

I-1 半剛結鋼骨組柱の有効長係数

室蘭工業大学	正 員	岸 徳 光
名古屋工業大学	正 員	後 藤 芳 顕
苫小牧高専	正 員	小 室 雅 人
室蘭工業大学	学生員	稲 増 功

1. はじめに

限界状態設計法に基づいた構造物の設計は、使用限界状態と終局限界状態における安全照査のもとに行うものである。鋼骨組構造に関する AISC-LRFD の設計基準¹⁾では、接合部剛性のレベルより構造形式を剛結接合構造 (FR 構造) と半剛結接合構造 (PR 構造) に分類し、終局状態における安全照査のための断面力算定は幾何学的非線形を考慮して行うことを規定している。その算定にあたっては従来から用いられている線形弾性解析法を用いて行うことを可能にするため B_1 , B_2 法が提示されている。安全照査式としては曲げモーメントと軸力からなる相関関係式が用いられている。これらの評価式には各柱材の有効座屈長係数 (以後、 K 値と呼ぶ) が含まれており適切な K 値を算定することが必要となっている。剛結接合構造の場合には alignment chart 法を用いた K 値の算定方法も示されており、同基準に従って断面設計が可能となっている。しかしながら、半剛結接合構造の場合には接合部の剛性評価や骨組の変形、断面力算定に関する手法の提示もなく、事実上未だ設計が不可能な状態となっている。

著者等は半剛結接合を含む骨組を剛結接合骨組と同様の手法によって部材の断面設計を可能にするために、alignment chart 法と同様の仮定に基づいた半剛結接合を含む鋼骨組柱の K 値算定に関する一般的な座屈方程式の定式化を試み^{2),3)}、標準的な部分構造モデルに対しては接合部の接線剛性を評価することによって alignment chart 法より K 値の算定が可能であることを示している。

本研究では、先に定式化した座屈方程式を用いて半剛結接合を有する骨組構造の基本構造である一層、二層、三層一径間の半剛結接合骨組を取り上げ、半剛結の程度や鉛直荷重を変化させた場合の柱の K 値の分布特性について検討を行った。

2. K 値の算定

K 値算定のための座屈方程式の定式化は AISC-LRFD の設計基準でも用いられている alignment chart 法⁴⁾と同様の仮定に従っている。それらの仮定を列挙すると、

- 1) 全ての梁、柱は弾性的に挙動するものとする。
- 2) 無限の階層と径間を有する矩形骨組と仮定する。
- 3) 考えている部分構造モデルにおいて柱の安定関数 (stability function) は同一と仮定する。
- 4) 剛結接合骨組の場合には、梁と柱の接合部の挙動特性は全て同一とする。半剛結接合骨組の場合には、座屈前の接合部接線剛性を考慮して、それらの挙動特性を修正するものとする。
- 5) 考えている部分構造モデルの柱の軸力は全て同一とし、全ての柱が同時に座屈するものとする。
- 6) 梁の軸力および梁に作用している荷重は半剛結接合部の座屈前の接線剛性の算定時以外は無視する。

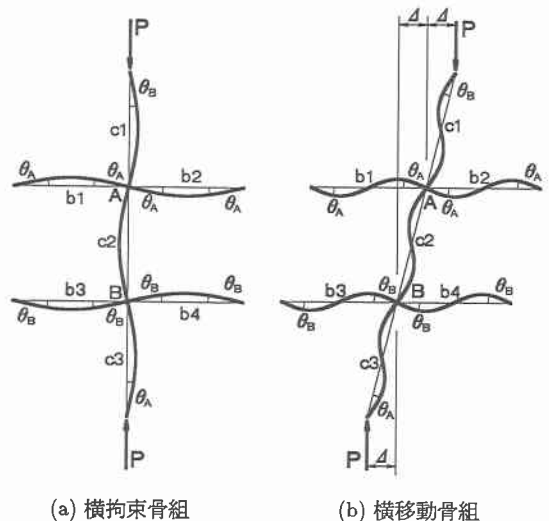


図-1 座屈モード

図-1(a), (b)に c2 柱の有効座屈長を求める場合の alignment chart 法の仮定に基づいた剛結横拘束, 横移動骨組の座屈モードを示す. c2 柱の B 端がピンあるいは固定支持され c3 柱が存在しない場合は, 図-2(a), (b)に示すような部分構造モデルを考え, c1 柱の A 端の他端の節点回転角を横拘束骨組の場合は $\theta_B = -\theta_A$, 横移動骨組の場合は $\theta_B = \theta_A$ と仮定し誘導している. なお, 半剛結接合を有する場合には, 接合部に座屈前の接線剛性と等しい剛性を有する線形バネがあるものと仮定し, 座屈方程式を誘導している.

