

繰返し載荷を受けるH形鋼梁の塑性変形能力を確保
するための補剛方法に関する研究

2013年12月

于 征

目 次

第1章 序 論	1
1. 1 はじめに.....	1
1. 2 論文の構成.....	3
1. 3 発表論文リスト.....	5
参考文献	6
第2章 層間変形角と梁の変形性能に関する考察	10
2. 1 はじめに.....	10
2. 2 解析モデル.....	11
2. 3 層間変形角と梁の材端回転角の関係.....	14
2.3.1 鉛直荷重を考慮しない場合の解析結果	14
2.3.1.1 解析結果.....	14
2.3.1.2 変形性能の定式化.....	20
2.3.2 鉛直荷重を考慮した場合の解析結果.....	23
2. 4 結	28
参考文献	30
第3章 日本，中国，米国における横補剛規定	31
3. 1 はじめに.....	31
3. 2 各国の横補剛規定.....	32
3.2.1 日本の設計規準.....	32
3.2.1.1 許容応力度設計.....	32

3.2.1.2	保有耐力横補剛.....	33
3.2.2	中国の設計規準(GB 50017-2003).....	34
3.2.3	米国規準(ANSI/AISC 341-10).....	36
3.3	設計例による比較.....	37
3.3.1	等曲げモーメントを受ける梁の補剛数の比較.....	38
3.3.1.1	日本の設計規準における補剛数の決定方法.....	38
3.3.1.2	中国規準における補剛数の決定方法.....	39
3.3.1.3	米国規準における補剛数の決定方法.....	39
3.3.1.4	等曲げを受ける梁の各国の補剛規定による補剛数の比較.....	40
3.3.2	逆対称曲げモーメントを受ける梁の補剛数の比較.....	43
3.3.2.1	日本規準における補剛数の決定方法.....	43
3.3.2.2	中国規準における補剛数の決定方法.....	45
3.3.2.3	米国規準における補剛数の決定方法.....	45
3.3.2.4	逆対称曲げを受ける梁の各国の補剛規定による補剛数の比較.....	45
3.4	結.....	49
	参考文献.....	50

第4章 日本、中国、米国の横補剛規定を満足するH形鋼梁の弾塑性挙動解析..... 51

4.1	はじめに.....	51
4.2	数値解析モデル.....	51
4.3	解析結果.....	54
4.3.1	単調載荷における補剛効果.....	54
4.3.1.1	等曲げを受ける梁の解析結果.....	54

4.3.1.2 逆対称を受ける梁の解析結果.....	61
4.3.2 繰返し載荷時の解析結果.....	67
4.4 結.....	72
参考文献.....	73

第5章 H形鋼梁が繰返し載荷時に変形性能を有するための補剛方法..... 74

5.1 はじめに.....	74
5.2 解析モデル.....	74
5.3 端部補剛と均等間隔補剛を組み合わせた補剛方法.....	77
5.3.1 補剛間隔の検討.....	77
5.3.2 提案した補剛方法の効果の検証.....	78
5.4 中国、米国の横補剛規定との比較.....	85
5.5 結.....	87

第6章 結 論..... 88

第1章 序 論

1. 1 はじめに

梁の横座屈は骨組耐力や変形能力を低下させる主要因となる。横座屈に関する研究は米国では、圧延大型ビームが製造されはじめるにつれて、1800年代後半より、多くの実験が行われてきた。特に、H. F. Moore^[1.1]はI形梁の実験結果を整理し、圧縮フランジの細長比に基づいた許容応力度式を与えている。さらに、理論的研究^[1.2]も進み、弾性座屈理論が完成した。1950年代には、非弾性横座屈に関する研究が盛んに行われ、M. W. White^[1.3]は弾性座屈式を基本として非弾性域での座屈を考察した、限界細長比を導いた。1960年代からは、実験的数値解析的研究^{[1.4]~[1.6]}が精力的に行われ、塑性設計への動きから、変形能力に重点を置いた実験^{[1.6]~[1.8]}や局部座屈に関する研究が進んだ。その後、横座屈を効果的に拘束できる横補剛に関する研究が行われ^[1.9]、限界補剛間隔に関する研究など多くの成果が発表された。また、補剛力に関する研究については、1956年以降、弾性範囲の研究が始まり、補剛力^[1.10]や補剛材の必要な軸剛性^[1.11]が示されている。その後、M. G. Layら^[1.13]は変形能力確保に重点をおいて、補剛材の必要軸剛性、曲げ剛性の設計式を近似的に導き、その研究成果は補剛間隔に関する研究成果とともにAISC-WRCの塑性設計規準に取り入れられている。

日本では、1970年代から塑性設計の研究において、実験的、解析的研究が多数行われた^{[1.14]~[1.23]}。その実験研究結果と1960年代のアメリカの研究結果が1975年に出版された「鋼構造塑性設計指針」の基礎になり、塑性変形能力を確保するための横補剛間隔、補剛材剛性などを初めて規定している。しかし、それらの研究はほとんど単調載荷を対象とし、繰返し載荷時の横座屈と座屈後挙動に関する研究が少ない。高梨、宇田川らの研究^{[1.24]~[1.26]}により、繰返し載荷は横座屈と座屈後の不安定挙動を促進することがわかるが、この促進を定量的に示すだけの研究蓄積が十分であると言えないので、日本

における耐震設計基・規準において、原則的に単調載荷時の研究結果に基づいて、十分な変形性能確保に関する梁材長限界が定められている。^{[1.27]~[1.31]}現在では、適合不適格建物の耐震性が横座屈によって決定することを受け、梁横座屈後の骨組の耐力をどのように評価すべきかという視点から、横座屈および座屈補剛に関して多くの研究が行なわれている^{[1.32]~[1.35]}。

多くの研究成果を元に、効果的に横座屈を拘束する目的で、横補剛に関する規定が各国ごとに定められている。しかし、その横補剛の配置方法にはいくつかある。

米国では、1960年代に、M. G. Layらは塑性ヒンジ部近傍を拘束した後、残る部分に許容応力度設計で横補剛を配置するという補剛法を提案した^{[1.36],[1.37]}。1969年のAISCの塑性設計規準において、M. G. Layらが提案した補剛法を導入したが、1986年以降は、均等間隔に横補剛を配置する横補剛規定を採用している^[1.38]。しかし、その補剛間隔は限られた研究成果によって決定されたものであり、その後、均等間隔補剛法に関する研究がほとんどなかったが、2002年中島らは、この均等間隔補剛は、梁の材端回転角が0.045radになるまで耐力を維持できることを数値解析的に示している^[1.39]。

中国では、1982年に盧献栄らは従来のエネルギー法による座屈曲げモーメントの計算式を単純化し、1694本の梁を検証対象として、簡便式による座屈荷重と従来のエネルギー法計算式による座屈荷重理論値と比較し、簡便式の精度について検討した^[1.40]。張顕傑らは数値解析を行い、鋼梁の非弾性座屈挙動について研究し^[1.41]、夏志斌ら^[1.42]は実験によって鋼梁の非弾性領域の簡便な曲げ耐力の算定式を提案した。中国の鋼構造設計規準は上の研究に基づいて、種々の載荷条件に対して、均等間隔に横補剛を配置した場合の簡便な曲げ耐力の算定式を規定している^[1.43]。これらの成果は1988年から中国の鋼構造設計基準に取り入れられている。

日本では、現行の耐震設計基・規準において、許容応力度設計に加えて保有耐力横補剛として、均等間隔補剛規定と端部補剛規定が示されている^[1.28]。均等間隔補剛に関す

る規定は、加藤・秋山^[1.44]による一定軸力下で強軸回りに曲げモーメントを受ける柱の座屈後挙動解析をもとにしている。文献[1.30]，[1.31]で、荷重条件に関係なく梁の細長比によって補剛間隔が決定される式が示されている。この式によると、補剛数は材長が長くなるにつれて著しく多くなる。一方、端部補剛の規定に関しては、当時の米国規準に基づく鈴木・小野らの研究を経て、導入されたと考えられる^[1.45]。端部補剛規定に関しては、降伏曲げモーメントを超える曲げモーメントが作用する領域においては端部補剛規定に従って横補剛を配置し、降伏モーメントに達しない領域では、鋼構造設計規準に従って許容応力度設計を行うことになっている。そのため、この方法では、荷重条件などによって補剛位置が異なり、様々な補剛間隔が存在するが、均等間隔補剛よりも材長が長い領域では、補剛数が少ない傾向がある。これらの2つの補剛方法は、塑性化後も十分な耐力を維持できる。保有耐力横補剛として導入している。

国毎によって算定方法も異なり、保証する変形性能も異なるが、部材の持つ性能は同じであり、設計式は統一されることが望ましい。本論では、横補剛に着目し、日中米三国の補剛規定とその補剛効果の違いを明確にし、それぞれの横補剛を有する梁の数値解析を行い、終局耐力や変形能力について明確にする。その中で最も効果的な補剛方法に着目し、より簡便な補剛方法を提案することを試みる。より簡便で効果の高い補剛方法を提案することで、設計の耐震性と自由度を上げることを目指す。

1. 2 論文の構成

本論文は、1章から6で構成されている。

第1章は、本論の目的について述べると共に、論文の構成について記している。

第2章は、本論に行う数値解析の適切な載荷履歴を決定する目的で、梁部材の変形がどの程度の骨組の変形に相当するのを明確にする。汎用有限要素法プログラム Marc2010 を使用し、水平力を受ける門形ラーメン骨組を対象とした有限要素法数値解

析を行い、層間変形角と梁の材端回転角の関係をまとめ、数値解析の载荷履歴を決定する。対象とする骨組の階高 h は 4m であり、梁の長さは、 $\lambda_y=110\sim 570$ で変化させる。これらの数値解析結果より、梁に要求される変形性能を示す。

第3章は、日中米3国の補剛規定をまとめ、比較する。研究対象とする規・基準は日本の鋼構造設計規準、建築物の構造関係技術基準解説書、中国の GB 50017-2003 基準および米国の ANSI/AISC 341-10 基準である。異なる性能を要求する補剛規定に関して補剛形式を明確にし、それぞれの補剛形式下の終局的な梁の耐力や変形能力を明確にする。本章では、H-500×200×10×16, H-600×200×11×17, H-800×300×14×26, 材長は $\lambda_y=110, 250, 570$ である梁を対象に、具体的に設計例を示し、補剛形式の類似点や相違点を明らかにする。

第4章は、汎用有限要素法プログラム Marc2010 を用いて、数値解析を行い、第3章で示したそれぞれの基準に従った横補剛の補剛効果を明確にする。梁の材端変形角にして 0.1rad までの単調载荷および 0.015rad, 0.03rad, 0.045rad の振幅を2回ずつ繰返す繰返し载荷を対象载荷とした。

第5章は、汎用有限要素法プログラム Marc2010 を用いて、繰返し载荷を受ける H 形鋼梁の数値解析を行い、端部補剛で挟まれた中間部を均等間隔で補剛する方法を提案することを試みる。 $\lambda_y=570$ の梁を対象として、補剛間隔をパラメータとして必要補剛間隔および提案する補剛の効果を明確にする。

第6章は、各章で得られた結論をまとめている。

1. 3 発表論文リスト

[論文]

- 1) 于 征, 金尾伊織, 森迫清貴, 日中米の横補剛規定を満たす H 形鋼梁の弾塑性挙動解析, 構造工学論文集, Vol.59B, pp.221-230, 2013.3.
- 2) 于 征, 金尾伊織, 森迫清貴, 繰返し载荷を受ける H 形鋼梁の保有耐力横補剛に関する数値解析的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 卷, 第 696 号, pp323-329, 2014.2.

[研究発表]

- 1) 于 征, 金尾伊織, 森迫清貴, H 形鋼梁の横補剛規準に関する日中米比較, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 52 号, pp.381-384, 2012.6.
- 2) 于 征, 金尾伊織, 森迫清貴, H 形鋼梁の横補剛規準に関する日中米比較, 日本建築学会大会, pp.839-840, 2012.9.

参考文献

- [1.1] H. F. Moore : Strength of I-Beams in Flexure, Bulletin No. 68, Univ. of Illinois, 1913.
- [1.2] S. Timoshenko : Beams without Lateral Support, Trans. ASCE, Vol. 87, 1924.
- [1.3] M. W. White : The Lateral Torsional Buckling of Yielded Structural Steel Members, Lehigh Univ. Ph. D. Dissertation, 1956.
- [1.4] J. W. Clark, J. R. Jombock : Lateral Buckling of I-Beams Subjected to Unequal End Moment, Proceeding ASCE Vol. 83, No. EM 3, 1957.
- [1.5] G. C. Lee : Inelastic Lateral Instability of Beams and Their Bracing Requirements, Ph. D. Dissertation Lehigh Univ. 1960.
- [1.6] T. V. Galambos : Inelastic Lateral Buckling of Beams, Proc. ASCE Vol. 89, No. ST 5, 1963.
- [1.7] G. C. Lee, T. V. Galambos : The Post-Buckling Strength of Wide-Flange Beams, Proc. ASCE Vol. 88, No. ST 8, 1961.
- [1.8] H. A. Sawyer : Post-Elastic Behavior of Wide-Flange Steel Beams, Proc. ASCE Vol. No. EH 6, 1961.
- [1.9] M. G. Lay : The Static Load-Deformation Behavior of Planer Steel Structures, Ph. D. Dissertation Lehigh Univ. 1964.
- [1.10] W. Zuk : Lateral Bracing Forces on Beams and Columns, Proceeding ASCE EM Vol. 82, No. EM 3, 1956.
- [1.11] G. Winter : Lateral Bracing of Columns and Beams, Proc. ASCE STD Vol. 84 ST 2, 1958.
- [1.12] C. Massey : Lateral Bracing Force of Steel I-Beams, Proc. ASCE Vol. 33, No.

EM 6, 1962.

- [1.13] M. G. Lay, T. V. Galambos : Bracing Requirements for Inelastic Steel Beams, Proc. ASCE Vol. 92, No. ST 2, 1966.
- [1.14] 鈴木敏郎, 小野徹郎 : 塑性設計梁の補剛材剛性について (その 1), 塑性設計梁に関する実験的研究 (4), 日本建築学会論文報告集, 第 202 号, pp. 31-39, 1972. 12.
- [1.15] 鈴木敏郎, 小野徹郎 : 鉄骨 H 形鋼梁の変形能力に関する考案, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp. 899-900, 1974.
- [1.16] 鈴木敏郎, 久保寺勲, 金子洋文 : 母屋・スラブ等の拘束を受ける鉄骨 H 形鋼梁横座屈挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), pp. 1053-1054, 1976.
- [1.17] 鈴木敏郎, 小野徹郎, 久保寺勲, 深澤隆 : 母屋・スラブ等の拘束を受ける鉄骨 H 形梁の横座屈実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 1347-1348, 1977.
- [1.18] 井上哲郎 : H 型断面鋼梁の弾塑性横座屈後挙動, 日本建築学会論文報告集, 第 278 号, pp. 37-44, 1979. 4.
- [1.19] 若林實, 中村武, 矢川豊, 岡村信也 : 鉄骨 H 形断面はりの横座屈耐力に関する実験的研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 185-188, 1980.
- [1.20] 若林實, 中村武, 岡村信也 : 鉄骨 H 形断面はりの横座屈耐力に関する実験的研究 (その 2), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 385-388, 1981.
- [1.21] 若林實, 中村武, 大橋直也, 中井政義 : 鉄骨 H 形断面はりの横座屈耐力に関する実験的研究 (その 3), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 205-208, 1982.
- [1.22] 若林實, 中村武, 中井政義, 柴田恭幸 : 鉄骨 H 形断面はりの横座屈耐力に関する実験的研究 (その 4), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 333-336,

1984.

- [1.23] 下舞三男, 加藤勉 : 拘束された H 形鋼ばりの横座屈実験, 日本建築学会大会
学術講演梗概集 (中国), pp. 1233-1234, 1990.
- [1.24] K. Takanashi : Inelastic lateral buckling of steel beams subjected to
repeated and reversed loadings, Fifth World Conference on Earthquake
Engineering, Rome, 1973.
- [1.25] 宇田川邦明, 高梨晃一, 田中尚 : 繰り返し荷重を受ける H 形鋼ばりの復元力
特性 その 1 ・定変位振幅繰り返し荷重時の塑性ヒンジ回転能力, 日本建築学
会論文報告集, 第 264 号, pp. 51-59, 1978.2.
- [1.26] 宇田川邦明, 高梨晃一, 田中尚 : 繰り返し荷重を受ける H 形鋼ばりの復元力
特性 その 2 ・ランダム変位履歴における耐力の低下, 日本建築学会論文報告
集, 第 265 号, pp. 45-52, 1978.3.
- [1.27] 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 日本建築学会, 2010.
- [1.28] 国土交通省住宅局建築指導課 : 建築物の構造関係技術規準解説書, 2007.
- [1.29] 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 日本建築学会, 1990.
- [1.30] 中低層鉄骨建物の耐震設計法, 鋼材倶楽部, 技報堂出版, 1978.
- [1.31] 加藤勉編著 : 鉄骨構造の耐震設計, 丸善, 1993.
- [1.32] Dawei Liu, Masayoshi Nakashima, Iori Kanao : Behavior to Complete
Failure of Steel Beams Subjected to Cyclic Loading, Journal of Engineering
Structures, ASCE, Vol. 25, pp. 525-535, 2003.
- [1.33] 金尾伊織, 中島正愛, 劉大偉 : 繰り返し荷重を受ける H 形鋼梁の横座屈挙動
と横座屈補剛, 日本建築学会構造系論文集, 第 544 号, pp. 147-154, 2001.6.
- [1.34] 木村祥裕, 小河利行ほか : 偏心補剛された H 形鋼圧縮部材の必要補剛剛性と
必要補剛耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 585 号, pp. 207-213, 2004.11.

- [1.35] 木村祥裕, 天本朱美 : 材軸方向に連続偏心補剛された H 形鋼圧縮部材の曲げ座屈荷重に対する回転補剛剛性およびウェブ変形の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 614 号, pp. 147-153, 2007.4.
- [1.36] M. G. Lay, T. V. Galambos : Inelastic steel beams under uniform moment, Journal of the Structural Division, ASCE, 91(ST6), pp.67-93, 1965.
- [1.37] M. G. Lay, T. V. Galambos : Inelastic Beams under Moment Gradient, Journal of the Structural Division, ASCE, 93(ST1), pp.381-399, 1967.
- [1.38] American Institute of Steel Construction : Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10, 2010.
- [1.39] Masayoshi Nakashima, Iori Kanao, Dawei Liu : Lateral Instability and Lateral Bracing of Steel Beams Subjected to Cyclic Loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, pp. 1308-1316, 2002. 10.
- [1.40] 盧献栄, 夏志斌 : 驗算鋼梁整体穩定的簡化方法, 鋼結構研究論文報告選集, 第 2 冊, pp. 96-119, 1982.
- [1.41] 張頭傑, 夏志斌 : 鋼梁屈曲試験的計算機模擬, 鋼結構研究論文報告選集, 第 2 冊, pp. 78-95, 1982.
- [1.42] 夏志斌, 潘有昌, 張頭傑 : 焊接工字鋼梁的非弾性側扭屈曲, 浙江大学学報 (增刊) , pp. 93-109, 1985
- [1.43] 中華人民共和國建設部 : 鋼結構設計規範 GB 50017—2003, 2003.
- [1.44] 加藤勉, 秋山宏 : H 形断面柱の塑性曲げ捩れ座屈解析, 日本建築学会論文報告集, 第 264 号, pp.61-71, 1978.2.
- [1.45] 鈴木敏郎, 小野徹郎 : 塑性設計梁に関する実験的研究(2), 日本建築学会論文報告集, No.171, pp.31-36, 1970.5.

