に作用するブレース位置の層せん断力を使用して、単位面積当たりの屋根面の地震力が得られる。

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

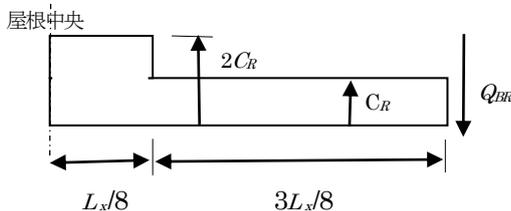


図 17 屋根面内の震度分布の仮定

例として表 18 の値を用いる。ケース (H+FBN) で $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$ の場合の $Q_{BR}=942\text{kN}$ を使用する。ここで、固定荷重 D_R として側面の壁 (高さ $2.5\text{m} \times 2$) を考慮して $L_y=40\text{m}$ とし、 $D_R=1.0\text{kN/m}^2$ を使用する。上記を用いると、 $C_R=0.77$ 、 $2C_R=1.54$ となる。ケース (HH+FBN) で $A_{BR}=7.2\text{cm}^2$ の場合を想定すると $Q_{BR}=1089\text{kN}$ であるので、上式を用いると $C_R=0.89$ 、 $2C_R=1.78$ となる。概略値として、ケース (H+FBN) で $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$ を用いると $C_R=0.8$ 、 $2C_R=1.6$ 程度となる。なお、この震度 C_R の値は、桁面から屋根に入力される地震力を含んだものと理解する必要がある。

表 18 の妻面ブレースの層せん断力を用いてブレース断面を以下の式で改めて算定する。

$$Q_{BR} = 5 \times 1.21 \times A_{BR} \times 1.1 \sigma_y \times 350 / 403$$

ここで、係数 1.21 は、細長比 120 として座屈後の残存圧縮耐力を考慮するための係数で、文献 [17] を参照して略算した。

表 18 の値を用いる。ケース (H+FBN) で $A_{BR}=6.0\text{cm}^2$ の場合の $Q_{BR}=942\text{kN}$ を使用すると、上式より $A_{BR}=6.94\text{cm}^2$ 、ケース (HH+FBN) で $A_{BR}=7.2\text{cm}^2$ の場合の $Q_{BR}=1089\text{kN}$ を使用すると、上式より $A_{BR}=8.02\text{cm}^2$ となり、表 18 の地震力を用いれば、15% 程度、安全側にブレース断面積が算定できる。

6 まとめ

本研究では、矩形平面 $35 \times 49\text{m}$ 、高さ 12m の下部 RC 構造で支持された中規模のフラットな鋼屋根を対象にして、ルーズホール代わりに桁面 RC 柱の上に鋼柱および鋼フラット・バーを用いる屋根支持法について、用いない場合との比較を通して、安全限界相当の地震時の耐震上の有用性を確認した。得られた結果を以下に示す。なお、ここではフラットな屋根を想定したが、フラットでなくともライズが低ければ、その結果はほぼ同様となると考えられる。

6.1 本提案の支持方法の有用性

(1) 独立 RC 柱、また、RC 下部構造と上部の屋根間の相互作用が殆どない構造の地震応答性状を、ここで提案した構造の応答と比較し、本提案支持方法によれば下部の桁面 RC 柱の変形を十分に抑制できることを確認し、この支持方法の耐震性の有用性を確認した。

(2) 提案した支持方法によれば、支持部に作用する地震力 (せん断力と曲げモーメント)、また支持部と鋼屋根に強制入力される地震力を設計時に設定した限界値以下に制限できるので、上部構造また支承部に過度な地震力の作用を避けることができ、予想外の部材の損傷を回避し、また柱脚のベースモルタル等の損傷を防止しうる支承部設計が可能となる。

(3) 鋼柱 C_s の断面が H-350 程度であるので柱脚のベースプレートのサイズも比較的小さなものとすることができる。

6.2 ルーズホール支承の変形制限を満たす条件の確認

限られた解析モデルではあるが、対象とした当該構造では、以下の特性を確認した。

(1) 桁面の独立柱の断面を、 $85\text{cm} \times 85\text{cm}$ 以上に設定すれば、独立柱であっても 100 分の 1 の変形角に抑えることができる。これは、ほぼ $D_s=0.5$ に相当することを示した。

(2) 妻面 RC 構造の D_s 値が 0.5 程度、妻面の耐震ブレースの D_s が 0.40 程度以上に設計されている場合、桁面 RC 柱と上部の鋼構造の相互作用を期待しない (ルーズホール支承による) 設計においては、ルーズホール長さを 200mm (ただし、アンカーボルト径を除く長さ) とするには、概ね桁面 RC 柱を $85\text{cm} \times 85\text{cm}$ 以上とする必要があることを確認した。

6.3 変形性能の確認

妻面 RC 構造の D_s 値が 0.5 程度、妻面の耐震ブレースの D_s が 0.40 程度以上に設計されている場合において、提案した支持方法を用いれば、桁面の RC 柱を $80\text{cm} \times 80\text{cm}$ 以上と