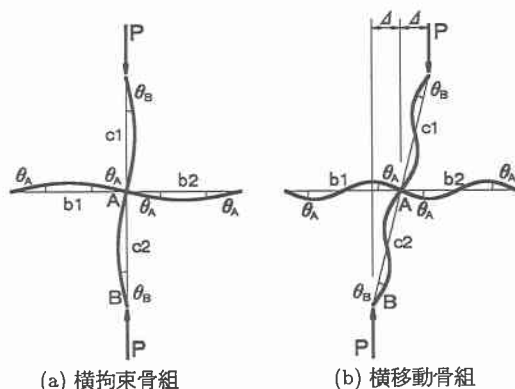


図-2 座屈モード (c3 柱が存在しない場合)

3. 数値解析方法

半剛結接合を有する横拘束, 横移動骨組構造に対する K 値の分布特性を検討するために, 基本骨組として図-3に示すような一層一径間骨組を設定した. 図中に形状寸法および各部材の使用形鋼を示している. また, 骨組の奥行き方向の中心間隔は 300in としている. 二層一径間, 三層一径間骨組は各層高, 部材断面とも一層一径間骨組 (基本骨組) と同一であると仮定している. 図-4に各骨組の形状と柱番号を示している. なお, 本研究では AISC-LRFD の設計基準に従うこととしているため, 使用単位は米国の慣用単位に, 形鋼の呼称についても同設計基準に従っている.

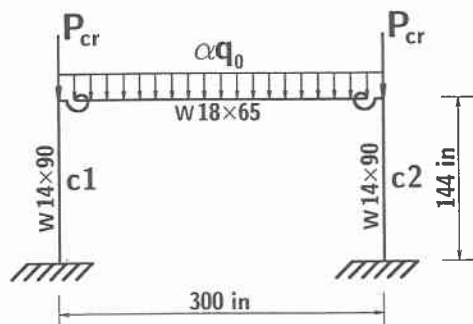


図-3 基本骨組とした一層一径間骨組

接合部接線剛性算定のための載荷荷重は, 本研究が分岐問題であることより横拘束, 横移動骨組ともに死荷重, 活荷重からなる鉛直等分布荷重のみとしている. 鉛直等分布荷重は, 死荷重 (D) を 68 psf, 活荷重 (L) を 40 psf と設定し, 終局限界状態を仮定していることより組み合わせ荷重として $1.2D + 0.5L$ の係数倍荷重を用い, これを基本荷重 $q_0 = 0.2117 \text{ kip/in}$ としている. 本解析では鉛直荷重を変化させた場合の K 値の分布特性を検討するために, q_0 に荷重係数 α を乗じることによって, 基本荷重の 2 倍まで変化させることとした. なお, $1 \text{ kip/in} = 17.874 \text{ tf/m}$, $1 \text{ kip} = 0.454 \text{ tf}$ である.

半剛結接合部の非線形な剛性特性の評価に関しては, 著者等によって提案されている三要素パワーモデル⁵⁾を用いることとする. このモデルは接合部初期剛性 R_{ki} , 限界曲げ耐力 M_u および形状指数 n の 3 つのパラメータから構成されるもので, 無次元化した三要素パワーモデルを示すと,

$$m = \frac{\theta}{(1 + \theta^n)^{1/n}}$$

である. ただし, $m = M/M_u$, $\theta = \theta_r/\theta_0$ であり, M : 接合部モーメント, M_u : 接合部限界曲げ耐力, θ_r : 接合部相対回転角, θ_0 : 塑性回転角 (M_u/R_{ki}) である. 本解析では, 3 つのパラメータのうち限界曲げ耐力を梁の塑性曲げモーメント ($M_p = 4788 \text{ kip-in}$, $1 \text{ kip-in} = 11.53 \text{ kgf-m}$) に等しくとり, 形状指数 n は $n = 1$ としている. 接合部初期剛性 R_{ki} に関しては, 梁の曲げ剛性を用いて次式のように