第2章 層間変形角と梁の変形性能に関する考察

2. 1 はじめに

本章では、梁材端の回転角と耐力の関係に着目し、横補剛を有する梁の変形能力について検討するために、従来の 0.015rad, 0.030rad, 0.045rad を 2 回ずつ繰返す載荷履歴を採用する。この載荷履歴の妥当性を検討する目的で、梁部材の変形がどの程度の骨組の変形に相当するか明確にする。

今まで建築物の安全性を確保するため、部材単一の実験は数多く行われているものの、骨組内に含まれた部材と骨組全体の変形性能に関する情報は未だ十分とは言えない。文献[2.1], [2.2]では、ラーメン骨組を対象にして、柱は完全弾塑性型の復元力特性を仮定し、梁および接合部パネルは弾性に留まるものとして、その骨組内の部材の変形について示されており、十分な塑性変形が要求される構造ランク I の場合について、個材としての終局累積塑性変形倍率 μ は梁では 3、柱は 6 という値が示されている。

近年では、数値解析が一般的となり、骨組として耐力を評価するため、部材の耐力や変形能力を正確に把握する必要性が出てきている。鋼構造限界状態設計指針^[2.3]や、鋼構造塑性設計指針^[2.4]では、各部材の耐力が規定されているものの、部材の保証される変形性能に関しては明らかではなく、文献[2.3]では梁の細長比区分 I において塑性変形倍率は 6、文献[2.4]では 3~4 程度を目指しているという記述があるに留まっている。しかし、部材の変形性能をどこまで保証するかは、耐震設計上、不可欠な情報であり、骨組の層間変形角と部材回転角の関係を明らかにしておくことは意義がある。

上記を鑑み、骨組の層間変形角と梁部材の材端回転角の関係を明確することを目的とし、水平力を受ける門形ラーメン骨組を対象とした有限要素法数値解析を行い、層間変形角と梁の材端回転角の関係をまとめる。さらに、本研究の一環の延びとして、設計上考慮しなければならない層間変形に対して、骨組内の梁がどの程度変形しているのかを

明らかにし、梁に要求される変形性能を明らかにする。

2. 2 解析モデル

対象骨組は図 2.1 に示す柱頭に水平力を受ける門形ラーメン骨組であり、階高 h は 4m、スパン l は $\lambda_y=110\sim 570$ の範囲で変化させる。また、鉛直荷重の影響を検討するため、図 2.2 に示すように梁両端に全塑性モーメントの 50%の曲げモーメントが生じるような均等分布荷重 q を梁上フランジに載荷した上で水平力を加えている。

柱、梁は 400N 級鋼であり、柱梁耐力比が $M_{pc} / M_{pb} = 1.2 \sim 1.4$ となるように選んだ。梁は細幅断面である H-500×200×10×16 (以下、H-500×200)、H-600×200×11×17 (以下、H-600×200)、中幅断面である H-800×300×14×26 (以下、H-800×300) の 3 断面とし、それぞれ対応する柱は、□-400×400×16、□-400×400×19、□-600×600×22 とする。梁の長さは、 $\lambda_y=110, 130, 170, 210, 250, 290, 330, 370, 410, 450, 490, 530, 570$ で変化させた。なお、鉛直荷重を考慮したモデルでは、 $\lambda_y=110, 250, 570$

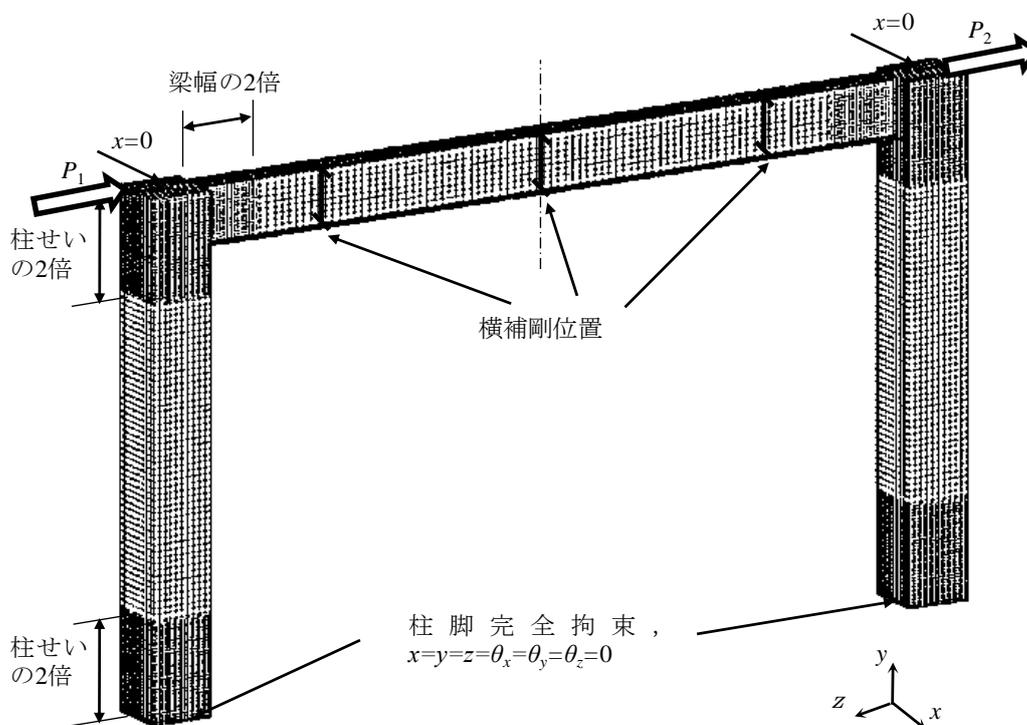


図2.1 有限要素法モデル

を対象としている．表 2.1 にその場合の柱梁剛性比を記す．ここで， I_c は柱の断面 2 次モーメント， I_b は梁の断面 2 次モーメントである．

解析には，汎用有限要素プログラム Marc を用いる．柱頭載荷部の局所的な変形を防

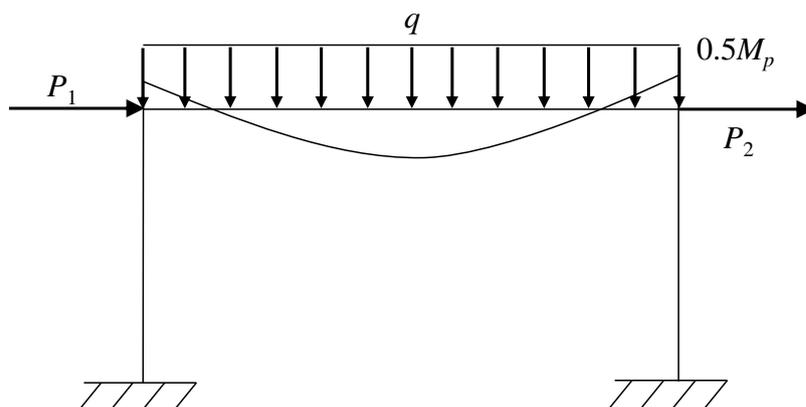


図2.2 荷重条件

表2.1 梁柱剛性比

	$(I_c/h)/(I_b/l)$		
	H-500×200 [梁長さ(m)]	H-600×200 [梁長さ(m)]	H-800×300 [梁長さ(m)]
$\lambda_y = 110$	1.33 [4.8]	0.89 [4.6]	1.53 [7.3]
$\lambda_y = 130$	1.58 [5.7]	1.05 [5.4]	1.80 [8.7]
$\lambda_y = 170$	2.06 [7.4]	1.37 [7.1]	2.36 [11.3]
$\lambda_y = 210$	2.55 [9.2]	1.69 [8.7]	2.91 [14.0]
$\lambda_y = 250$	3.03 [10.9]	2.01 [10.4]	3.47 [16.7]
$\lambda_y = 290$	3.52 [12.6]	2.34 [12.1]	4.02 [19.3]
$\lambda_y = 330$	4.00 [14.4]	2.66 [13.7]	4.58 [22.0]
$\lambda_y = 370$	4.49 [16.1]	2.98 [15.4]	5.13 [24.7]
$\lambda_y = 410$	4.97 [17.9]	3.30 [17.1]	5.69 [27.3]
$\lambda_y = 450$	5.46 [19.6]	3.62 [18.7]	6.24 [30.0]
$\lambda_y = 490$	5.94 [21.4]	3.95 [20.4]	6.80 [32.7]
$\lambda_y = 530$	6.43 [23.1]	4.27 [22.0]	7.35 [35.4]
$\lambda_y = 570$	6.91 [24.9]	4.59 [23.7]	7.91 [38.0]

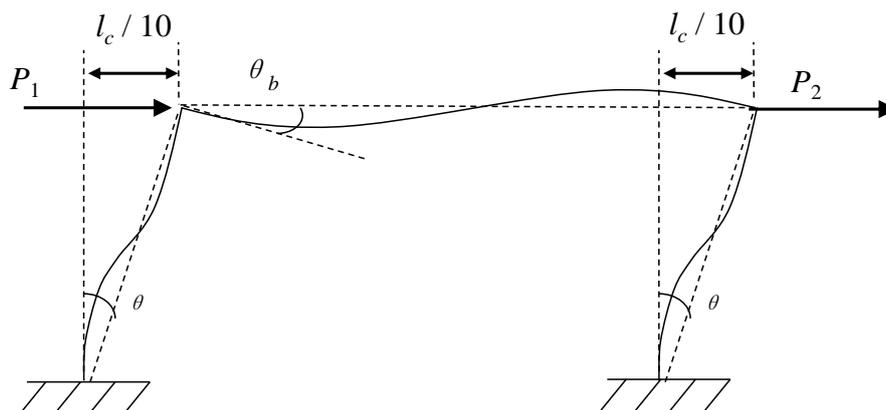


図2.3 層間変形角 θ と梁端回転角 θ_b

止するため、接合部におけるダイアフラムの位置に H-600×200 と H-500×200 では 22mm、H-800×300 は 30mm の鋼板を取り付けた。

要素の分割寸法は、以下の通りである。梁 H-600×200、H-500×200 の場合、ダイアフラム部分は 20×20mm、柱頭と柱脚から柱のせい の 2 倍の範囲は 20×25mm、その他の柱部分は 40×50mm である。梁端から 2 倍の梁幅の範囲においては、ウェブは 25×25mm、フランジは 20×25mm であり、その他の梁部分は、ウェブは 50×50mm、フランジは 20×50mm である。同様に、H-800×300 は、ダイアフラム部分は 30×30mm、柱頭と柱脚部は 30×25mm、柱中央部は 60×50mm、梁端部はウェブは 25×25mm、フランジは 30×25mm、梁中央部は、ウェブは 50×50mm、フランジは 30×50mm である。

解析では、4 節点厚肉シェル要素を用い、応力ひずみ関係はバイリニアモデルとし、接線弾性係数 $E=2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、降伏応力度は $\sigma_y=235 \text{N/mm}^2$ 、降伏後の接線係数は $E/100$ である。

柱脚は全節点変位を拘束した完全固定であり、柱頭は面外並進変位のみ拘束し、横座屈が生じないように横補剛を設け、梁の面外変位を拘束している。水平力は両柱頭に載荷して水平変位で制御し、層間変形角 1/10rad に相当する 400mm までの単調載荷を行う。

図 2.3 に以下の考察の指標となる層間変形と梁端回転角について示す。層間変形角は、柱頭の変位を階高で除して算出し、梁端回転角 θ_b は、柱面から 25mm 離れた位置の節点の鉛直変位差 Δ_y を 25mm で除して算出している。鉛直荷重を受ける場合については、左右の梁材端回転角が異なるため、回転角が大きくなる左側の材端回転角 θ_b を指標としている。梁の材端回転角を算出する場合、梁端に極めて近い位置での回転角を算出するものとし、柱面から 25mm の位置の変位を用いた。

2. 3 層間変形角と梁の材端回転角の関係

2.3.1 鉛直荷重を考慮しない場合の解析結果

2.3.1.1 解析結果

図 2.4 に層せん断力 P_1+P_2 と層間変形角の関係を示す。縦軸は層せん断力、横軸は層間変形角 θ である。(a)は $\lambda_y=110$, (b)は $\lambda_y=250$, (c)は $\lambda_y=570$ の結果である。図 2.4 より、骨組の耐力低下がないことがわかる。

図 2.5 に材端回転角と層間変形角の関係を示す。縦軸は梁の材端回転角 θ_b を示し、横軸は層間変形角 θ を示す。(a)は $\lambda_y=110$, (b)は $\lambda_y=250$, (c)は $\lambda_y=570$ の結果である。図 2.5 より、層間変形角 0.04rad に相当する梁材端回転角 θ_b は、 $\lambda_y = 110$ では 0.011～0.015rad, $\lambda_y=250$ では 0.022～0.025rad, $\lambda_y=570$ では 0.029～0.032rad である。層間変形角 0.1 rad に相当する梁材端回転角は $\lambda_y=110$ では 0.044～0.055rad, $\lambda_y=250$ では 0.070～0.077rad, $\lambda_y=570$ では 0.082～0.086rad である。部材断面寸法に関わらず、3種類の梁はほぼ同じ結果となった。また、解析の繰返し荷重の最大振幅とする 0.045rad の梁材端回転角に相当する層間変形角 θ は、 $\lambda_y = 110$ では 0.086～0.1rad, $\lambda_y=250$ では 0.063～0.070rad, $\lambda_y=570$ では 0.055～0.059rad である。また、同じ層間回転角において、梁の材長が長くなるほど、層間回転角に対応する梁の材端変形が大きくなる。

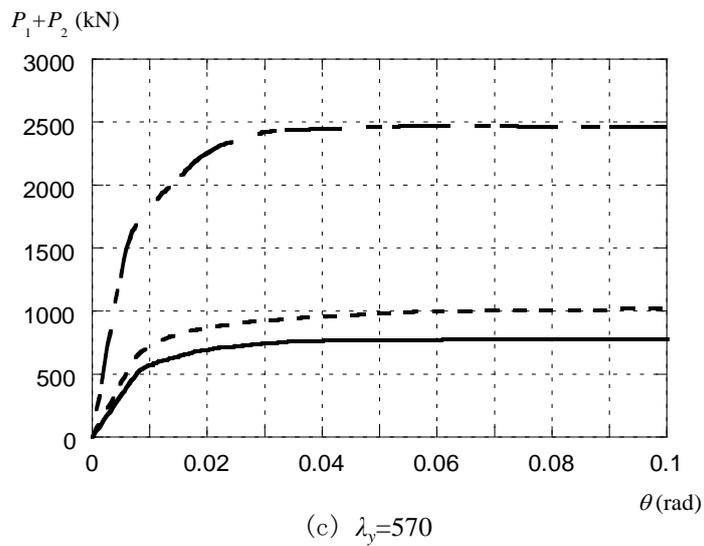
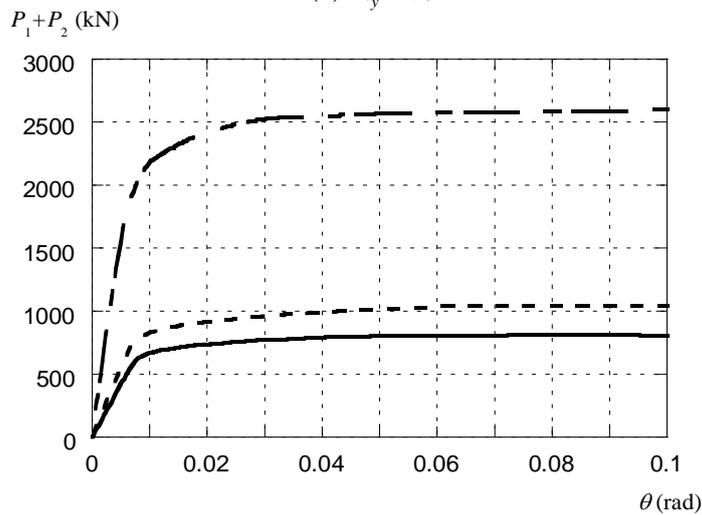
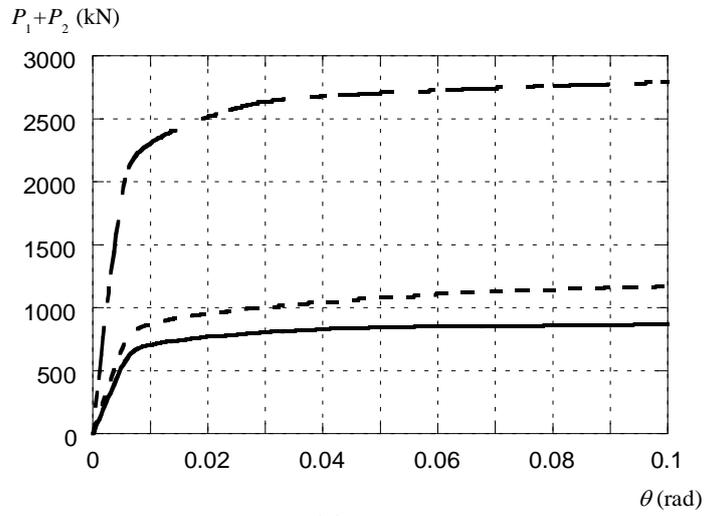
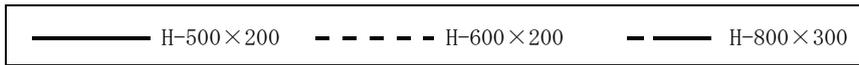
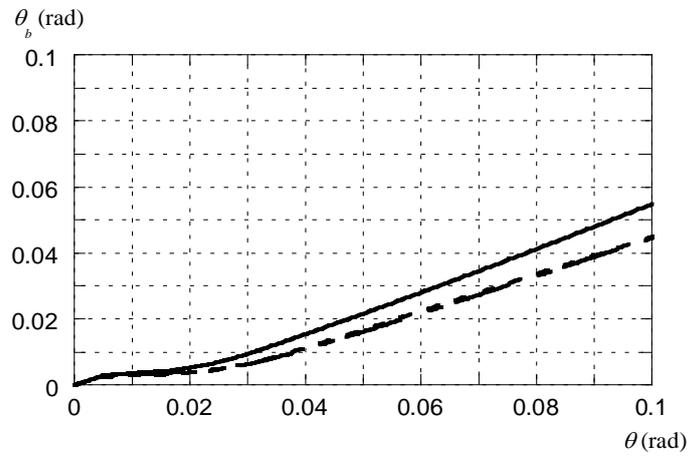
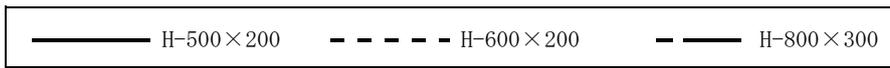
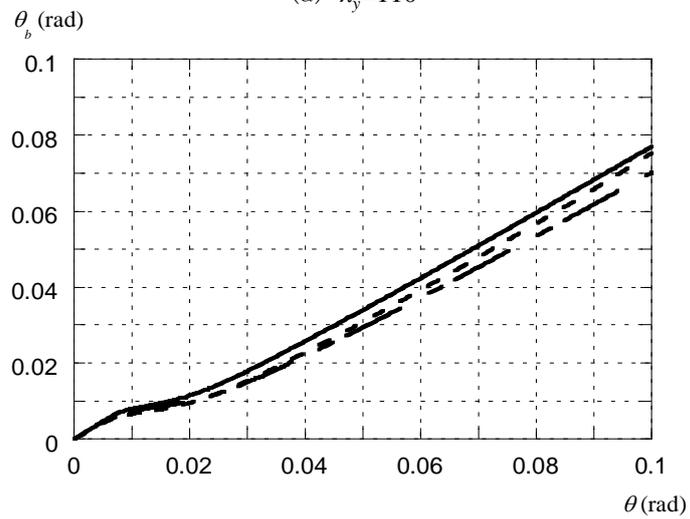


