

I-40

慣性力を考慮した半剛結接合骨組の挙動解析

室蘭工業大学 正 員 小室 雅人

室蘭工業大学 正 員 岸 徳光

室蘭工業大学 正 員 松岡 健一

1. はじめに

一般に鋼骨組の梁-柱の接合部は剛結接合もしくはピン接合と仮定して設計が行われている。しかしながら、実際の接合部は、溶接接合を除いて両者の中間的かつ非線形な剛性特性を有することが明らかになっている。そのため、実状に即した鋼骨組の限界状態設計法を確立するために、諸外国では接合部の非線形な剛性特性や、その特性を考慮した構造解析法等の実験的・解析的研究が盛んに行われている。

このような背景より、著者等は非線形な剛性特性を有する半剛結鋼骨組に関する解析的研究を行ってきた^{1),2)}。さらに、著者等はこれらの研究成果を有機的に組み合わせることにより、限界状態設計法に基づいた半剛結鋼骨組の静荷重に対する断面設計システムを構築している³⁾。

一方、地震多発国である我が国においては、静荷重のみならず地震等の動荷重に対する構造物の挙動特性の把握は非常に重要なものと考えられる。本研究では、半剛結鋼骨組の耐震設計手法確立のための基礎資料を得ることを目的として、震度法および修正震度法に基づいた3種類の地震荷重に対する静的解析を行い、異なる地震荷重を受けた場合の半剛結鋼骨組の挙動特性に関する検討を行った。数値解析は過去の研究に用いた21層4径間骨組⁴⁾を対象とし、剛結接合と半剛結接合を組み合わせることにより、骨組の剛性を変化させた場合における挙動特性への影響に関しても検討を行った。なお、数値解析には幾何学的非線形と接合部の非線形特性を考慮した構造解析手法¹⁾を用いている。

2. 数値解析仮定

2.1. 地震荷重の算定

震度法は、加速度分布が高さ方向に一樣であるものと仮定し、加速度 α と質量 m を乗じることにより得られる慣性力(外力)を静的に骨組に作用させて構造解析を行う手法である。一方、修正震度法は、自由振動状態のモードに基づき加速度分布が高さ方向に変化することを考慮した手法であり、この加速度分布として日本建築学会では A_i 分布を、米国の UBC (Uniform Building Code) では頂部の集中荷重と逆三角形分布を組み合わせる方法を採用している⁵⁾。本研究では、加速度分布の違いによる半剛結鋼骨組の挙動特性を把握するために、前述の3種類の加速度分布を対象として数値解析を行うこととした。図-1に本研究で対象とした3種類の加速度分布を示す。以下、それぞれの基準に準拠した地震荷重の算定法を説明する。なお、本解析では骨組に作用する全地震荷重が加速度分布に関わらず一定になるように骨組全重量 W の10%を地震荷重として載荷させることとした。すなわち、ベースシャ係数 C_B を0.1と固定している。

1) 震度法(長方形分布)に準拠する方法

(荷重タイプ1)

震度法では、加速度分布が高さ方向に一定で

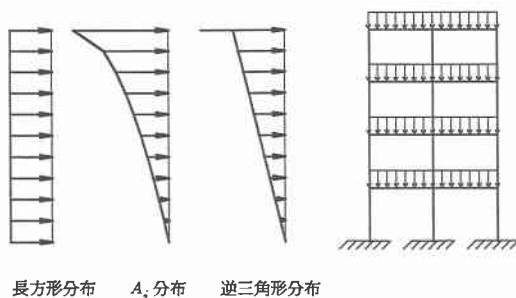


図-1 加速度分布

あると仮定している．これより，各層に作用する地震荷重 P_i は次式で求められる．

$$P_i = C_B \times w_i \quad (1)$$

ここで， w_i : i 階の重量である．

2) 日本建築学会 (A_i 分布) に準拠する方法 (荷重タイプ 2)

日本建築学会では，加速度分布を次式で定義される地震層せん断力係数分布 (A_i 分布) としている．

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \times \frac{2T}{1 + 3T}, \quad \alpha_i = \frac{W_i}{W} \quad (2a)$$