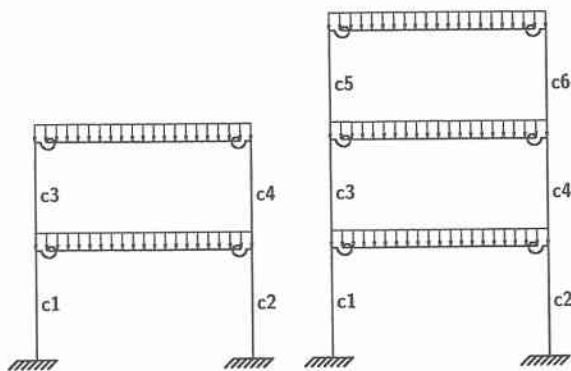


図-4 二層一径間および三層一径間骨組

に無次元化することとし、

$$\rho^* = \frac{EI_b}{L_b R_{ki}}$$

ρ^* を剛結接合に近い状態 ($\rho^* = 0.001$) からヒンジ接合に近い状態 ($\rho^* = 10$) まで変化させている。図-5 に ρ^* を 0.001~10 まで変化させた場合の半剛結接合部の非線形な $M - \theta_r$ 曲線を示している。

4. 数値解析結果

数値解析は、骨組が構造、荷重載荷状態ともに対称系であることより左側の柱にのみ着目して行い、求められた K 値を荷重係数 α を横軸に取って整理している。

4.1 横拘束骨組

図-6 に一層一径間横拘束骨組の c1 柱の K 値の分布を示している。 ρ^* の大きい領域 ($\rho^* = 2, 10$) および小さい領域 ($\rho^* = 0.001, 0.01$) では、 α の変化に対して K 値の増加率は小さいが、中間領域 ($0.05 \leq \rho^* \leq 0.5$) では ρ^* の小さいものほど α の増加に伴い K 値の増加率が大きく示されていることがわかる。これは ρ^* の大きい領域および小さい領域では接合部接線剛性の変化率が小さいことを、また中間領域ではその変化率が大きく接合部の非線形特性が影響していることを意味しているものと考えられる。図-7 (a), (b) はそれぞれ二層一径間、三層一径間横拘束骨組の各柱の K 値の分布を示したものである。各柱の α の変化に対する K 値の分布性状は一層一径間横拘束骨組の場合と類似しており、 ρ^* の大きい領域および小さい領域では α の変化に対して K 値の増加率は小さく、中間領域では ρ^* の減少とともに K 値の増加率が大きく示されている。二層一径間横拘束骨組と三層一径間横拘束骨組の c1 柱の K 値に着目すると、その分布はほぼ同一となっている。これは三層一径間横拘束骨組の一層目の半剛結接合部が三層目の荷重の影響をほとんど受けず、従って二層一径間横拘束骨組の一層目のそれとほぼ等しい接合部接線剛性を有するためと考えられる。また、二層一径間横拘束骨組と一層一径間横拘束骨組の c1 柱を比較すると、荷重係数 α に対する分散特性は両者変わらないが、K 値は二層一径間骨組柱の方が相対的に大きくなっていることがわかる。また、(a), (b) 図より上層の柱ほど K 値が全体的に大きくなる傾向があることがわかる。

4.2 横移動骨組

図-8 に一層一径間横移動骨組の c1 柱の K 値の分布を、図-9 (a), (b) にそれぞれ二層一径間、三層一径間横移動骨組の各柱の K 値の分布を示している。一層一径間横移動骨組の c1 柱の α の変化に対する K 値の分布性状は一層一径間横拘束骨組の場合と同様である。また、二層一径間横移動骨組と三層一径間横移動骨組の c1 柱の K 値の分布が同一であるという結果も横拘束骨組の場合と同様である。二層一径間、三層一径間横移動骨組の c1 柱を一層一径間横移動骨組の c1 柱と比較すると、前者は $\rho^* = 0.001, 0.01, 0.05$ の場合には若干大きくなっているが、他の ρ^* に関しては ρ^* が大きいほど減少しており、全体的に小さく示されている。両骨組とも二層目の c3 柱に着目すると、他の層の柱の分布形状とは異なり、 α の増加に伴い急激に大きくなる現象が示されている。この現象は ρ^* が大きいほど顕著であり、二層一径間横移動骨組の c3 柱では $\rho^* = 0.5$ に対して $\alpha = 1.3$ で最大の値 51.1 となり、三層一径間横移動骨組では