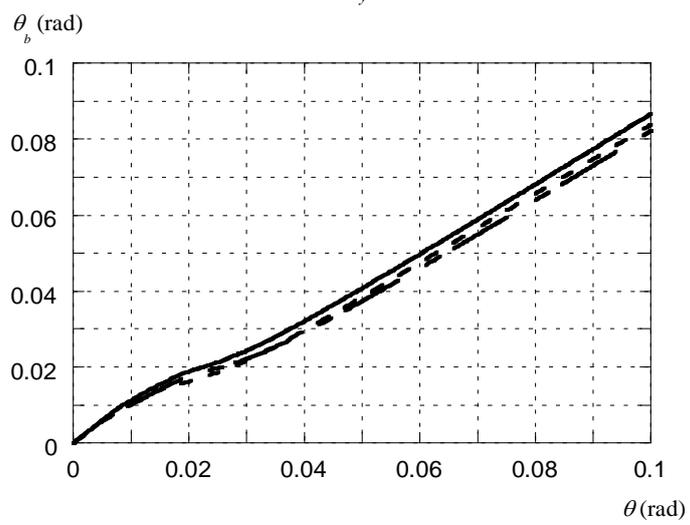
図2.4 層せん断力と層間変形角 θ の関係



(a) $\lambda_y=110$



(b) $\lambda_y=250$



(c) $\lambda_y=570$

図2.5 材端回転角 θ_b と層間変形角 θ の関係

梁の材端回転角 θ_b は、柱梁剛性比 k に依存すると考えられるため、 θ_b と k の関係についても整理する必要がある。

梁の材端回転角 θ_b と柱梁剛性比 k の関係を図 2.6 に示す。縦軸は梁の材端回転角 θ_b を示し、横軸は柱梁剛性比 k を示す。柱梁剛性比が大きいほど、梁の材端回転角は大きくなるが、柱梁剛性比が 4 以上では、梁の材端回転角はそれほど上がらない。

梁の塑性変形倍率 μ_b と柱梁剛性比 k の関係を図 2.7 に示す。縦軸は梁材端回転角 θ_b を全塑性モーメント時の弾性回転角 θ_p で除して無次元化したものであり (θ_b/θ_p)、梁の塑性変形倍率を示す。横軸は柱梁剛性比 $k((I_c/h)/(I_b/l))$ である。(a)は $\theta=1/25$, (b)は $\theta=1/15$, (c)は $\theta=1/10$ の結果である。図 2.7 より、剛性比が大きいほど、梁の変形が小さくなることがわかる。また、要求される層間変形角が大きいほど、梁に要求される変形も大きくなる。しかし、いずれの層間変形角においても、断面の影響は小さく、断面に関わらずほぼ同様の梁変形性能と剛性比の関係が得られた。このことから、梁に要求される変形性能は、柱梁剛性比 k に大きく関係することがわかる。このことは、文献[2.1], [2.2] に示されている各部材の変形性能を表す式にも、柱と梁の剛性が含まれていることから明らかである。

また、層間変形角 $1/25\text{rad}$ 時に梁に要求される変形性能 μ_b は、剛性比が 2 以上の範囲では 3 以下である。文献[2.1], [2.2]に示された構造ランク I の梁に要求される累積塑性変形倍率は 3 であり、同様の結果となった。

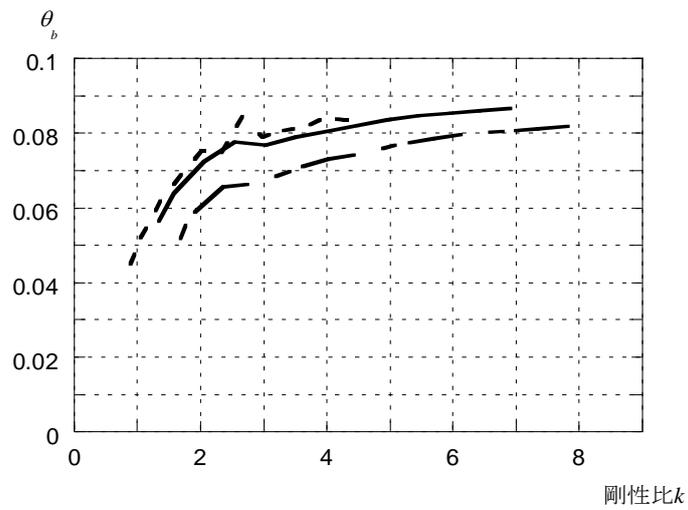
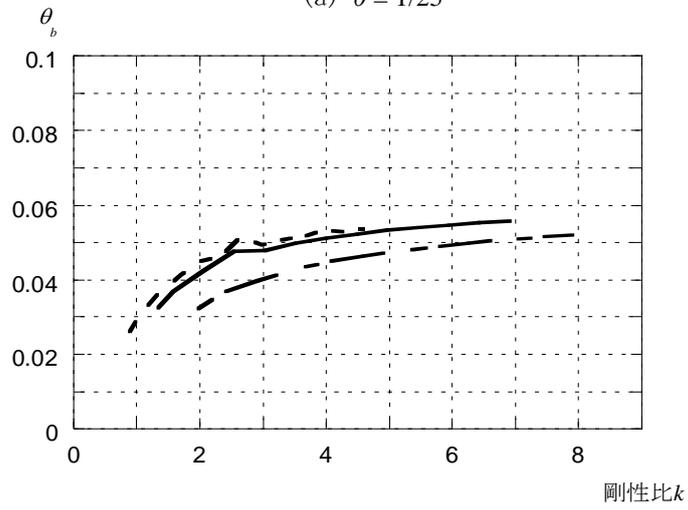
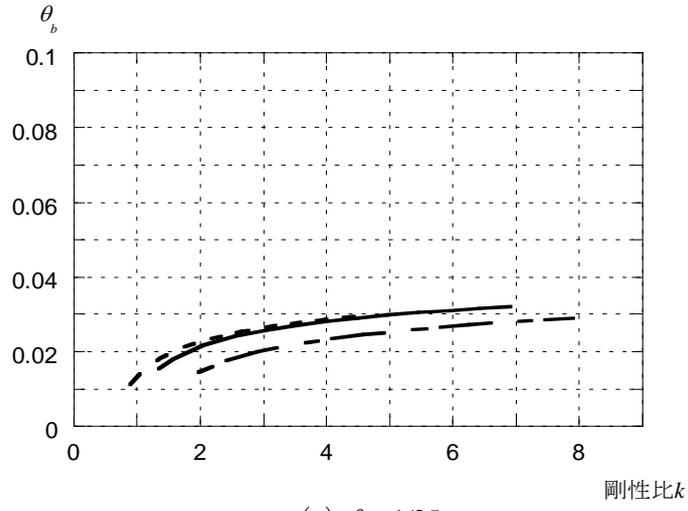
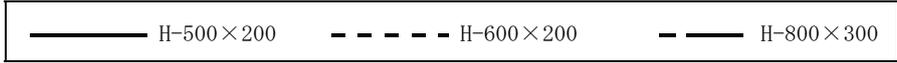


図2.6 梁端回転角 θ_b と柱梁剛性比 k の関係

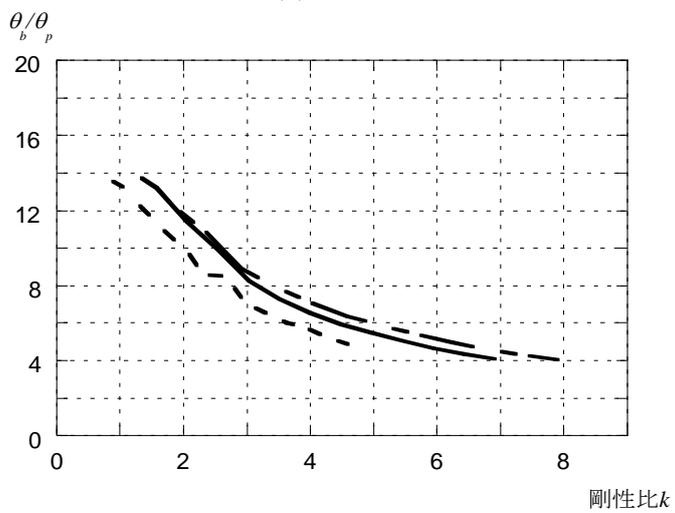
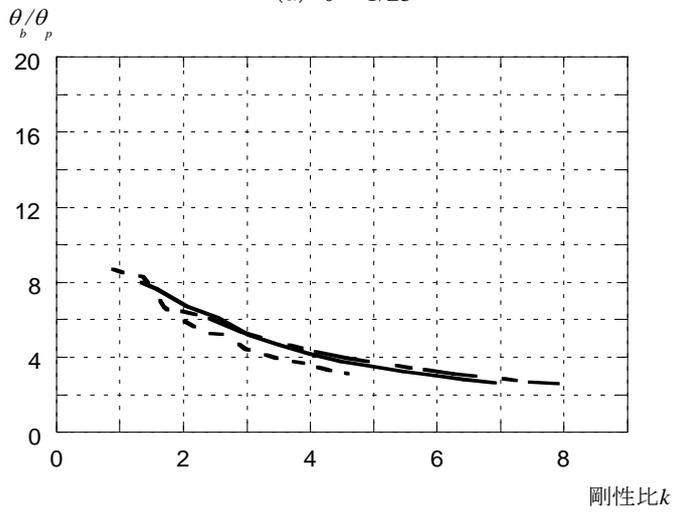
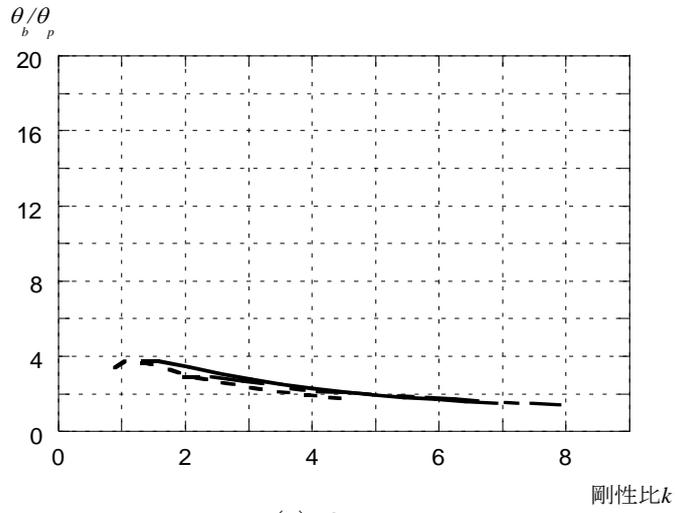
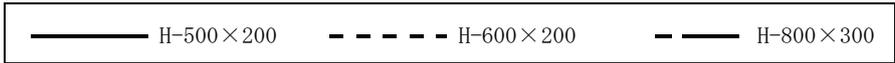


図2.7 梁の塑性変形倍率 μ_b と柱梁剛性比 k の関係

2.3.1.2 変形性能の定式化

図 2.7 より $\mu_b = \theta_b / \theta_p$ として、最小二乗法を用いて剛性比 k と層間変形角 θ をパラメータとした $\mu_b = f(k, \theta)$ の形で定式化することを試みる。図 2.7 より、同じ層間変形角においては、 k が小さくなるほど μ_b が大きくなることから、解析結果を式(2.1)の形で定式化する。ここで、 a と b は層間変形角 θ を含むパラメータである。しかし、 $k=0$ においては μ_b が逆に小さくなり、 $0 \leq k \leq 1$ における μ_b と k の関係は式(2.1)で定式化できないことから、本論では、柱剛性比の方が一般的に大きくなることを考慮し、 $k > 1$ の範囲を対象とする。

$$\mu_b = \frac{a}{k+b} \quad (2.1)$$

層間変形角に対応する必要な梁の材端回転角を数値解析結果を基として a , b を求める。

a , b を定式化するために、図 2.8, 図 2.9 に a , b に相当する値と層間変形角の関係を示す。 $\theta=0.04 \sim 0.1$ においては、 a と θ の関係は概ね直線形となるため、 $\theta=0.01 \sim 0.04$ の範囲を無視し、最小二乗法を用いて式(2.2)で定式化する。定式化の結果を図 2.8 中に実線で示す。

$$a = 336\theta + 2 \quad (2.2)$$

図 2.9 より、 b と θ の関係式を式(2.3)の形式で表す。

$$b = a_0 \times e^{-m(\theta-n)^2} + a_1 \quad (2.3)$$

ここで、 a_0 , a_1 , m , n を試行錯誤で決定すると、式(2.4)を得る。

$$b = 7 \times (e^{-12000(\theta-0.02)^2} + 0.2) \quad (2.4)$$

a と b をまとめると、式(2.5)となる。

$$\mu_b = \frac{33\theta + 2}{k + 7 \times (e^{-12000(\theta-0.02)^2} + 0.2)} \quad (2.5)$$

式(2.5)の精度を検討するため、式(2.5)による曲線と解析データの比較を図 2.10 に示

す. (a)は $\theta=1/50$, (b)は $\theta=1/20$, (c)は $\theta=1/12.5$ の結果である. (a)より, $\theta=1/50$ においては, 式(2.2)による a は, 実際の値よりも低い値をとるため, 式(2.5)による材端回転角はデータより小さくなった. (b), (c)より, $\theta=0.04\sim 0.1$ の範囲においては, 式(2.5)が良い精度で梁材端の回転角と層間変形角の関係を与えることがわかる.

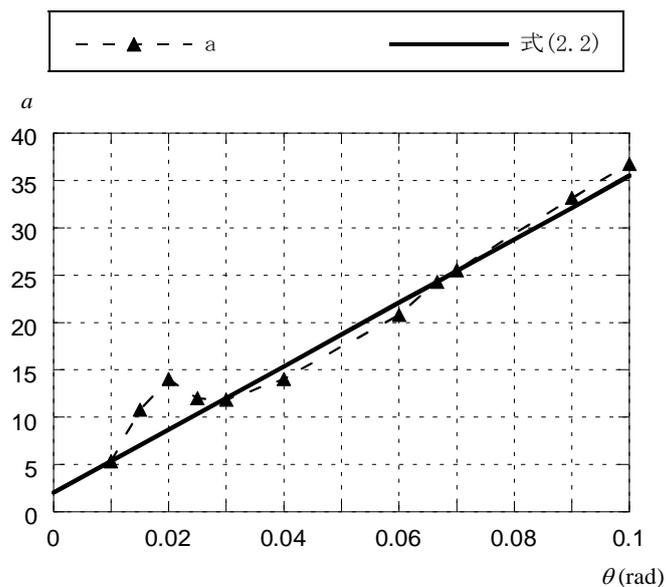


図2.8 パラメータ a と式(2.2)曲線の比較

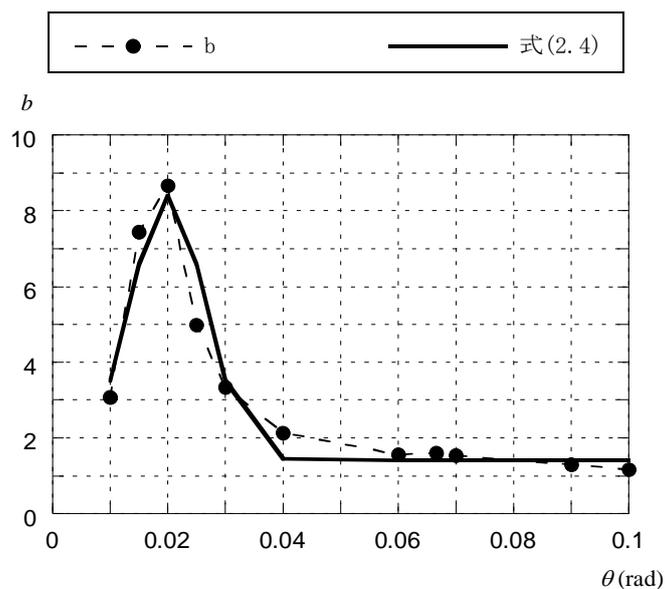
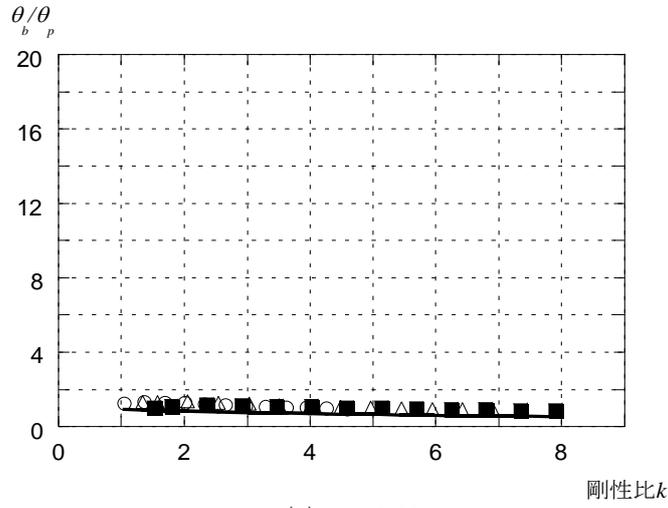
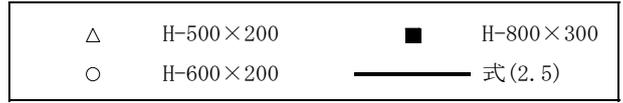
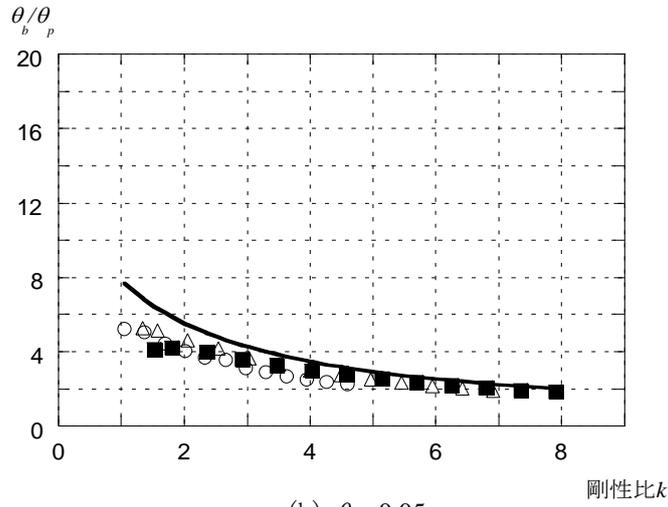