ここで， α_i : 基準化重量， W_i : i 階以上の骨組の全重量， T : 構造物の第一次固有周期 (sec) である．これより，各層に作用する地震荷重 P_i は次式により算定される．

$$P_i = (W_i - W_{i+1}) \times A_i \times C_B \quad (2b)$$

3) 米国の UBC (逆三角形分布) に準拠する方法 (荷重タイプ 3)

米国の UBC では，加速度分布として頂部の集中荷重と逆三角形分布を組み合わせた方法を採用している．頂部の集中荷重 P_t は次式で定義される．

$$P_t = \rho \times C_B \times W \quad T \leq 0.7 : \rho = 0$$

$$T > 0.7 : \rho = 0.07 \times T \leq 0.25 \quad (3a)$$

また，各層に作用する地震荷重 P_i は，

$$P_i = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} (1 - \rho) C_B W \quad (3b)$$

ここで， h_i : i 階までの高さである．

2.2. 骨組，載荷荷重および接合部剛性

本研究では，数値解析のための高層骨組として，過去の研究で使用した 21 層 4 径間骨組を採用している．図-2 に解析に用いた骨組の主寸法および使用形鋼を示す．なお，奥行き中心間隔は 7.62 m と仮定している．また，使用形鋼については AISC-LRFD の設計基準に準拠している．基本荷重強度は，死荷重 (D) として屋根部，床版部とも 4.788 kPa と設定している．その結果，各梁に作用する等分布荷重は 35.0 kN/m となる．また，2.1 で述べた各荷重タイプにおける地震荷重は図-3 のようになる．なお，地震荷重算定時に必要となる第一次固有周期 T は，日本建築学会に規定されている方法により， $T = 2.1$ (sec) とした．

本研究では，半剛結接合部の剛性評価モデルには三要素パワーモデル²⁾を用いるこ

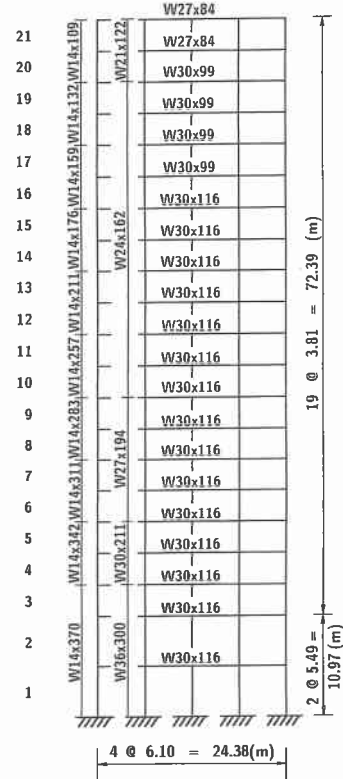
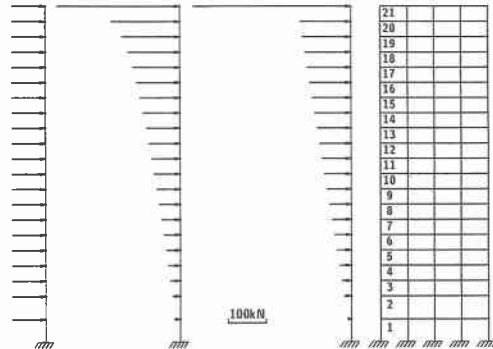


図-2 解析に用いた骨組



荷重タイプ1 荷重タイプ2 荷重タイプ3

図-3 各荷重タイプによる地震荷重

表-1 接合部基本形状パラメーター一覧

	アングル材	長さ l (in)	g (in)
top- and seat-angle	L5×5×5/8	9.0	2.5
double web angle	L4×4×3/4	18.0	2.5