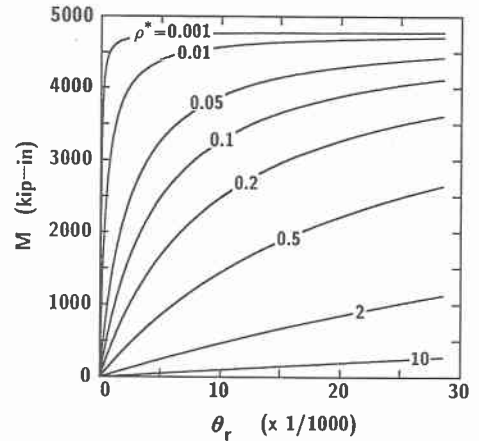


図-5 解析に用いた $M - \theta_r$ 曲線

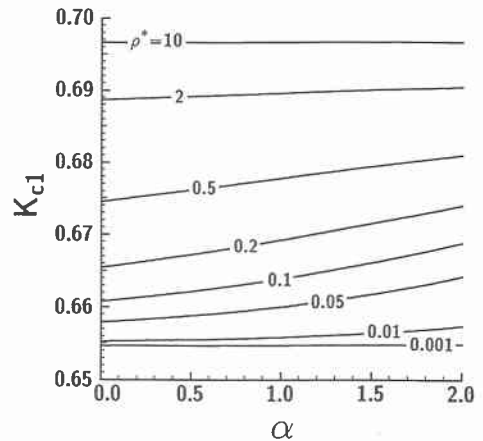
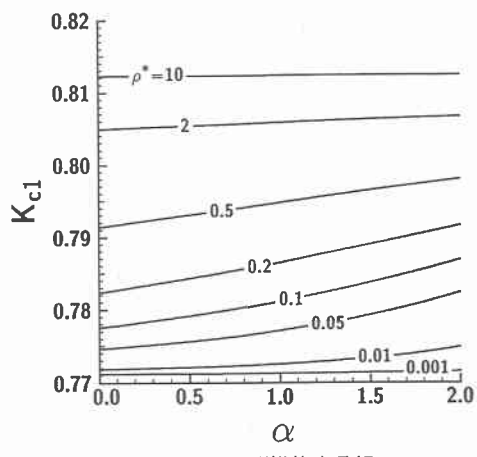
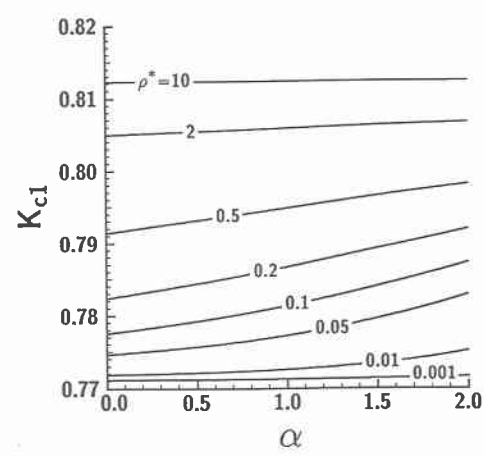
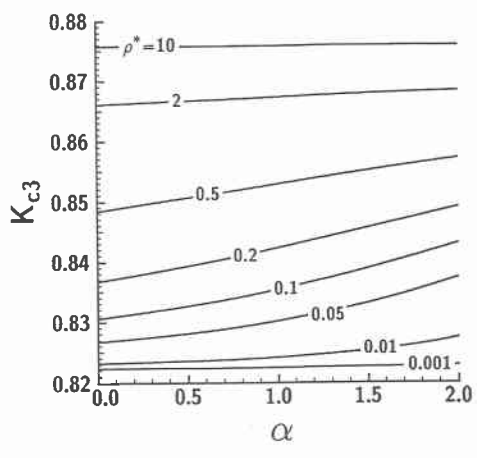
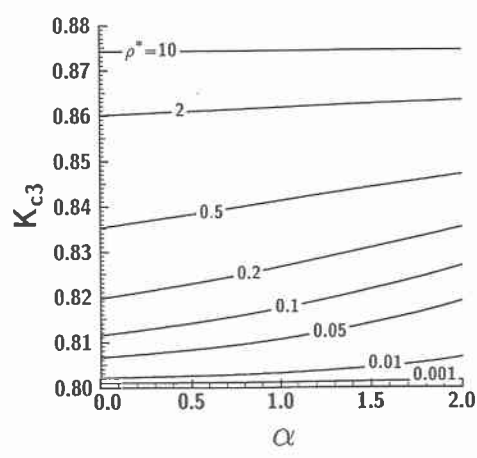
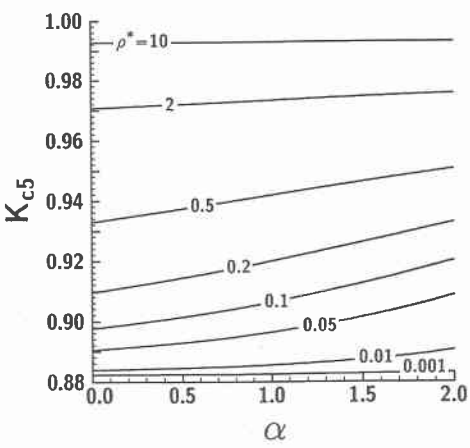