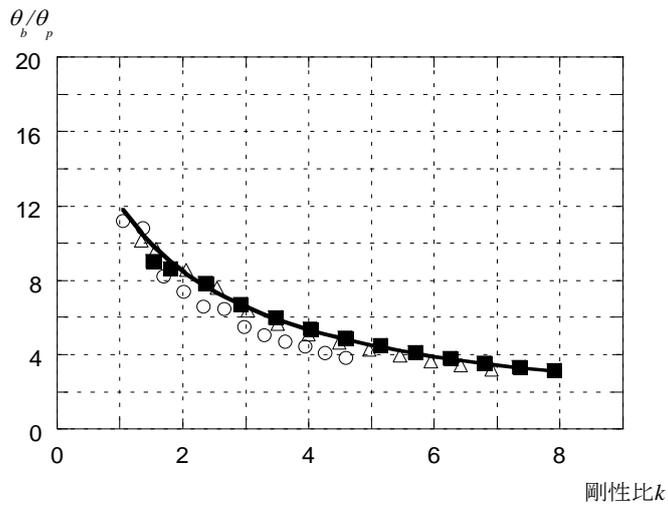
図2.9 パラメータ b と式(2.4)曲線の比較



(a) $\theta = 0.02$



(b) $\theta = 0.05$



(c) $\theta = 0.08$

図2.10 梁の塑性変形性能 μ_b と柱梁剛性比 k の近似式の検討

2.3.2 鉛直荷重を考慮した場合の解析結果

鉛直荷重による梁の変形への影響を検討する。梁端部に全塑性モーメントの 50%に相当する曲げモーメントが発生するような等分布荷重を載荷し、その後、水平力を柱頭変位 400mm まで載荷する。

図 2.11 に層せん断力 (P_1+P_2) と層間変形角の関係を示す。縦軸は層せん断力、横軸は層間変形角 θ である。(a)は $\lambda_y=110$, (b)は $\lambda_y=250$, (c)は $\lambda_y=570$ の結果である。鉛直荷重の影響で、骨組耐力が低下する。とくに、 $\lambda_y=110$ の骨組の耐力低下が最も大きい。が、 $\theta=0.1\text{rad}$ の時に最大耐力からわずか 1.9%~5.6%の低下である。 $\lambda_y=250$ においては 1.2%~1.9%, $\lambda_y=570$ においては 0.5%~1.0%耐力低下している。

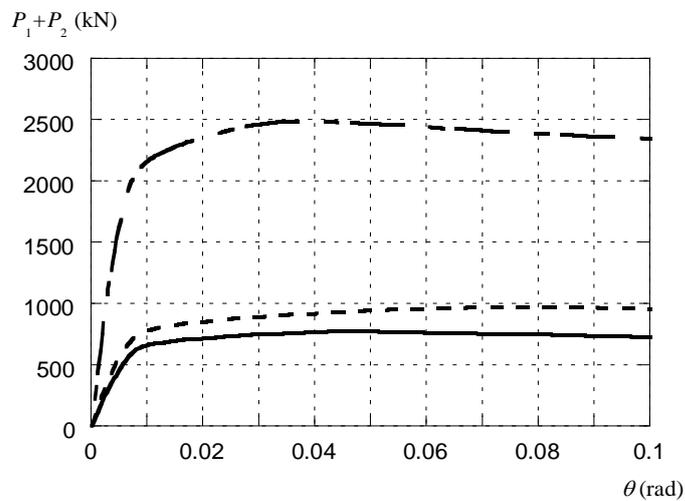
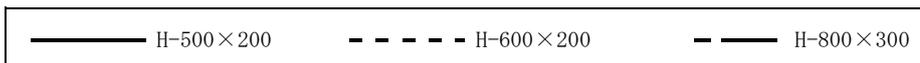
図 2.12 に梁材端回転角と層間変形角の関係を示す。縦軸は梁材端回転角 θ_b , 横軸は層間変形角 θ である。(a)は $\lambda_y=110$, (b)は $\lambda_y=250$, (c)は $\lambda_y=570$ の結果である。

図 2.5 と比較すると、鉛直荷重と水平荷重を受けるため、梁端の曲げモーメントは、左端は増加し、右端は減少している。しかし、左端と右端の曲げモーメントの平均値は概ね図 2.5 と一致することを確認している。

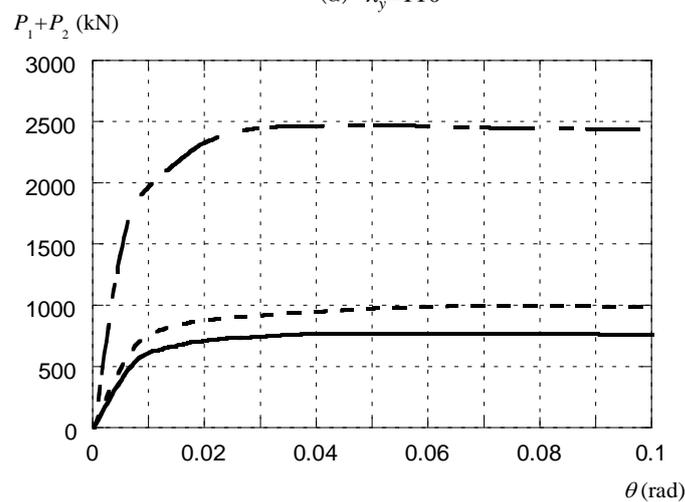
また、左端の変形に着目すると、鉛直荷重がない場合は、梁材長が長いほど梁端の変形が大きくなったが、鉛直荷重を考慮すると、梁断面寸法および梁材長に関わらず、ほぼ同じ結果となり、対象とした条件では、層間変形角と梁の材端回転角が概ね一致する結果となった。解析の繰返し載荷の最大振幅とする 0.045rad の梁材端回転角に相当する層間変形角 θ は、 $\lambda_y=110$ では約 0.047rad, $\lambda_y=250$ では 0.045~0.048rad, $\lambda_y=570$ では 0.044~0.046rad である。また、鉛直荷重がない場合と鉛直荷重を考慮した場合では、材端回転角の増加分は層間変形角 0.1rad において、 $\lambda_y=110$ では 0.05rad, $\lambda_y=250$ では 0.02rad, $\lambda_y=570$ では 0.01rad であり、材長が短いほど大きく増加する。

図 2.13 に梁材端回転角と剛性比の関係を示す。(a)は $\theta=1/25$, (b)は $\theta=1/15$, (c)は $\theta=1/10$ の結果である。縦軸は梁材端回転角 θ_b を全塑性モーメント時の弾性回転角 θ_p で

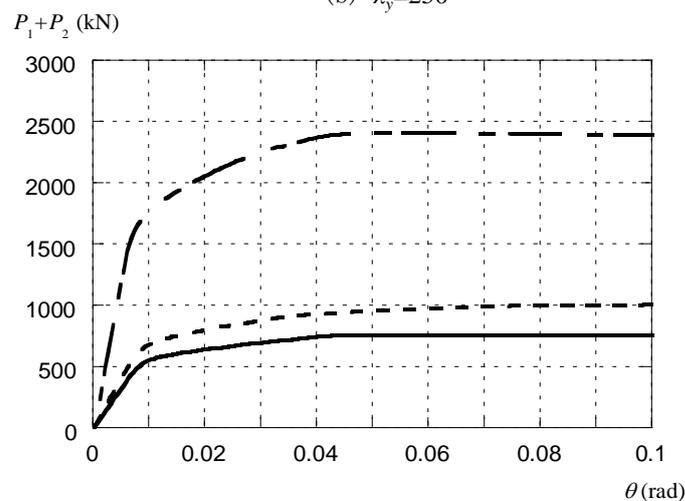
除して無次元化し，横軸は柱梁剛性比 k である．



(a) $\lambda_y=110$

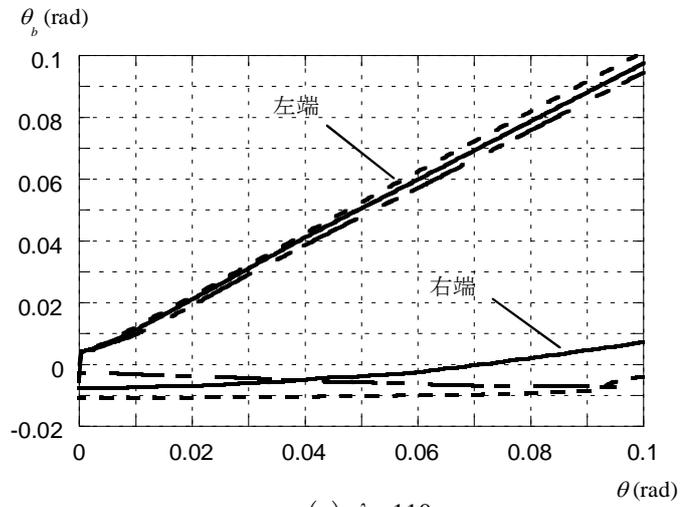
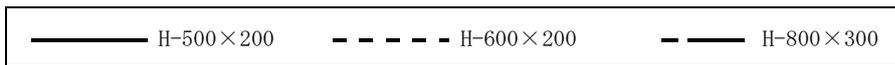


(b) $\lambda_y=250$

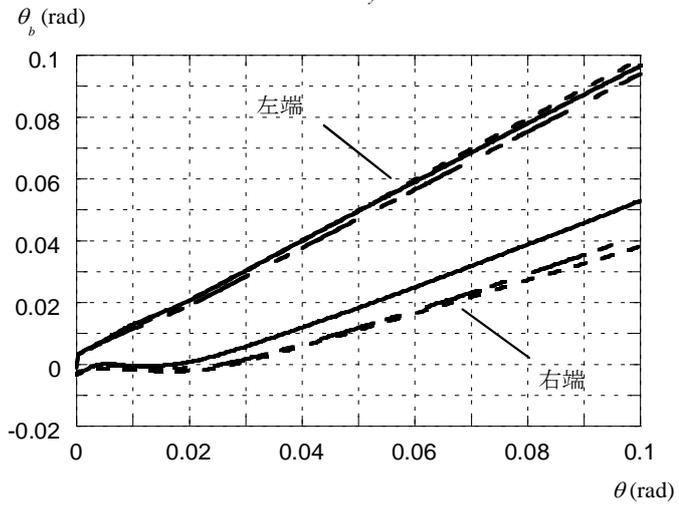


(c) $\lambda_y=570$

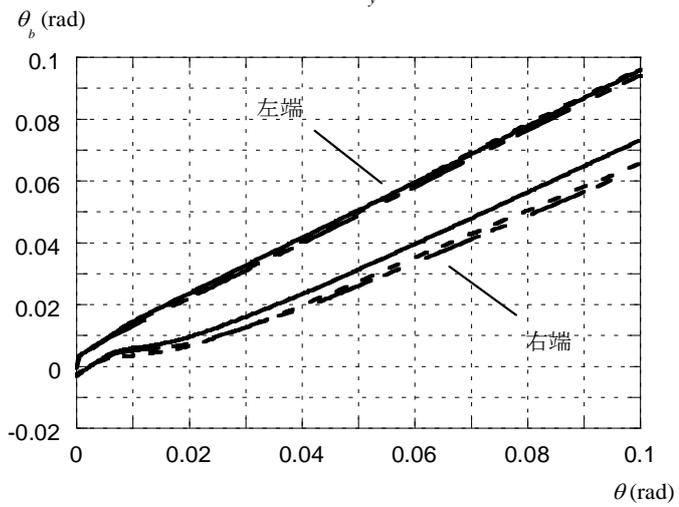
図2.11 鉛直荷重を考慮した層せん断力と層間変形角 θ の関係



(a) $\lambda_y=110$

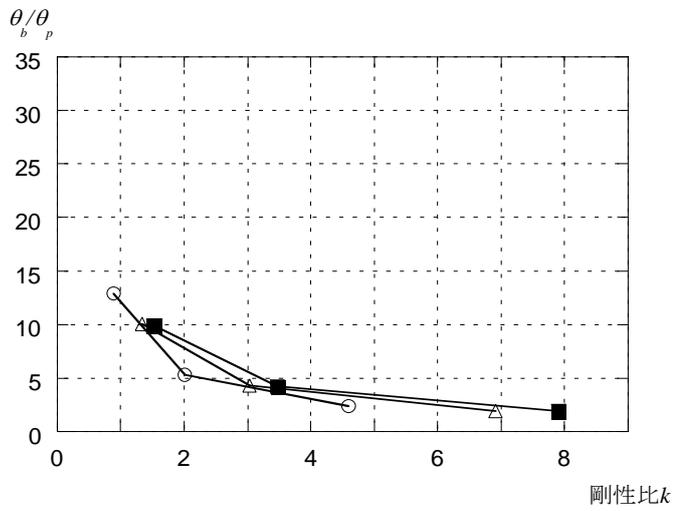
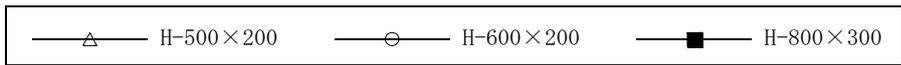


(b) $\lambda_y=250$

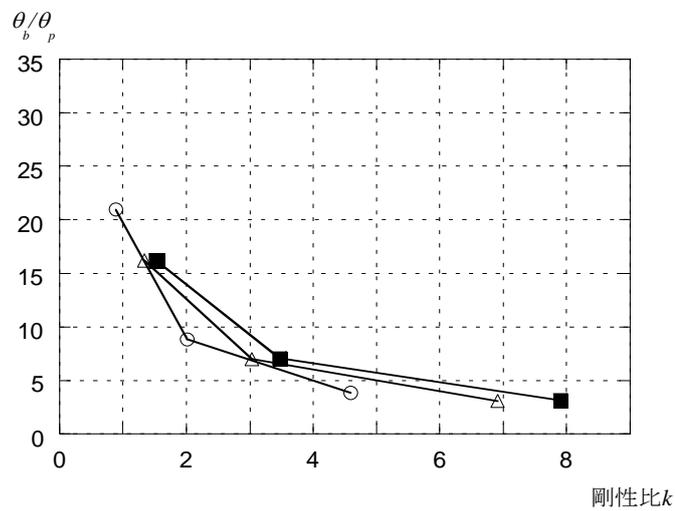


(c) $\lambda_y=570$

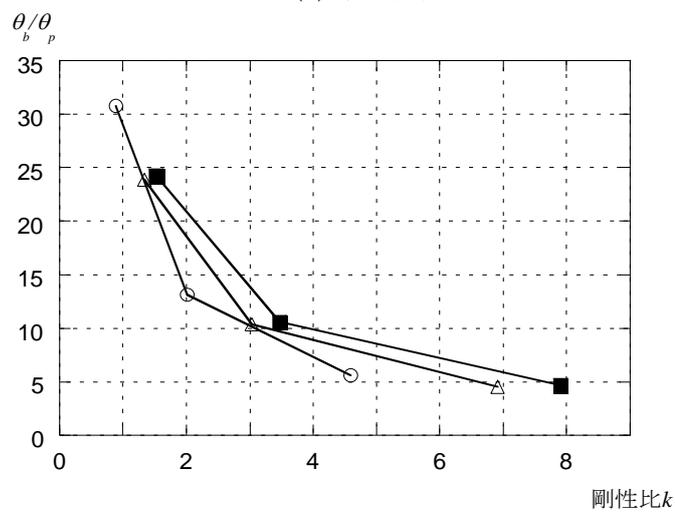
図2.12 鉛直荷重を考慮した層間変形角 θ と材端回転角 θ_b の関係



(a) $\theta = 1/25$



(b) $\theta = 1/15$



(c) $\theta = 1/10$

図2.13 鉛直荷重を考慮した柱梁剛性比 k と梁の塑性変形性能の関係

図 2.5 と比較すると、鉛直荷重を受けない場合と同様に、剛性比が大きいほど梁の変形が小さくなり、要求される層間変形角が大きいほど、梁に要求される変形も大きくなるという同様の傾向を示した。しかし、鉛直荷重を受ける梁は、鉛直荷重を受けない場合よりも大きな変形性能が要求されることがわかる。最も剛性比が大きい場合でも θ_b/θ_p が 1.2 倍に上昇し、剛性比が小さい範囲では、 $\theta=1/25$ で 3.8 倍、 $\theta=1/15$ で 2.6 倍、 $\theta=1/10$ で 2.2 倍程度上昇しており、鉛直荷重を考慮すると、梁に要求される変形性能は大きくなる。

2. 4 結

本章では、骨組の層間変形角と梁部材の材端回転角の関係を明らかにすることを目的とし、水平力を受ける門形ラーメン骨組を対象とした有限要素法数値解析を行った。得られた知見は以下である。