g : アングル材のかかと部から梁ウェブの締結孔中心点までの距離

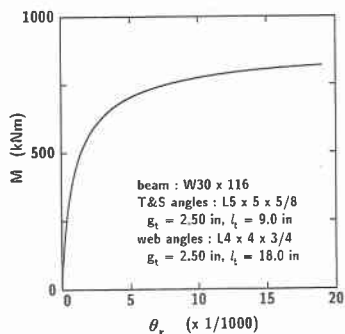


図-4 $M - \theta_r$ 曲線の一例

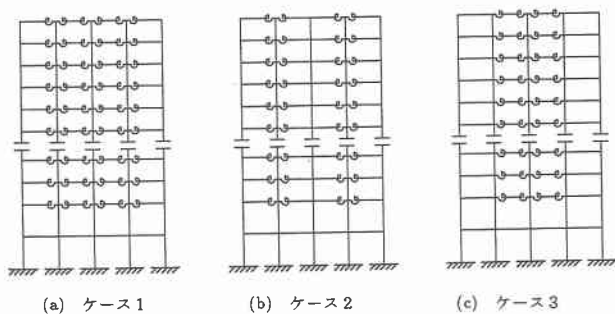


図-5 解析ケース一覧

とし、接合形式として top- and seat-angle with double web-angle 接合を採用した。また、全ての接合部の基本形状は同一と仮定し、基本形状パラメータを表-1のように決定した。なお、三要素パワーモデルの各パラメータについては、著者等によって既に開発されている断面設計システム³⁾により算定している。図-4に解析に用いた接合部 $M - \theta_r$ 曲線の一例を示す。

2.3. 解析結果および考察

本研究では、荷重タイプ（加速度分布）の違いによる半剛結鋼骨組の挙動特性の把握と同時に鋼骨組の剛性

性による影響についても検討を行うこととした。ここでは、剛結接合部と半剛結接合部の組み合わせパターンとして、図-5に示すような3ケースについて検討を行った。

図-6に各荷重タイプの変形状態の一例を示している。図は骨組剛性の最も低いケース1における解析結果である。図中に骨組頂部の横移動量 Δ を骨組の高さ H で無次元化した無次元横移動量 Δ/H を付記している。図より、無次元横移動量 Δ/H は荷重タイプ1で $1/305$ 、荷重タイプ2で $1/188$ 、荷重タイプ3で $1/186$ となっており、荷重タイプ1は荷重タイプ2および3の約61%程度となっていることがわかる。また、荷重タイプ2、3では最大変形量、変形状態ともほぼ等しいことがわかる。

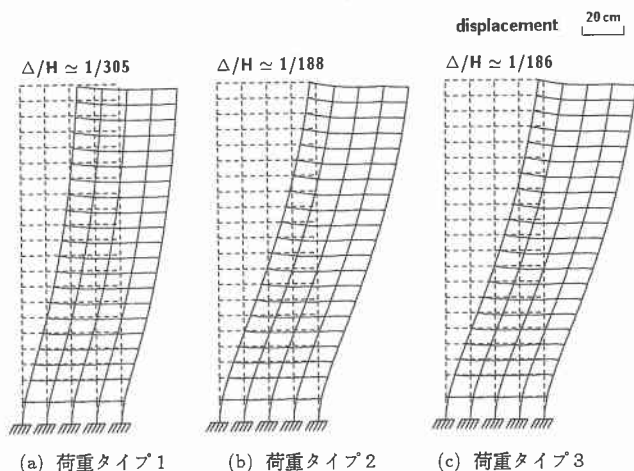


図-6 ケース1における各荷重タイプの変形状態

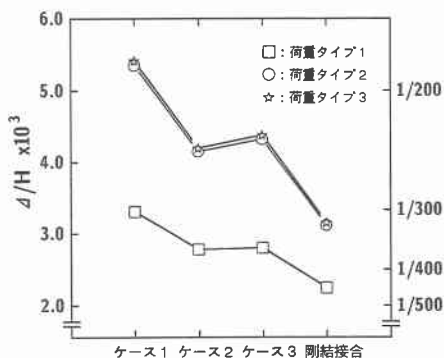
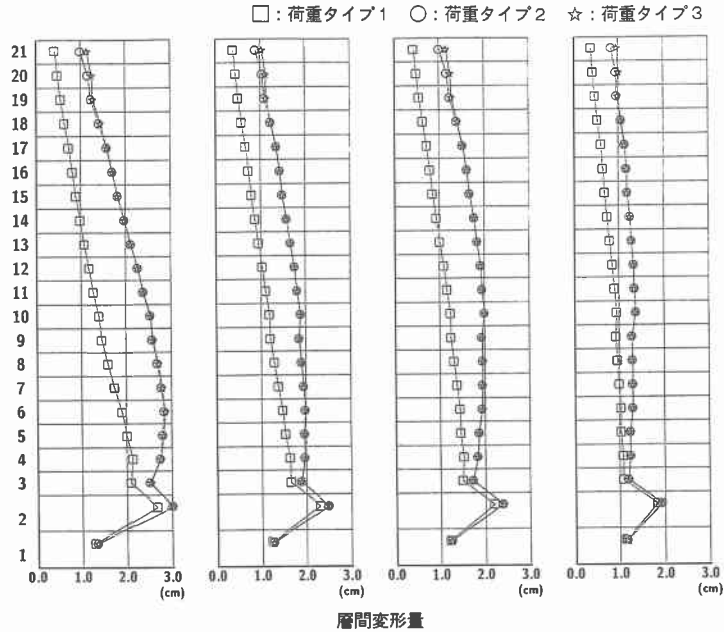