図-6 一層一径間横拘束骨組の K 値の分布

$\rho^* = 0.2$ に対して $\alpha = 1.7$ で 58.6 となる。これは、半剛結接合を多層骨組に適用する場合、二層目の梁-柱接合部にはその適用が不適切であることを示唆している。



(a) 二層一径間横拘束骨組

(b) 三層一径間横拘束骨組

図-7 二層一径間および三層一径間横拘束骨組の K 値の分布

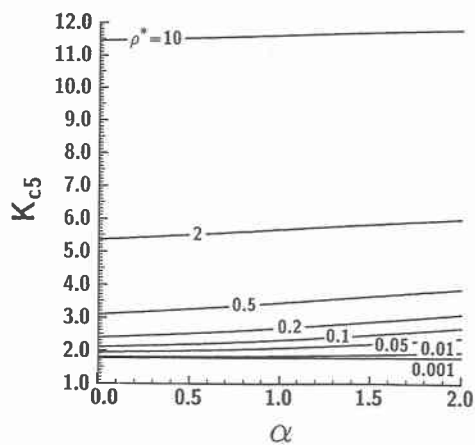
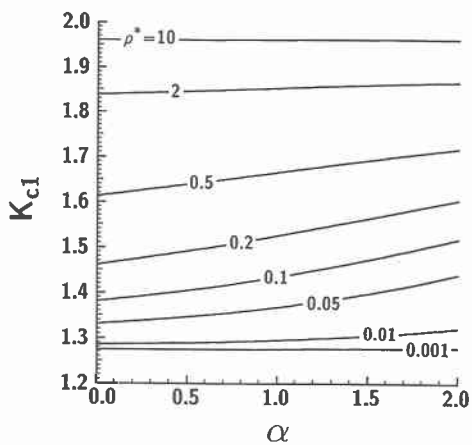
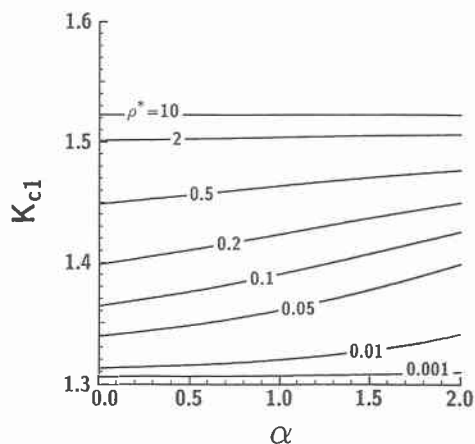
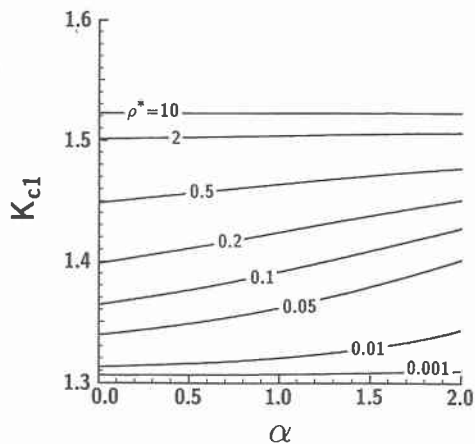
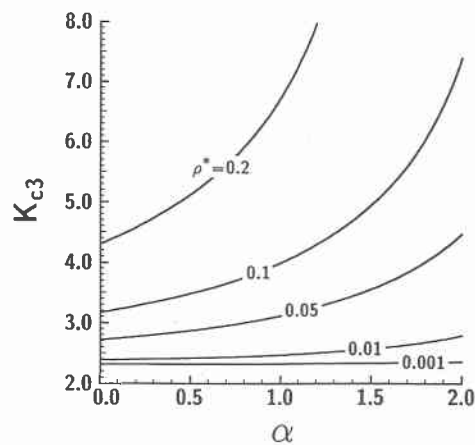
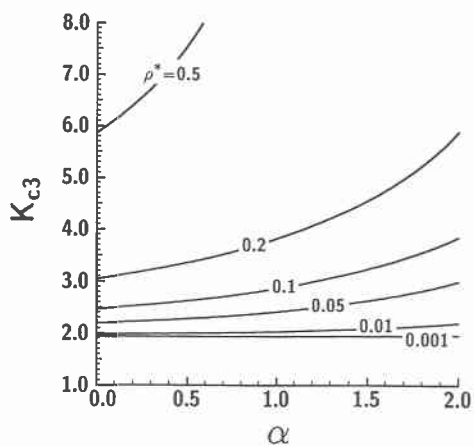


図-8 一層一径間横移動骨組の K 値の分布



(a) 二層一径間横移動骨組

(b) 三層一径間横移動骨組

図-9 二層一径間および三層一径間横移動骨組の K 値の分布

5. まとめ

半剛結接合を有する横拘束骨組および横移動骨組について半剛結の程度や鉛直荷重を変化させた場合の柱のK値の分布特性について数値解析的に検討を行った。本解析結果より、載荷荷重の大きさを变化させた場合のK値の分布特性は、剛結、ヒンジ接合に近い接合部では接合部剛性の影響が小さいが、半剛結接合部の領域ではその接線剛性に依存することが明らかになった。階層を増やした場合、横拘束骨組は上層の柱ほどK値は全体的に大きくなる傾向がある。また、横移動骨組の二層目柱のK値は接合部初期剛性の小さい場合ほど載荷荷重の増加に対して急激に大きくなる傾向があることが明らかになった。これより、二層以上の多層骨組に半剛結接合を適用する場合には、特に二層目の梁-柱の接合部を剛結あるいは剛結に近い接合形式として柱の耐力を向上させることが必要であるものと考えられる。

参考文献

- 1) American Institute of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings 2nd Edition, Chicago, IL., 1993.
- 2) 岸 徳光, 後藤芳顕, R. Hasan, 小室雅人: 半剛結横拘束骨組柱の有効座屈長の算定, 土木学会北海道支部論文報告集第50号, pp.54-59, 平成6年2月
- 3) 岸 徳光, 後藤芳顕, 松岡健一, 小室雅人: 半剛結横移動骨組柱の有効座屈長の算定, 土木学会北海道支部論文報告集第50号, pp.42-47, 平成6年2月
- 4) Chen, W.F. and Lui, E.M. : Stability design of steel frames, CRC Press, Inc., 1991.
- 5) Chen, W.F. and Kishi, N. : Semi-rigid steel beam-to-column connections : Data base and modeling, Journal of Struct. Engrg., ASCE, 116(ST7), pp.1813-1834, 1990.