- 1) 部材に要求される変形性能を明らかにするため、各部材の材端回転角がどの程度の層間変形角に相当するか解析を用いて明確にした。鉛直荷重を考慮しない場合には、梁材端回転角 0.045rad に相当する層間変形角 θ は $\lambda_y=110$ では $0.086\sim 0.1\text{rad}$ 、 $\lambda_y=250$ では $0.063\sim 0.070\text{rad}$ 、 $\lambda_y=570$ では $0.055\sim 0.059\text{rad}$ である。鉛直荷重を考慮した場合には、梁材端回転角 0.045rad に相当する層間変形角 θ は $\lambda_y=110$ では約 0.047rad 、 $\lambda_y=250$ では $0.045\sim 0.048\text{rad}$ 、 $\lambda_y=570$ では $0.044\sim 0.046\text{rad}$ であった。
- 2) 水平力のみを受ける門形ラーメン骨組の場合、柱梁剛性比が大きいほど、梁に要求される変形は小さくなる。また、梁材長が長いほど、梁に要求される変形は大きくなる。
- 3) 水平力を受ける門形ラーメン骨組において、梁の必要変形性能の算定式を、想定する層間変形角、柱梁剛性比を変数として提案した。
- 4) 鉛直荷重と水平力を受ける門形ラーメン骨組の場合、梁に要求される変形性能は、

柱梁剛性比が大きいほど小さくなり、梁の材長に影響を受けない。また、鉛直荷重が作用することによって、梁に要求される変形性能は大きくなり、今回対象としたモデルでは、剛性比が小さい範囲では最大 3.8 倍、剛性比が大きい範囲では 1.2 倍程度上昇した。

- 5) 層間変形角 $1/25\text{rad}$ 時に梁に要求される材端塑性変形倍率 μ_b は、剛性比が 2 以上の範囲では 3 以下である、文献[2.1], [2.2]に示された構造ランク I の梁に要求される累積塑性変形倍率と同様の結果となった。

以上の知見より、以下の章において載荷履歴は 0.015rad , 0.03rad , 0.045rad を 2 回ずつ繰り返す履歴を採用する。この載荷履歴では、層間変形角 θ はそれぞれ約 $1/67$, $1/26$, $1/18$ に相当する。梁の材端変形角 0.045rad に対応する材端塑性変形倍率 μ は、 $\lambda_y=250$ において、H-500 \times 200 の梁は 4.8, H-600 \times 200 の梁は 6.0, H-800 \times 300 の梁は 5.1 となり、要求される塑性変形倍率を十分に満足していることがわかる。 $\lambda_y=570$ において、H-500 \times 200 の梁は 2.1, H-600 \times 200 の梁は 2.6, H-800 \times 300 の梁は 2.2 となり、20m, 30m の非常に長い梁については、十分な塑性変形倍率である。

参考文献

- [2.1] 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，日本建築学会，1990.10
- [2.2] 加藤勉編著：鉄骨構造の耐震設計，丸善株式会社，1983.1
- [2.3] 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，日本建築学会，2010.2
- [2.4] 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，日本建築学会，2010.2

第3章 日本，中国，米国における横補剛規定

3. 1 はじめに

各国の横補剛規定は，それぞれ異なる性能指標を目指しており，様々な規定が制定された．日本では，弾性設計として鋼構造設計規準—許容応力度設計—^[3.1]が使われる．一方，限界状態設計指針^[3.2]および塑性設計指針^[3.3]は塑性設計における補剛規定として，十分な変形能力を有するための横補剛規定も示されている．さらに，建築物の構造関係技術規準解説書^[3.4]は基本的には弾性設計の範囲であるが，その中に示されている保有耐力横補剛規定は，保有水平耐力時に十分な変形性能を保持するための補剛規定であり，暗に塑性設計や限界状態設計と同程度の性能を要求している．中国の鋼構造設計規準 GB 50017-2003^[3.5]には，許容応力度設計および塑性設計が規定されているが，一般的には許容応力度設計が行われている．米国では，全ての建物に適用される一般規定である Specification for Structural Steel Buildings(ANSI/AISC 360-05^[3.6])と，耐震設計を行う場合の耐力および変形性能について規定した Seismic Provisions for Structural Steel Buildings(ANSI/AISC 341-10^[3.7])があり，耐震設計では，文献[3.7]に従って設計する．この中では，建物の性能に関して，Special Moment Frames (SMF), Intermediate Moment Frames (IMF), Ordinary Moment Frames (OMF)の3段に分けられ，それぞれの建物に応じて，必要とされる性能を満足するように設計する．

異なる性能を要求する補剛規定に関して補剛形式を明確にし，それぞれの補剛形式下の終局的な梁の耐力や変形能力を明確にすることは必要である．

本章では，H形鋼梁の横補剛に関する日本，中国，米国の規定を比較し，補剛形式の類似点や相違点を明らかにする．

3. 2 各国の横補剛規定

日本の鋼構造設計規準^[3.1]，建築物の構造関係技術規準解説書^[3.4]を，中国の GB 50017-2003 規準^[3.5]を，米国の ANSI/AISC 341-10 規準^[3.7]を研究の対象として横補剛規定について記す。

3.2.1 日本の設計規準

3.2.1.1 許容応力度設計

鋼構造設計規準^[3.1]に従い，必要な許容応力度を満足するように横補剛間隔が決定される。長期許容曲げ応力度 f_b は式(3.1)より与えられ，短期許容応力度は，長期の 1.5 倍となる。

$$\lambda_b \leq {}_p\lambda_b \quad : \quad f_b = \frac{F}{\nu} \quad (3.1.a)$$

$${}_p\lambda_b < \lambda_b \leq {}_e\lambda_b \quad : \quad f_b = \left\{ 1 - 0.4 \frac{\lambda_b - {}_p\lambda_b}{{}_e\lambda_b - {}_p\lambda_b} \right\} \frac{F}{\nu} \quad (3.1.b)$$

$${}_e\lambda_b < \lambda_b \quad : \quad f_b = \frac{F}{2.17 \cdot \lambda_b^2} \quad (3.1.c)$$

ここで，

$${}_e\lambda_b = \frac{1}{\sqrt{0.6}}, \quad {}_p\lambda_b = 0.6 + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right), \quad \lambda_b = \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \quad (3.1.d)$$

$$M_e = C \sqrt{\frac{\pi^4 E I_y E I_w}{l_b^4} + \frac{\pi^2 E I_y G J}{l_b^2}}, \quad \nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda_b}{{}_e\lambda_b} \right)^2 \quad (3.1.e)$$

$$C = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \leq 2.3 \quad (3.1.f)$$

l_b : 横補剛間隔

M_y : 降伏モーメント

M_e : 弾性横座屈モーメント

I_y : 弱軸まわりの断面 2 次モーメント

I_w : 曲げねじり定数, J : サンプナンのねじり定数

M_1 , M_2 : 座屈区間端部モーメント ($M_1 > M_2$)

3.2.1.2 保有耐力横補剛

建築物の構造関係技術規準解説書^[3.4]には、梁端部が全塑性モーメントに到達する梁において、塑性変形倍率が 2 以上を期待できるように^[3.8]、十分に回転変形するまで横座屈が生じないための保有耐力横補剛規定が示されている。保有耐力横補剛としては、梁全長に渡り一定の間隔で横補剛を配置する均等間隔補剛規定と、塑性ヒンジが形成される位置に横補剛を設けることで効果的に横座屈を拘束することを目的とした端部補剛規定が示されている。

(a) 均等間隔補剛

梁の弱軸に関する細長比 λ_y が式(3.2)を満足するように補剛間隔を決定する。

$$400\text{N 級鋼の場合: } \lambda_y = 170 + 20n \quad (3.2.a)$$

$$490\text{N 級鋼の場合: } \lambda_y = 130 + 20n \quad (3.2.b)$$

ここで, n : 補剛数

(b) 端部補剛

式(3.3)に従って端部補剛を設け、その中間部分は許容応力度を満足するように、横補剛を設ける。

$$400\text{N 級鋼の場合: } \frac{l_b \cdot H}{A_f} \leq 250 \quad \text{and} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 65 \quad (3.3.a)$$

$$490\text{N 級鋼の場合: } \frac{l_b \cdot H}{A_f} \leq 200 \quad \text{and} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 50 \quad (3.3.b)$$

ここで,

H : 梁せい

A_f : 圧縮フランジの断面積

3.2.2 中国の設計規準(GB 50017-2003)

中国における鋼構造設計は、許容応力度設計が行われている。中国の許容応力度設計規準^[3.5]における横補剛は、補剛間隔によって変化する全体安定性係数 φ_b を用い、式(3.4)を満足するように決定される。

$$\frac{M_x}{\varphi_b \cdot Z} \leq f \quad (3.4)$$

ここで、

M_x : 梁に作用する最大曲げモーメント

Z : 断面係数

φ_b : 梁の全体安定性係数

f : 設計規準値

400N 級鋼の場合 215N/mm²

490N 級鋼の場合 310N/mm²

日本の 400N 級鋼に対応する中国の Q235 鋼の降伏応力度は 235N/mm² であるが、設計用強度は 215N/mm²、日本の 490N 級鋼に対応する中国の Q345 鋼の降伏応力度は 345N/mm² であるが、設計用強度は 310N/mm² と定められている。

φ_b は横補剛間隔、荷重形式、断面形状によって変化するが、鉛直荷重がなく、梁端部に曲げモーメントを受ける H 形鋼梁の場合、 φ_b は式(3.5.a)に示す a の値を条件として、式(3.5.b)、(3.5.c)で与えられる。

$$a = C \cdot \frac{4320}{\lambda_1^2} \cdot \frac{Ah}{Z} \cdot \left(\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_1 t_1}{4.4h} \right)^2} \right) \cdot \frac{235}{f_y} \quad (3.5.a)$$

$$a < 0.6 \text{ のとき} : \varphi_b = a \quad (3.5.b)$$

$$a \geq 0.6 \text{ のとき : } \phi_b = 1.07 - \frac{0.282}{a} \leq 1.0 \quad (3.5.c)$$

ここで,

$$C = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \leq 2.3, \quad \lambda_1 = \frac{l_b}{i_y}$$

l_b : 横補剛間隔

A : 梁の断面積

Z : 梁の断面係数

H : 梁せい

t_1 : 圧縮側のフランジ厚

f_y : 降伏応力度

400N 級鋼の場合 235 N/mm²

490N 級鋼の場合 345 N/mm²

M_1, M_2 : 梁端部モーメント ($M_1 > M_2$)

文献[3.5]では、式(3.4)、(3.5)よりも簡便な規準式として、次に示す式(3.6)、(3.7)が示されている。H形鋼の場合、式(3.6)を満足すれば、横補剛を設けなくてよいが、式(3.6)を満足しない場合は、式(3.7)に従って横補剛を配置しなければならない。この場合、式(3.4)で検討する必要はない。ここで、 b は梁幅を示す。

横補剛を設けなくてもよい条件として、式(3.6)が規定されている。

上フランジに荷重が加わる場合：

$$400\text{N 級鋼の場合 : } \frac{l_b}{b} \leq 13 \quad (3.6.a)$$

$$490\text{N 級鋼の場合 : } \frac{l_b}{b} \leq 10.5 \quad (3.6.b)$$

下フランジに荷重が加わる場合：

$$400\text{N 級鋼の場合 : } \frac{l_b}{b} \leq 20 \quad (3.6.c)$$

$$490\text{N 級鋼の場合} : \frac{l_b}{b} \leq 16.5 \quad (3.6.d)$$

式(3.6)を満足せず、横補剛を設けなければならない場合は、式(3.7)に従って横補剛間隔を決定する。

$$400\text{N 級鋼の場合} : \frac{l_b}{b} \leq 16 \quad (3.7.a)$$

$$490\text{N 級鋼の場合} : \frac{l_b}{b} \leq 13 \quad (3.7.b)$$

中国では一般的に式(3.6), (3.7)が用いられ、上式を満足しない場合に式(3.4)を用いる。式(3.7)は式(3.4)において $\phi_b = 0.95$ とした場合の座屈長さとはほぼ一致しており、式(3.7)は設計規準値の 95%の耐力を目指した式となっている。

3.2.3 米国規準 (ANSI/AISC 341-10)

米国規準では、全ての建物に適用される一般規定として Specification for Structural Steel Buildings(ANSI/AISC 360-05^[3.6])と、耐震設計に用いられる耐力および変形性能を規定した Seismic Provisions for Structural Steel Buildings(ANSI/AISC 341-10^[3.7])がある。ここでは、ANSI/AISC 341-10 に従った横補剛規定について検討する。

ANSI/AISC 341-10 では、骨組は Special Moment Frames (SMF), Intermediate Moment Frames (IMF), Ordinary Moment Frames (OMF)に分類される。その内、SMF は設計用地震荷重に対して、塑性率 8 以上の大きな変形に耐えることが要求され、最も厳しい規準となっている。IMF に要求される変形性能は、SMF の半分の塑性変形に相当する塑性率が要求される。OMF は最小限の非弾性変形に耐えることが要求され、ほとんど弾性設計の範囲である。最も塑性変形能力の要求が高い SMF の横補剛間隔の制限は次式で定められる。

$$\frac{l_b}{i_y} \leq 0.086 \frac{E}{F} \quad (3.8)$$

ここで、

E : ヤング係数

F : 400N 級鋼の場合 248 N/mm², 490N 級鋼の場合 345 N/mm²

日本の 400N 級鋼に対応する米国の A36 鋼の降伏応力度は 250N/mm²であり, 日本の 490N 級鋼に対応する A992 鋼の降伏応力度は 345N/mm²である.

3. 3 設計例による比較

日中米の横補剛規準を比較するため, 3 国の規準に従って, 梁の横補剛を決定する. 対象とする断面は細幅断面である H-500×200×10×16 (以下, H-500×200), H-600×200×11×17 (以下, H-600×200) であり, H-800×300×14×26 (以下, H-800×300) であり, 鋼材は 400N 級鋼, 材長は $\lambda_y=110, 250, 570$ の 3 種類とする. 断面性能を表 3.1 に示す. 対象とする荷重形式は等曲げモーメントと逆対称曲げモーメントとする. なお, 許容応力度設計については梁の発生応力が明らかでなければ, 横補剛位置などを決定できない. また, 中国規準では 400N 級鋼材の材料強度に対して, 安全係数を乗じて 215N/mm²としていることから, 3 国の規準の中で最も材料強度が低くなっている. 以上より, 梁両端の曲げモーメントについては, 中国規準で考え得る降伏モーメントから決定する.

表3.1 解析対象断面

	A (mm ²)	I_y (mm ⁴)	Z_x (mm ³)	Z_{px} (mm ³)	i_y (mm)	I_w (mm ⁶)	J (mm ⁴)
H500×200	11220	2.14×10^7	1.87×10^6	2.10×10^6	43.6	1.25×10^{12}	7.02×10^5
H600×200	13170	2.27×10^7	2.52×10^6	2.86×10^6	41.6	1.93×10^{12}	9.06×10^5
H800×300	26350	1.17×10^8	7.16×10^6	8.00×10^6	66.7	1.75×10^{13}	4.20×10^6

逆対称曲げモーメントの場合, 日本の許容応力度設計, 端部補剛, 中国の許容応力度設計における横補剛の検討について, 梁端部の発生曲げモーメントを中国規準による降伏モーメントとすると, 日本規準による全塑性モーメント M_p を用いると $0.8M_p$ となることから, 逆対称曲げモーメントとして $0.8M_p$ を採用した. その他の規準については

M_p として算定する。なお、端部補剛については梁端部を全塑性モーメント M_p とするのが通常であるが、そうした場合横補剛数が多くなり、一般的に補剛数が少ないほど終局耐力が低下すると考えられることから、許容応力度設計と同様に $0.8M_p$ として算定する。

等曲げモーメントの場合、日本の許容応力度設計、端部補剛、中国の許容応力度設計における横補剛数はモーメントの大きさが降伏モーメントより小さくなければ設計できないため、逆対称曲げと同様に $0.8M_p$ として算定する。

3.3.1 等曲げモーメントを受ける梁の補剛数の比較

3.3.1.1 日本の設計規準における補剛数の決定方法

(a) 許容応力度設計

要求される許容応力度は $0.8M_p/Z$ であり、 ${}_p\lambda_b < \lambda_b < {}_e\lambda_b$ であると仮定すると、式(3.1.b)と式(3.1.e)より、式(3.9)が得られる。

$$\lambda_b = \frac{-\frac{0.4F}{{}_e\lambda_b - {}_p\lambda_b} + \sqrt{\left(\frac{0.4F}{{}_e\lambda_b - {}_p\lambda_b}\right)^2 - \frac{8f_b}{3 \cdot {}_e\lambda_b^2} \times \left(\frac{3}{2}f_b - F - \frac{0.4F \cdot {}_p\lambda_b}{{}_e\lambda_b - {}_p\lambda_b}\right)}}{\frac{4f_b}{3 \cdot {}_e\lambda_b^2}} \quad (3.9)$$

式(3.9)より得られた λ_b が ${}_p\lambda_b < \lambda_b < {}_e\lambda_b$ を満足するかどうか確認し、式(3.1.d), (3.1.e)より、それぞれの横補剛間隔 l_b が得られる。

(b) 保有耐力横補剛 - 均等間隔補剛

400N 級鋼の場合、式(3.2.a)より荷重形式にかかわらず、細長比を用いて横補剛間隔が決定するため、三断面とも同じ補剛数となる。

$\lambda_y = 110$ のとき：補剛数 $n = 0$

$\lambda_y = 250$ のとき：補剛数 $n = 4$

$\lambda_y = 570$ のとき：補剛数 $n = 20$

(c) 保有耐力横補剛 - 端部補剛

式(3.3.a)より端部補剛位置を決定し、その中間部については、許容応力度式(3.1)を満足するように、補剛位置を決定した。

3.3.1.2 中国規準における補剛数の決定方法

(a) 式(3.4)による補剛

式(3.4)より、全体安定性係数 φ_b を計算する。

$$\text{H-500} \times 200 \text{ のとき} : \varphi_b = \frac{0.8M_p}{f \cdot Z} = 0.98$$

$$\text{H-600} \times 200 \text{ のとき} : \varphi_b = \frac{0.8M_p}{f \cdot Z} = 0.99$$

$$\text{H-800} \times 300 \text{ のとき} : \varphi_b = \frac{0.8M_p}{f \cdot Z} = 0.98$$

以上の結果より、三断面共に式(3.5.c)の範囲に a が当てはまることが分かることから、式(3.5.c)を用いて a を計算すると H-500×200 は $a=3.13$ 、H-600×200 は $a=3.53$ 、H-800×300 は $a=3.13$ となり、式(3.5.a)よりそれぞれ $\lambda_1=67.8$ 、 $\lambda_1=63.0$ 、 $\lambda_1=68.8$ を得る。このとき、式(3.5.a)では $C=1.0$ として計算している。以上の手順から補剛間隔と補剛数が決定する。