図-7 各荷重タイプによる無次元横移動量

図-7は、各荷重タイプによる無次元横移動量 Δ/H を組み合わせケースごとに整理した結果である。図より、いずれの組み合わせケースにおいても、荷重タイプ1の場合が最も変形量が小さく、荷重タイプ2、3の場合は類似の値を示していることがわかる。なお、最大変形量の観点から判断すると、ケース2の組み

合わせが最も合理的な組み合わせであるものと判断される。

図-8には、地震荷重作用側柱における層間変形量を各ケースごとに整理している。図より、いずれの場合も二層目の柱において最大値を示すことがわかる。また、荷重タイプ1の場合には低層部を除けばほぼ直線的な分布を示していることがわかる。一方、荷重タイプ2および3では、曲線的な分布性状を示している。この傾向は、骨組の剛性が小さい場合に顕著となっている。しかしながら、いずれのケースにおいて



(a) ケース1 (b) ケース2 (c) ケース3 (d) 剛結接合

図-8 各荷重タイプに対する地震荷重作用側柱の層間変形量の分布

も層間変形量の分布性状はほぼ類似の傾向を示すことが明らかになった。

3. まとめ

本研究では、半剛結鋼骨組の耐震設計手法確立のための基礎資料を得ることを目的として、震度法、日本建築学会および米国の UBC に準拠した3種類の地震荷重を用いた静的解析を行い、異なる荷重分布を受けた場合の半剛結鋼骨組の挙動特性に関する検討を行った。数値解析は過去の研究に用いた 21 層 4 径間骨組を対象とし、剛結接合と半剛結接合を組み合わせることにより骨組の剛性を変化させた場合における挙動特性への影響についても検討を行った。

検討結果、最大変形量に関しては、震度法による地震荷重が最も小さな値を示し、日本建築学会および米国の UBC は両者ほぼ等しい値を示すことが明らかになった。また、日本建築学会および米国の UBC では、最大変形量のみならず、その変形状態に関しても類似の傾向を示すことが明らかになった。さらに、いずれの地震荷重においても、骨組の剛性により最大変形量は変化するものの、その変形状態に関してはほぼ類似したものとなっていることが明らかになった。

参考文献

- 1) 岸 徳光, 後藤芳顕, 松岡健一: 半剛結接合に関するデータベースを用いた平面骨組構造解析システムの開発, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.36A, 1065-1072, 1990.
- 2) Chen, W.F. and Kishi, N.: Semi-rigid steel beam-to-column connections: Data base and modeling, Journal of Struct. Engrg., ASCE, 115(ST1), 105-119, 1989.
- 3) 岸 徳光, 後藤芳顕, 小室雅人: 半剛結鋼骨組構造の断面設計システムの開発, 土木学会北海道支部論文報告集, Vol. 52A, 56-61, 1996.
- 4) 岸 徳光, 後藤芳顕, Chen, W.F., 小室雅人: 剛結と半剛結接合を組み合わせた高層鋼骨組の横移動解析, 日本鋼構造協会, 鋼構造年次論文報告集, Vol.2, 53-60, 1994.
- 5) 日本建築学会: 地震荷重—その現状と将来の展望, 1992.