すれば、概ね設計の変形条件（桁面 RC 柱、妻面 RC 構造の変形角、桁面 RC 上の鋼柱および妻面耐震ブレースの変形角が 100 分の 1 以下、妻面耐震ブレースの塑性率が 4 以下）を概ね満たすことを確認した。

6.4 地震荷重の算定

(1) 妻面 RC 構造の D_s 値が 0.5 程度、妻面の耐震ブレースの D_s が 0.40 程度以上に設計され、かつ提案した支持方法を用いた場合、以下の方法で終局時の層せん断力を概ね算定できることを示した。

慣用法の A 分布による層せん断力の 0.5 倍に、桁面の鋼柱の終局せん断力のほぼ 0.7~1.2 倍の値を加えて、妻面の耐震ブレースの層せん断力を算定する。ただし、係数 0.7~1.2 については略算時に仮定した妻面ブレース D_s 値に応じて変化させる必要がある。

また、妻面の RC 構造の層せん断力についても慣用法の A 分布による層せん断力の 0.5 倍に桁面の鋼柱の終局せん断力のほぼ 0.5~0.7 倍の値を加えて、妻面 RC 構造の層せん断力を算定する。ただし、係数 0.5~0.7 については略算時に仮定した妻面ブレース D_s 値に応じて変化させる必要がある。

(2) 鋼屋根面の等価震度 C_R は、屋根面中央部 4 分 1 の部分では 1.6、妻面側 4 分の 3 の部分では 0.8 程度となることを示した。

ただし、上記の結果は、当該構造およびこれに類似する構造形状に限定されるが、これらの構造の設計上、有用なデータとなる。

6.5 今後の課題

本研究の成果は、当該構造とこれに類似する構造形状に限定されるが、桁面 RC 柱の上の鋼柱あるいはフラット・バーの有効性を確認できた。今後は適用範囲を広げるためのパラメトリックな検討、また、フラットな屋根に限定することなくライズのあるラチスシェル構造に対する有用性の検討も必要であろう。特に、得られた結果に基づいた設計法の構築は、大きな課題のひとつである。

安全限界相当の地震動に対する本支持方法の有用性を確認したが、これを上まわる地震動により過度な変形を受けた場合の変形性状や補修方法も今後の重要な課題であろう。

謝辞

文末になりますが、この研究を進めるにあたり多くの方から貴重な助言をいただいています。20 年も遡りますが、特に国枝治郎先生(故人)はじめ、阪神・淡路大震災後の研究環境の中で、坂壽二先生、石川浩一郎先生、川口健一先生、小田憲史先生、立道郁生博士(故人)、久保寺勲博士、向山洋一博士、吉野達矢博士、小西克尚博士から支承部、上部と下部の相互作用、異種構造間の変位位相差問題、桁面 RC 柱の中間部の水平ひび割れ・鋼柱の中間部における H 鋼フランジの局部座屈等について貴重な示唆をいただきました。ここに感謝し記します。

注 1) 使用した解析ソフトは、加藤・中沢研究室で開発したものであり、そのソフトの機能等は、文献 [14, 15, 16] に示されているので参照されたい。

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) 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
- 11) 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
- 12) 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
- 13) 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
- 14) 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
- 15) 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
- 16) 中沢祥二, 立道郁生, 嶋登志夫, 加藤史郎, 平野健太：体育館・工場など空間構造物の地震リスク評価に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.53B, pp.227~2007.3
- 17) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針, 2009.11

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

a case study of a roof supported by reinforced frames as a substructure

Shiro Kato^{*1}
Takafumi Deguchi^{*2}
Shoji Nakazawa^{*3}

The space frames with a flat roof is a common type of roof structures applied to skeletal-membrane structure. This type is also often applied to school gymnasias and city sport halls. In most cases, this type of sport halls are supported by reinforced concrete sub-structure of relatively high and heavy concrete columns or walls, and pin supports or roller supports are applied at the base of steel roofs just atop the reinforced concrete sub-structures. Focusing on the damage experiences due to strong earthquake, failure of not only base mortar and anchor bolts at the support shoes but also steel members near supports have been witnessed. The reason of this type of failure might be classified into two cases. (1) In one case, the shortage of length for loose halls at the base plates. The length is usually adopted like 50mm at both side excluding anchor bolts, however, severer earthquakes might have caused an exceeding slide over the design length, leading to collision between supports of upper structures and anchor bolts/base plates. This collision must have led failure to base mortar and anchor bolts. (2) In another case of pin or roller supports, the seismic forces of heavy reinforced sub-structures or the collision must have been enforced through support shoes into steel member near supports, leading to buckling of steel members or failure of connection bolts between steel members.

The present paper proposes a simple and effective support system to refrain from such kind of failure. The system adopts bending steel columns that are just connected directly with reinforced concrete columns as a sub-structure. It needs no loose halls, and it requires, for each reinforced concrete column, a ductile steel column with prescribed bending capacity. The steel column is connected with the concrete column at the base, and is connected at its upper node as a pin with steel members for upper space frames. Several examples are shown to prove the effectiveness of this system for damage reduction and summarized to derive seismic forces induced into supports and space frames including reinforced sub-structures.

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

*2 Graduate Student, Toyohashi University of Technology

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