(b) 式(3.7)による補剛

いずれの材長に関しても式(3.6)を満足しないため、式(3.7)を満足するように横補剛を設ける。式(3.7.a)より、補剛間隔が決定する。

3.3.1.3 米国規準における補剛数の決定方法

式(3.8)より、荷重形式にかかわらず補剛間隔は細長比で規定され、 $l_b/i_y = 71.1$ を満足するよう、補剛数が決定される。三断面とも同じ補剛数となる。

$$\lambda_y = 110 \text{ のとき} : \text{補剛数 } n = 1$$

$\lambda_y=250$ のとき：補剛数 $n = 3$

$\lambda_y=570$ のとき：補剛数 $n = 8$

3.3.1.4 等曲げを受ける梁の各国の補剛規定による補剛数の比較

日本規準(a)~(c)，中国規準(a)，(b)，米国規準に従った横補剛数を，表 3.2 にまとめて示すと共に，その結果を図 3.1 のグラフに示す．補剛配置を図 3.2，図 3.3 に示す．

図 3.1，図 3.2，図 3.3 より，日本の許容応力度設計と端部補剛は概ね同じ補剛数であることがわかる．一方，中国規準式(3.4)，中国規準式(3.7)と米国規準は概ね同じであるが， $\lambda_y=570$ の場合，簡易式である中国規準式(3.7)の補剛数が少なくなっている．一方，日本の均等間隔補剛では材長が短い場合は補剛数が少なく，材長が長い場合は補剛数が極めて多くなる．日本の規準において，日本の均等間隔補剛を除いて，許容応力度設計による補剛数と塑性変形まで考慮した補剛数には，それほど大きな違いは見られない．

表3.2 各国規準による横補剛数（等曲げを受ける梁）

	H-500 × 200 × 10 × 16			H-600 × 200 × 11 × 17			H-800 × 300 × 14 × 26			
	$\lambda_y = 110$	$\lambda_y = 250$	$\lambda_y = 570$	$\lambda_y = 110$	$\lambda_y = 250$	$\lambda_y = 570$	$\lambda_y = 110$	$\lambda_y = 250$	$\lambda_y = 570$	
日本 規準	(a) 許容応力度設計	2	4	11	2	5	11	2	4	11
	(b) 均等間隔補剛	0	4	20	0	4	20	0	4	20
	(c) 端部補剛	2	5	11	2	5	12	2	5	11
中国 規準	(a) 式(3.4)	1	3	8	1	3	9	1	3	8
	(b) 式(3.7)	1	3	7	1	3	7	1	3	7
米国 規準	式(3.9)	1	3	8	1	3	8	1	3	8

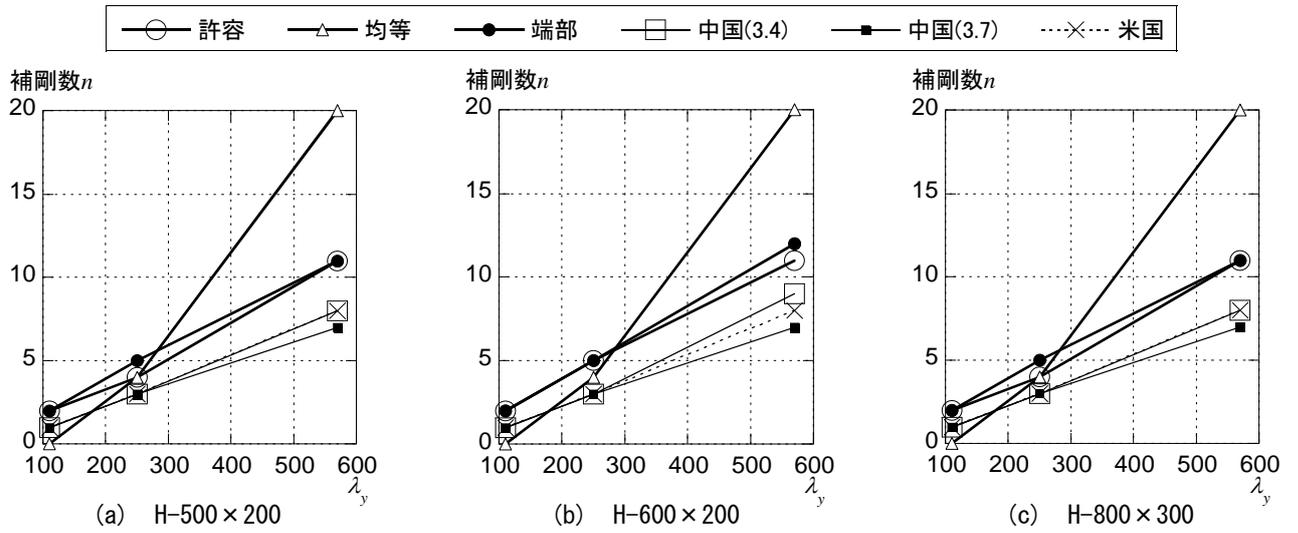


図3.1 補剛数の比較 (等曲げ)

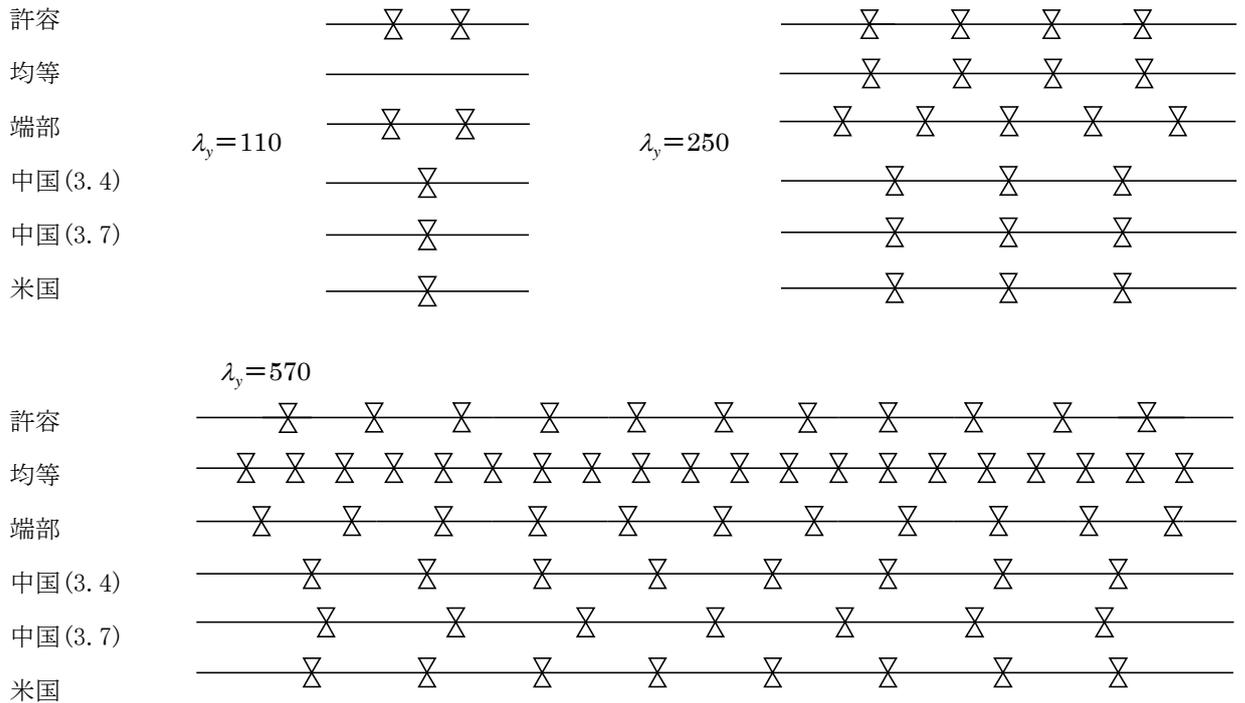


図3.2 等曲げを受ける梁の補剛配置図 (H-500x200, H-800x300)

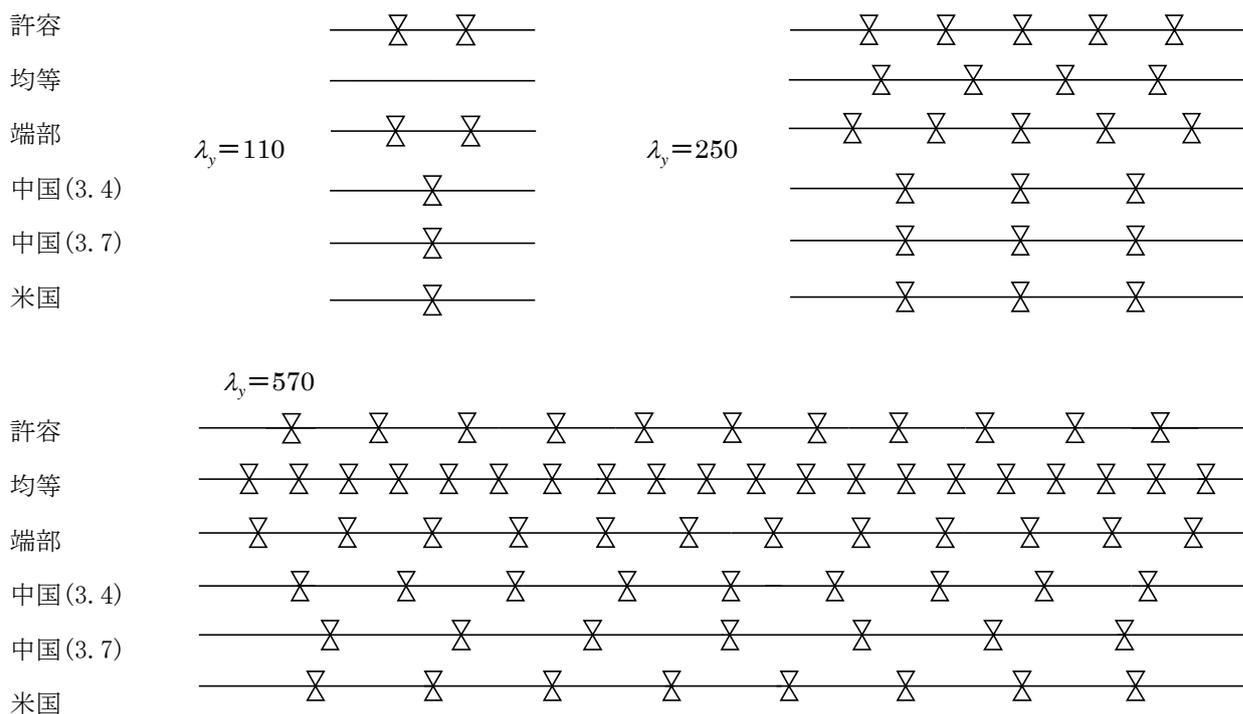


図3.3 等曲げを受ける梁の補剛配置図 (H-600×200)

3.3.2 逆対称曲げモーメントを受ける梁の補剛数の比較

3.3.2.1 日本規準における補剛数の決定方法

(a) 許容応力度設計

式(3.1)において横補剛間隔 l_b の値を未知とすると, $\rho\lambda_b$, C が定まらず, λ_b と $\rho\lambda_b$ の大小関係が不明である. 図 3.4 に示すように端部と横補剛位置でのモーメントを M_1 , M_2 とすると, $M_2 / M_1 = -(1 - 2l_b / l)$ の関係を得る. この

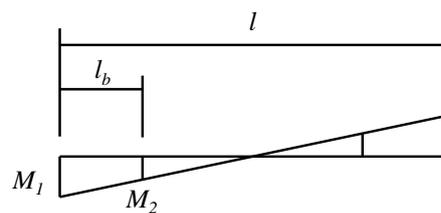


図3.4 逆対称曲げモーメント

式を許容応力度の算定式に代入し, λ_b と $\rho\lambda_b$ の大小関係を仮定して, 補剛間隔を決定する.

400N 級鋼である H-600×200, $\lambda_y=250$ の梁を一例として横補剛間隔を決定する方法

を説明する.

材長は $l = \lambda_y \cdot i_y = 250 \times 4.16 = 1040(\text{cm}) = 10.4(\text{m})$ である.

まず, $\lambda_b < \rho\lambda_b$ と仮定し, 補剛間隔 l_b を求める. 式(3.1.a)により, $\lambda_b = 0.613$ となる. 400N級鋼である H-600×200 の梁の降伏モーメント $M_y = 592.2\text{kN} \cdot \text{m}$, これと $\lambda_b = 0.613$ を式(3.1.d)に代入すると, $M_e = 1576.43\text{kN} \cdot \text{m}$ が得られる.

$M_2 / M_1 = -(1 - 2l_b / l)$ を式(3.1.d), (3.1.f)に代入すると, 下の式(3.10)が得られる.

$${}_{\rho}\lambda_b = 0.3 + 0.6l_b / l, \quad C = 1.2l_b^2 / l^2 + 0.9l_b / l + 1.0 \quad (3.10)$$

そして, M_e , ${}_{\rho}\lambda_b$ と C を(3.1.e)に代入し, 下の式(3.11)となる.

$$M_e - \left(\frac{1.2l_b^2}{l^2} + \frac{0.9l_b}{l} + 1.0 \right) \times \sqrt{\frac{\pi^4 E I_y E I_w}{l_b^4} + \frac{\pi^2 E I_y G J}{l_b^2}} = 0 \quad (3.11)$$

式(3.11)で l_b を求める. しかし, 複雑な式となり, 簡単に計算できないため, EXCELによる計算から近似値を求めると, $l_b = 3.758\text{m}$ が得られる.

得られた補剛長さに対して, この結果が仮定と矛盾しないことを確認する. $l_b = 3.758\text{m}$ を式(3.10)に代入すると, ${}_{\rho}\lambda_b = 0.524$ となり, $\lambda_b = 0.613$ より小さい, 仮定と矛盾するので, $l_b = 3.758\text{m}$ は正解ではない.

次は, ${}_{\rho}\lambda_b < \lambda_b < \lambda_b$ と仮定する. 前と同じ方法で, $l_b = 3.027\text{m}$ が得られる. この場合, $\lambda_b = 1.169$, ${}_{\rho}\lambda_b = 0.486$, $\lambda_b = 1.291$ となり, 仮定と一致するので, $l_b = 3.027\text{m}$ は正解である.

$l_b = 3.027\text{m}$ の位置に横補剛を設けた後, 残る部分に同じ方法で補剛間隔を決定する.

(b) 保有耐力横補剛 - 均等間隔補剛

荷重形状とは無関係に細長比で決定されるため, 等曲げモーメントを受ける場合と同様の結果となる.

(c) 保有耐力横補剛 - 端部補剛

式(3.3.a)より端部補剛位置を決定し, その中間部については, 許容応力度を満足する

ように、補剛位置を決定する。

3.3.2.2 中国規準における補剛数の決定方法

(a) 式(3.4)による補剛

等曲げモーメントを受ける場合と同様に、全体安定性係数 $a = \varphi_b > 0.6$ (H-500×200 は $\varphi_b = 0.98$, H-600×200 は $\varphi_b = 0.99$, H-800×300 は $\varphi_b = 0.98$) より、それぞれ $a = 3.13$, $a = 3.53$, $a = 3.13$ となる。式(3.5.c)より、それぞれ $\lambda_1 = 110.3$, $\lambda_1 = 100.3$, $\lambda_1 = 112.3$ が得られる。ここで、逆対称曲げモーメントの場合、 $C = 2.3$ である。

(b) 式(3.7)による補剛

梁材長と梁断面から決定されるため、等曲げモーメントを受ける場合と同じ結果が得られる。

3.3.2.3 米国規準における補剛数の決定方法

等曲げモーメントを受ける梁の場合と同じ結果が得られる。

$\lambda_y = 110$ のとき：補剛数 $n = 1$

$\lambda_y = 250$ のとき：補剛数 $n = 3$

$\lambda_y = 570$ のとき：補剛数 $n = 8$

3.3.2.4 逆対称曲げを受ける梁の各国の補剛規定による補剛数の比較

以上の日本規準(a)~(c)、中国規準(a), (b), 米国規準に従った横補剛数を、表 3.3 にまとめて示し、その結果を図 3.5 のグラフに示す。補剛配置を図 3.6, 図 3.7 に示す。

図 3.5, 図 3.6, 図 3.7 より、日本の許容力度設計と中国規準式(3.4)は、同じ弾性設計に基づいた補剛数であるため、ほぼ同じ補剛数を示している。また、中国の簡易式である中国規準式(3.7)は中国規準式(3.4)よりも補剛数を多く与え、米国規準とほぼ同等の

結果となっている。一方、日本の端部補剛は、許容応力度設計による補剛数と米国規準による補剛数の中間に位置している。また、日本の均等間隔補剛では、等曲げモーメントの場合と同様に、材長が短い場合は補剛数が少なく、材長が長い場合は補剛数が極めて多い。許容応力度設計に基づいた規準による横補剛が最も少ないものの、日本の均等間隔補剛を除いて、塑性変形まで考慮した補剛数とそれほど大きな違いは見られない。

表3.3 各国規準による横補剛数（逆対称曲げを受ける梁）

	H-500 × 200 × 10 × 16			H-600 × 200 × 11 × 17			H-800 × 300 × 14 × 26		
	$\lambda_y = 110$	$\lambda_y = 250$	$\lambda_y = 570$	$\lambda_y = 110$	$\lambda_y = 250$	$\lambda_y = 570$	$\lambda_y = 110$	$\lambda_y = 250$	$\lambda_y = 570$
日本 規準	0	2	4	0	2	4	0	2	4
(a) 許容応力度設計	0	2	4	0	2	4	0	2	4
(b) 均等間隔補剛	0	4	20	0	4	20	0	4	20
(c) 端部補剛	2	2	6	2	2	6	2	2	6
中国 規準	0	2	5	1	2	5	0	2	5
(a) 式(3.4)	0	2	5	1	2	5	0	2	5
(b) 式(3.7)	1	3	7	1	3	7	1	3	7
米国 規準	1	3	8	1	3	8	1	3	8
(a) 式(3.9)	1	3	8	1	3	8	1	3	8

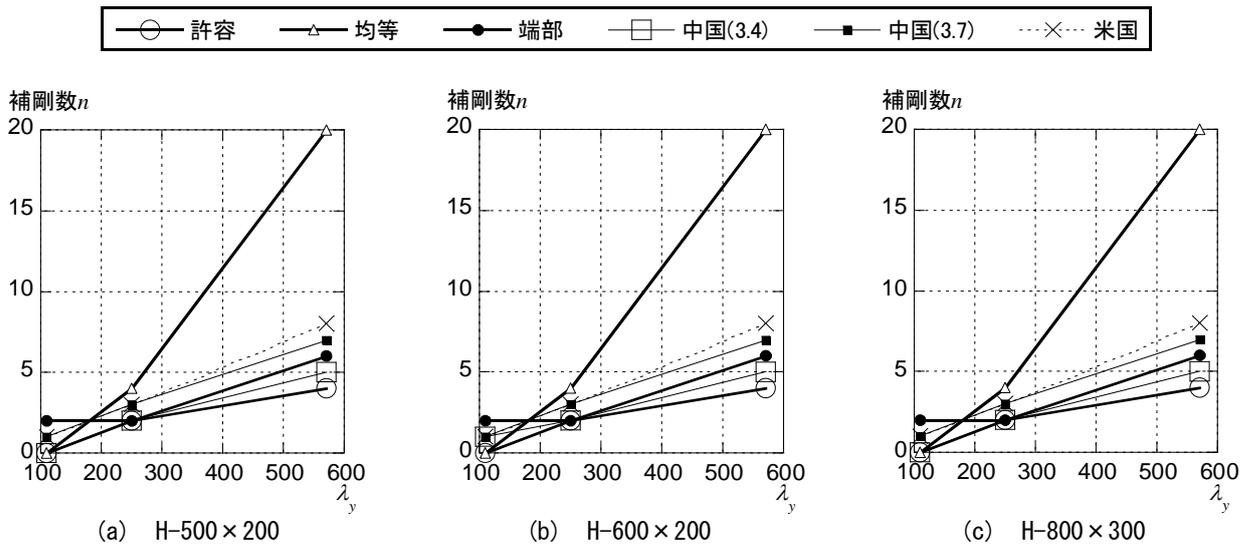


図3.5 補剛数の比較 (逆対称曲げ)

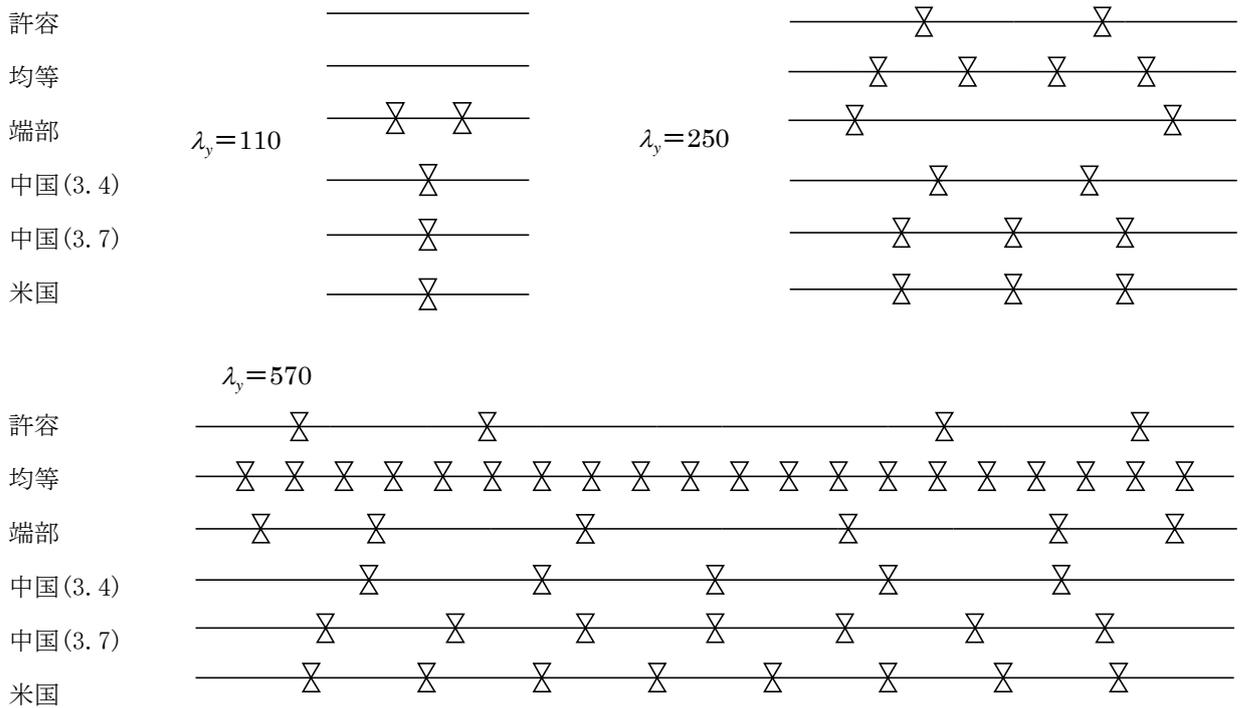


図3.6 逆対称曲げを受ける梁の補剛配置図 (H-500 x 200, H-800 x 300)

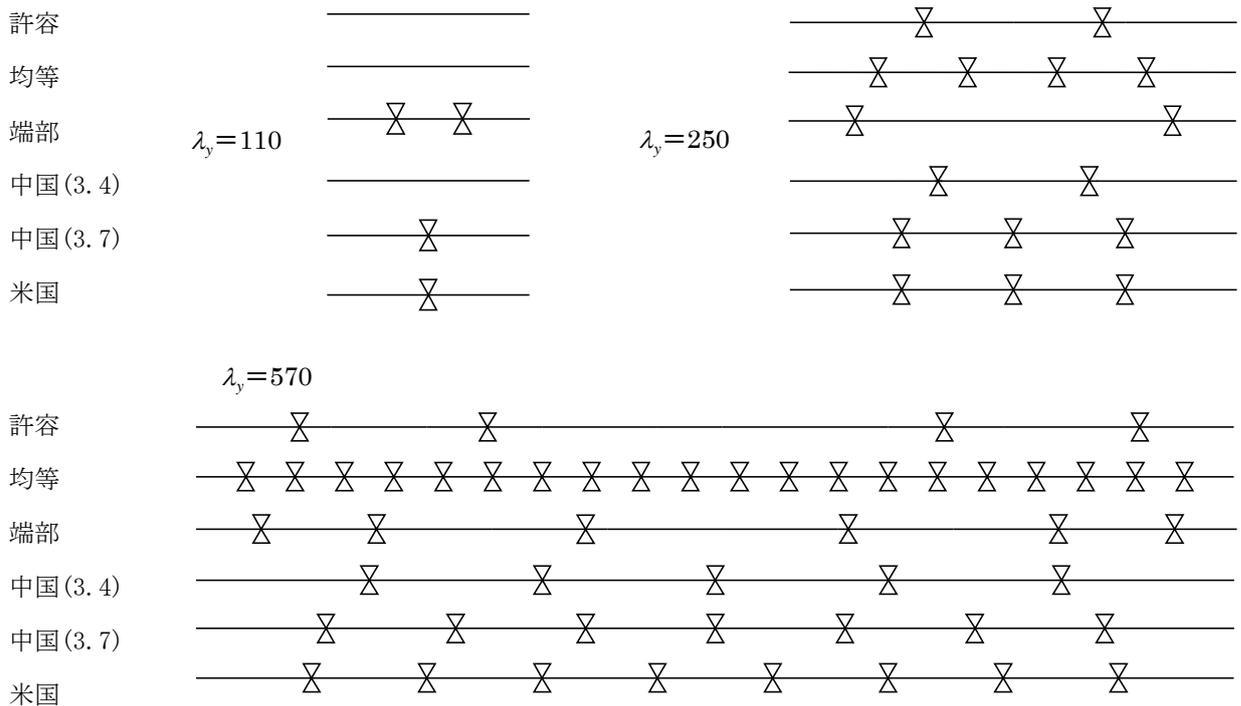


図3.7 逆対称曲げを受ける梁の補剛配置図 (H-600×200)

3. 4 結

- 1) 日本の許容応力度設計と中国の許容応力度設計は同じ考え方に基づいているため、概ね同じ補剛間隔となる。また、中国簡便式(3.7)による補剛数は、米国の耐震設計と概ね同じになる。
- 2) 日本の保有耐力横補剛の端部補剛による補剛数は、等曲げモーメントの場合、米国、中国の規準による補剛数より多いが、逆対称曲げモーメントを受ける場合は、モーメント勾配の影響により、米国、中国の補剛数より少なくなる。
- 3) 日本の保有耐力横補剛の均等間隔補剛による補剛数は、材長が短い場合は、いずれの規準よりも少ない。しかし、材長が長くなるにつれて補剛数は非常に多くなる。

参考文献

- [3.1] 日本建築学会：鋼構造設計規準—許容応力度設計—，2005
- [3.2] 日本建築学会：限界状態設計指針，2010
- [3.3] 日本建築学会：塑性設計指針，2010
- [3.4] 国土交通省住宅局建築指導課：建築物の構造関係技術規準解説書，2007
- [3.5] 中華人民共和國建設部：鋼結構設計規範 GB 50017—2003，2003
- [3.6] American Institute of Steel Construction：Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, 2005
- [3.7] American Institute of Steel Construction：Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10, 2010
- [3.8] 日本建築学会：座屈設計指針，2009.11

第4章 日本、中国、米国の横補剛規定を満足するH形鋼梁の弾塑性挙動解析

4.1 はじめに

3章で述べた通り、各国の横補剛規準は、それぞれ異なった目標性能を満足するように決められているが、それぞれの補剛規準に従った場合の終局的な梁の耐力や変形能力については明確にされていない。十分な変形性能を要求している米国基準や日本の保有耐力横補剛規定における目標性能は、弾性設計の目標性能と異なることは明らかであるが、設計で要求される横補剛の本数や間隔が、弾性設計の方が極めて少ない訳ではない。このことから、弾性設計の規定によって配置された横補剛を有する梁についても、塑性変形能力が期待できる可能性がある。弾性設計の規定に基づいた設計であっても、その梁の補剛が塑性領域において、どの程度の効果が期待できるのかを明確にすることは意味がある。

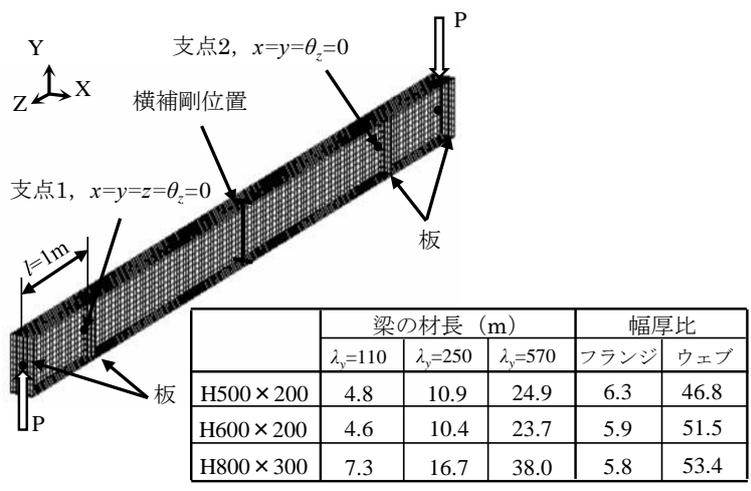
以上より、本章では3章で比較した各国の補剛規規定が有する変形性能を明確にする目的で、汎用有限要素プログラム Marc.2010 による数値解析を行い、それぞれの補剛効果について検討する。

4.2 数値解析モデル

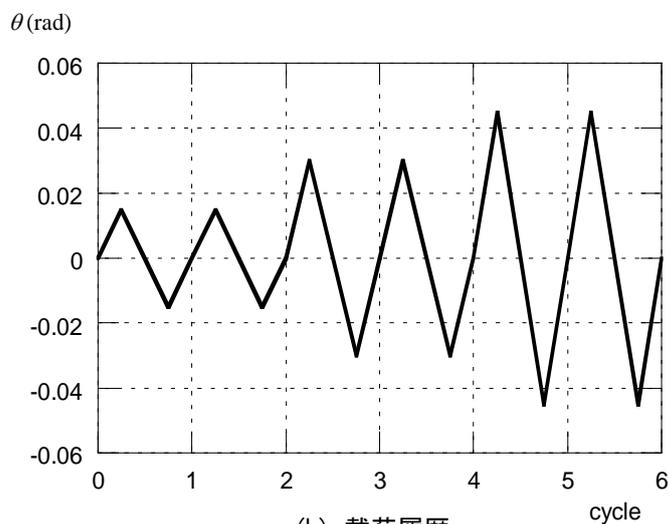
単純梁の FEM モデルを図 4.1(a)に示す。対象断面は対象とする断面は細幅断面である H-500×200×10×16 (以下, H-500×200), H-600×200×11×17 (以下, H-600×200) であり, H-800×300×14×26 (以下, H-800×300) である。梁の両端に鉛直荷重を載荷して梁端に曲げモーメントを与えるため、梁を支点から外側へ 1m はね出し、その先に鉛直荷重を加えている。載荷点および支点位置には、局所的な変形を防ぐため厚さ 16mm の鋼板を取りつけている。解析では、4 節点厚肉シェル要素を用い、応力

ひずみ関係はバイリニアモデルとし、接線弾性係数 $E=2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、降伏応力度は $\lambda_y=235 \text{N/mm}^2$ としている。降伏後の接線係数は $E/100$ である。載荷用のはね出し梁部分は、接線弾性係数は $100E$ とし、弾性材料としている。材軸方向に、フランジは $20 \times 50 \text{mm}$ 、ウェブは $50 \times 50 \text{mm}$ の要素に等分割している。載荷点の節点の X 方向変位およびねじれ回転角を固定している。ピン支点は全並進変位とねじれ回転角を拘束し、ローラー支点は、X、Y 方向変位およびねじれ回転角を拘束している。繰返し載荷は、2章で検討した骨組と梁の変形の関係より、 0.056rad の層間変形角に相当する変形を与えるように、図 4.1(b)に示す 0.015rad 、 0.03rad 、 0.045rad の振幅を 2 回ずつ繰返す繰返し載荷を対象とした。以下の考察では、単調載荷時では最大耐力（単調最大耐力 mM_{max} ）と 0.1rad 時の耐力（単調最終耐力 mM_{last} ）、繰返し載荷時では履歴中における最大耐力（最大耐力 cM_{max} ）、図 4.1(c)に示す負側の最終繰返しにおける最大振幅時の耐力（最終耐力 cM_{last} ）、に着目する。

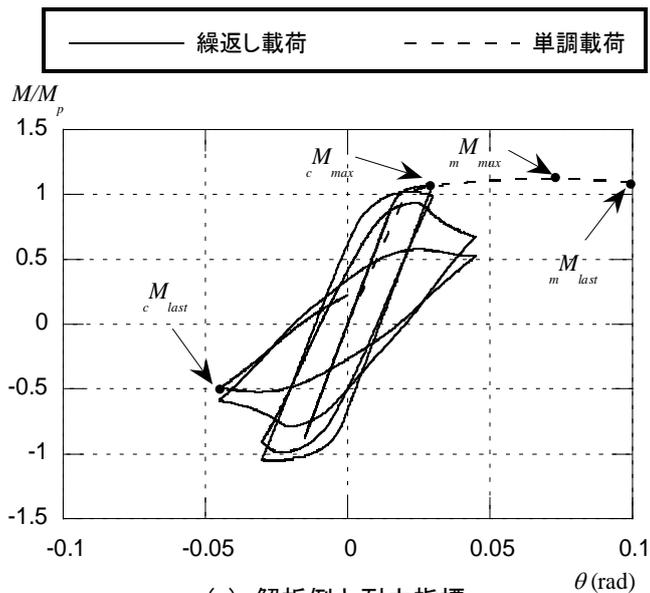
なお、本論文のモデルは支点・載荷点位置に鋼板を取り付けており、断面の反りを拘束している。そのため、横座屈耐力が上昇すると考えられる。実際のラーメン構造の梁は柱に剛接合されて反り拘束された状態であることから、本論文で取り扱った解析モデルの結果は、通常骨組内の梁の挙動として理解できる。また、数値解析の精度に関しては、文献[4.1]で検証しており、本論でも同様のモデル化を行っている。



(a) 解析モデル



(b) 载荷履歴



(c) 解析例と耐力指標

図4.1 数値解析モデル

4. 3 解析結果

(1) 日本の許容応力度設計

$$\lambda_b \leq {}_p\lambda_b \quad : \quad f_b = \frac{F}{\nu} \quad (3.1.a)$$

$${}_p\lambda_b < \lambda_b \leq {}_e\lambda_b \quad : \quad f_b = \left\{ 1 - 0.4 \frac{\lambda_b - {}_p\lambda_b}{{}_e\lambda_b - {}_p\lambda_b} \right\} \frac{F}{\nu} \quad (3.1.b)$$

$${}_e\lambda_b < \lambda_b \quad : \quad f_b = \frac{F}{2.17 \cdot \lambda_b^2} \quad (3.1.c)$$

(2) 日本均等間隔補剛

$$\lambda_y = 170 + 20n \quad (3.2)$$

(3) 日本端部補剛

$$\frac{l_b \cdot H}{A_f} \leq 250 \quad \text{and} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 65 \quad (3.3)$$

(4) 中国の許容応力度設計

$$\frac{M_x}{\varphi_b \cdot Z} \leq f \quad (3.4)$$

(5) 中国の簡便式

$$\frac{l_b}{b} \leq 16 \quad (3.7)$$

(6) 米国の耐震基準

$$\frac{l_b}{i_y} \leq 0.086 \frac{E}{F} \quad (3.8)$$

4.3.1 単調載荷における補剛効果

4.3.1.1 等曲げを受ける梁の解析結果

図 4.2, 4.3 に H-500×200, 図 4.4, 4.5 に H-600×200, 図 4.7, 4.8 に H-800×300 の解析結果を示す. 図 4.2, 4.4, 4.7 はモーメント-回転角関係を示し, (a) $\lambda_y=110$, (b)

$\lambda_y=250$, (c) $\lambda_y=570$ の結果を示す. なお. 材長が長いと最大耐力に達する変形が大きくなるため, ここでは材端回転角が 0.1rad までの結果を示す. 図 4.3, 4.5, 4.8 は最大耐力および最終耐力と細長比の関係を示し, (a)最大耐力, (b)最終耐力の結果を示す. いずれも縦軸は日本規準による全塑性モーメント M_p で除して無次元化している.

図 4.2, 4.4, 4.7 より, $\lambda_y=110$ では, いずれの断面も補剛を配置しなくても耐力低下が見られないことが分かる.

$\lambda_y=250$ では, 最大耐力はいずれの補剛方法も概ね全塑性モーメントに達しているが, 端部補剛が最も大きく, H-500×200 で 3%, H-600×200 で 12%耐力の低下に留まり, H-800×300 では耐力は低下していない. H-500×200 では, 均等間隔補剛と日本の許容応力度設計の耐力低下は 30%, 中国基準, 米国基準では, 50%まで耐力低下している. H-600×200 では, 耐力低下が最も少ないのは日本の許容応力度設計で 5%であり, 中国基準, 米国基準 25%, 均等間隔補剛は 45%まで低下している. H-800×300 では, 均等間隔補剛と日本の許容応力度設計の耐力低下は 40%, 中国基準, 米国基準では, 20%まで耐力低下している.

$\lambda_y=570$ では, 補剛を配置した梁の最大耐力は, 概ね全塑性モーメントに到達しており, 均等間隔補剛, 端部補剛, 日本の許容応力度設計では耐力低下は見られないかわずかである. H-500×200 では, 中国基準, 米国基準では 25%程度低下している. H-600×200 では中国基準式(3.4)では 10%, 簡便式(3.7)では 30%, 米国基準では 40%程度低下している. H-800×300 では, 中国基準式(3.4) と米国基準では 30%, 簡便式(3.7)では 25%程度低下している. いずれの断面についても, 端部補剛の補剛数に対して, 均等間隔補剛は 20 本と非常に多いものの, その効果は変わらないことがわかる.

図 4.3, 4.5, 4.8 より, 最大耐力はいずれの補剛方法も概ね全塑性モーメントを示すが, 最終耐力については, いずれの材長の梁においても, 日本の端部補剛だけが全塑性モーメントを維持している.

図 4.3 より、中国基準および米国基準はほぼ同じ耐力を示している。日本の許容応力度設計および中国基準式(3.4)、中国簡便式(3.7)はいずれも最大耐力は全塑性モーメントを維持しており、設計対象領域を十分に満足していることがわかる。均等間隔補剛は、材長が長くなると補剛数が多くなるため最終耐力は全塑性モーメントを維持しているが、 $\lambda_y=250$ では 30%低下しており、十分ではない領域が存在することがわかる。一方、米国基準は最終耐力が $\lambda_y=250$ で 50%、 $\lambda_y=570$ で 25%低下している。

図 4.5 より、中国基準および米国基準はほぼ同じ耐力を示している。日本の許容応力度設計は概ね全塑性モーメントを維持しており、設計対象領域を十分に満足している。均等間隔補剛は、 $\lambda_y=570$ は最終耐力は全塑性モーメントを維持しているが、 $\lambda_y=250$ では 45%低下しており、H-500×200 と同様に十分ではない領域が存在する。一方、中国基準式(3.4)は最終耐力が $\lambda_y=250$ で 25%、 $\lambda_y=570$ で 7%低下しており、中国基準式(3.7)と米国基準は最終耐力が $\lambda_y=250$ で 25%、 $\lambda_y=570$ で 25～40%低下している。図 4.5 において $\lambda_y=250$ では、均等間隔補剛が極端に耐力低下しているが、図 4.6 に示すように、中米基準による補剛数は 3 本より、均等間隔補剛は 4 本であるが、中米規準による設計では、ねじれ変位が最大となる梁中央に補剛が 1 本配置され、横座屈を効果的抑制するためと考えられる。

図 4.8 より、H-500×200 と同様の傾向を示す、H-800×300 では、中国基準および米国基準はほぼ同じ耐力を示している。日本の許容応力度設計および中国基準式(3.4)、中国簡便式(3.7)はいずれも最大耐力は全塑性モーメントを維持しており、設計対象領域を十分に満足していることがわかる。均等間隔補剛は、材長が長くなると補剛数が多くなるため最終耐力は全塑性モーメントを維持しているが、 $\lambda_y=250$ では 35%低下しており、十分ではない領域が存在することがわかる。一方、米国基準は最終耐力が $\lambda_y=250$ で 20%、 $\lambda_y=570$ で 35%低下している。

なお、H-500×200 において、梁端部が全塑性モーメントになる場合の弾性回転角 θ_p

は、 $\lambda_y=570$ の場合 0.064rad 、 $\lambda_y=250$ の場合 0.028rad となる。本論文では、材端回転角を制御指標としているため、同じ変形角を与えると、 $\lambda_y=250$ の方が大きな塑性変形となり、 $\lambda_y=250$ の方が $\lambda_y=570$ よりも最終耐力が小さくなっている。

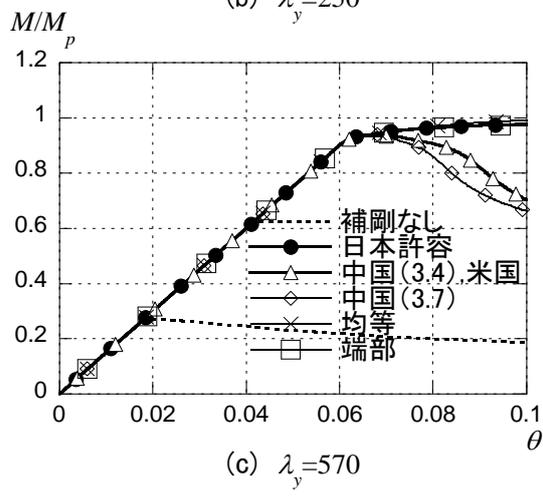
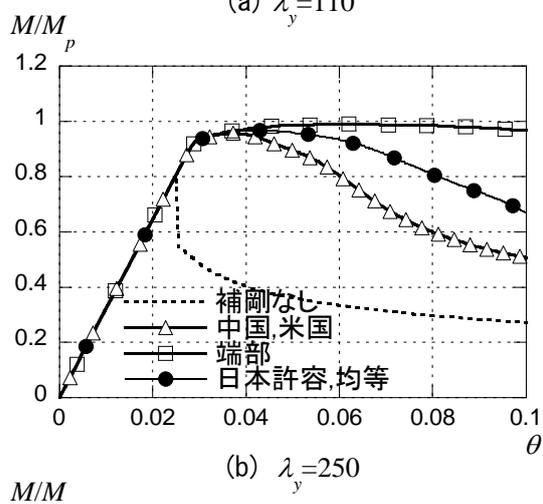
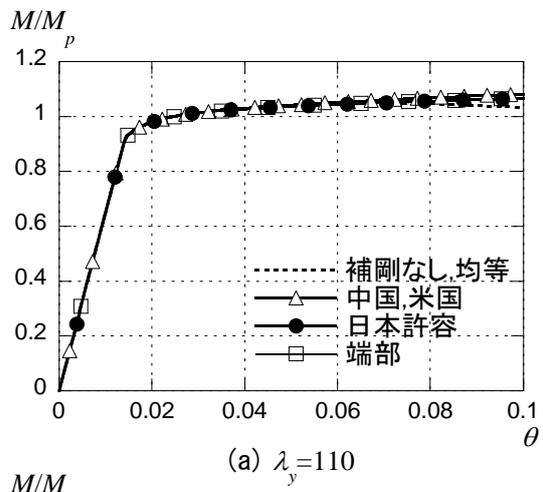


図4.2 等曲げを受ける梁の単調載荷 (H-500×200)

---○--- 補剛なし —□— 均等 -×- 米国
 —△— 中国(3.4) —■— 端部
 —▲— 中国(3.7) -□- 許容

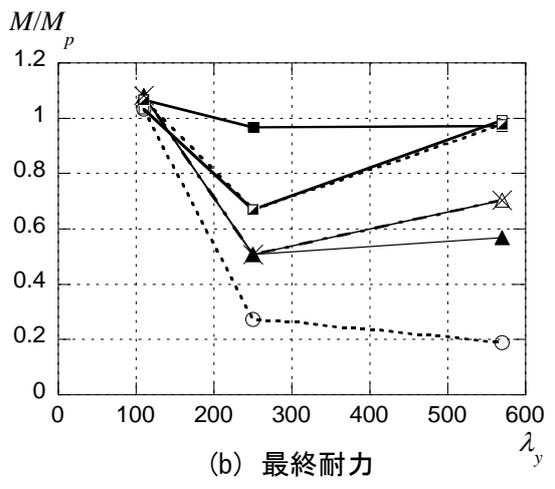
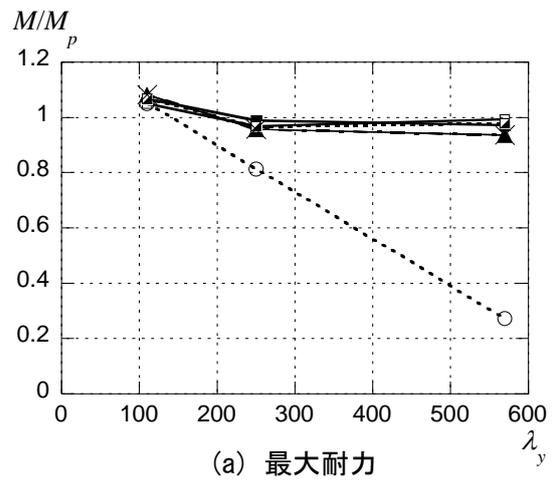


図4.3 等曲げを受ける梁の最大耐力と最終耐力 (H-500×200)

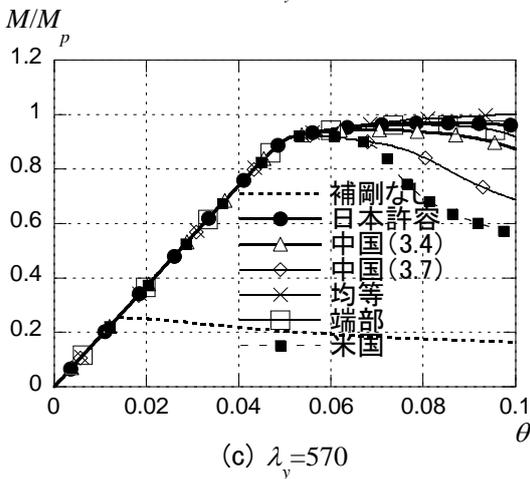
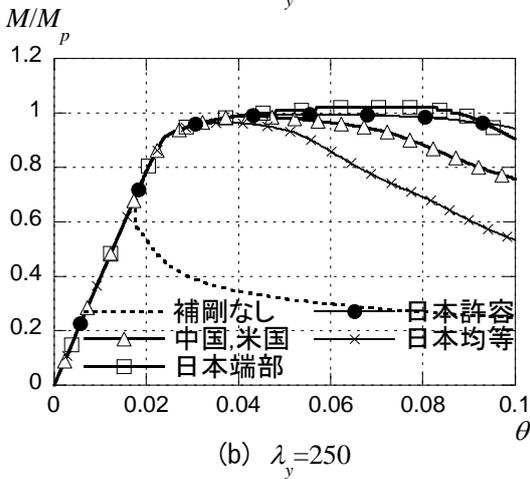
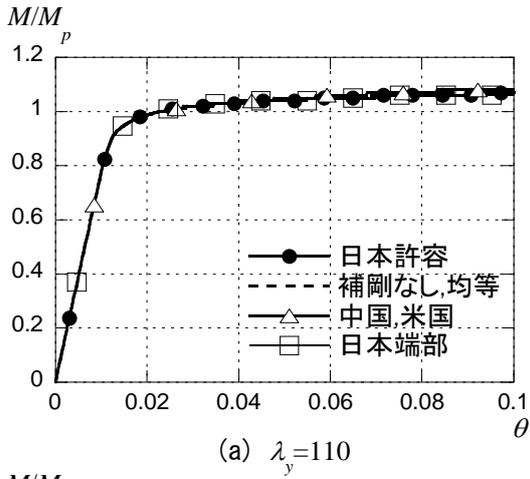


図4.4 等曲げを受ける梁の単調載荷 (H-600×200)

---○--- 補剛なし —□— 均等 ··×· 米国
 —△— 中国(3.4) —■— 端部
 —▲— 中国(3.7) ···□··· 許容

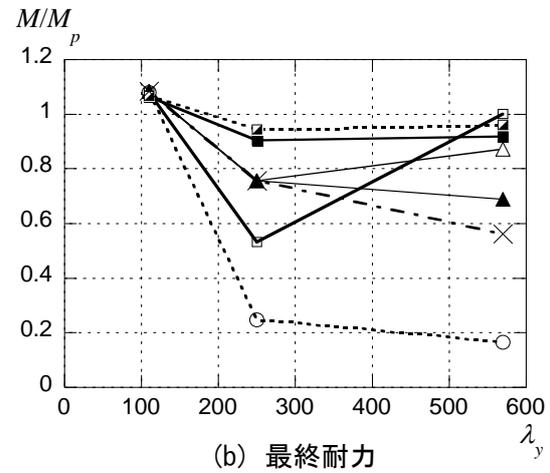
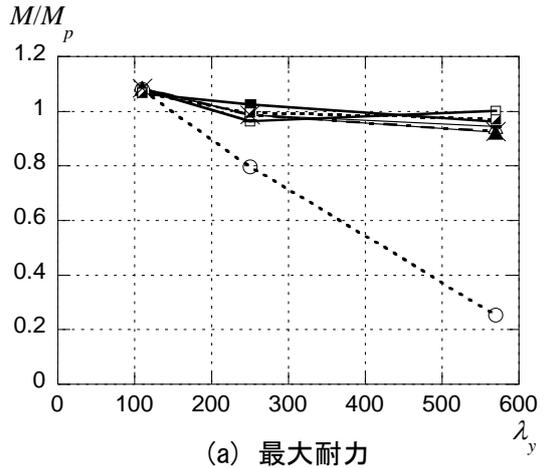


図4.5 等曲げを受ける梁の最大耐力と最終耐力 (H-600×200)

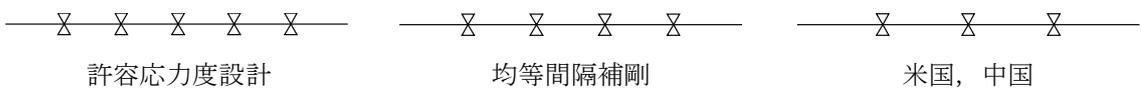
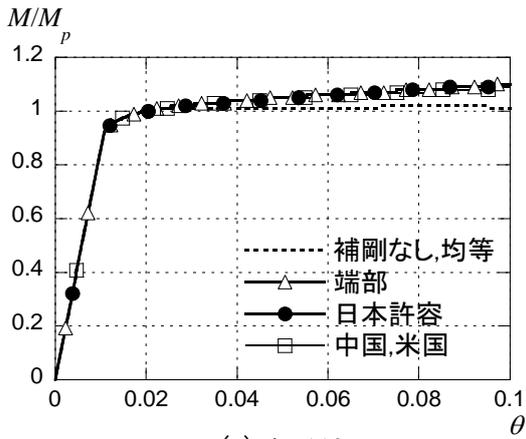
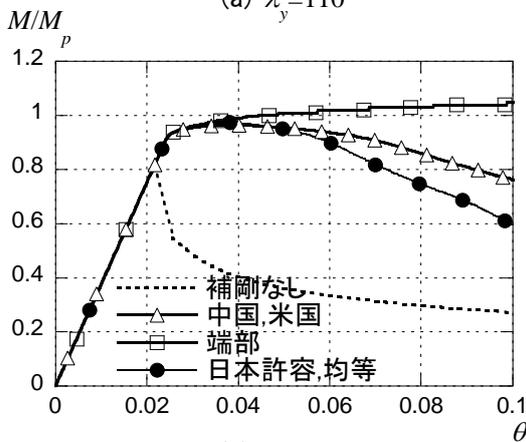


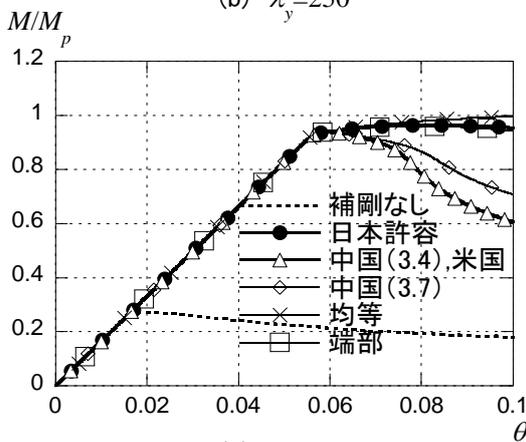
図4.6 等曲げを受ける梁の補剛配置図 (H-600×200, $\lambda_y = 250$)



(a) $\lambda_y = 110$



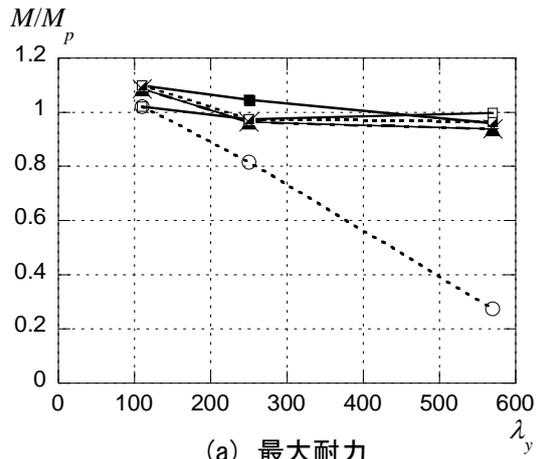
(b) $\lambda_y = 250$



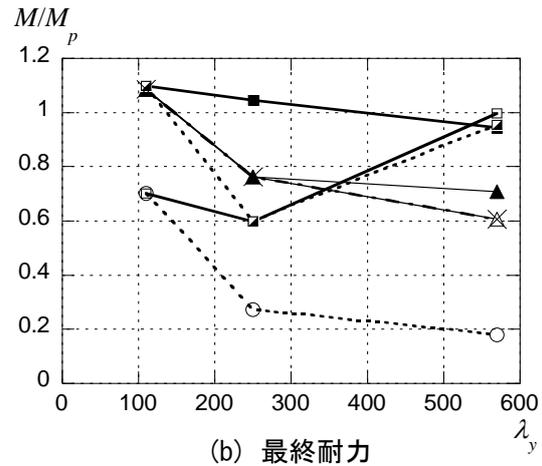
(c) $\lambda_y = 570$

図4.7 等曲げを受ける梁の単調載荷 (H-800×300)

---○--- 補剛なし —□— 均等 ·-×- 米国
 —△— 中国(3.4) —■— 端部
 —▲— 中国(3.7) ·-□- 許容



(a) 最大耐力



(b) 最終耐力

図4.8 等曲げを受ける梁の最大耐力と最終耐力 (H-800×300)

4.3.1.2 逆対称を受ける梁の解析結果

図 4.9, 4.10 に H-500×200, 図 4.11, 4.12 に H-600×200, 図 4.13, 4.14 に H-800×300 の解析結果を示す. 図 4.9, 4.11, 4.13 はモーメント-回転角関係を示し, (a) $\lambda_y=110$, (b) $\lambda_y=250$, (c) $\lambda_y=570$ の結果を示す. 図 4.10, 4.12, 4.14 は最大耐力および最終耐力と細長比の関係を示し, (a)最大耐力, (b)最終耐力の結果を示す.

図 4.9, 4.11, 4.13 より, 両断面とも同様の傾向を示した. $\lambda_y=110$ では, 補剛を配置しなくても耐力低下が見られない.

$\lambda_y=250$ では, H-500×200, H-600×200, H-800×300 のいずれも梁耐力の低下は緩やかであり, 最大変形時にも全塑性モーメントを概ね維持している. しかし, 端部補剛および中国基準式(3.4)では, 補剛数は 2 本と同じであるが, 端部補剛は全く耐力低下していないが, 中国基準式(3.4)はわずかに低下している. これは, 図 4.15 に示すように, 塑性ヒンジ部における補剛の有無によるものであり, ヒンジ形成部に補剛を配置することは横座屈による耐力低下を抑えることに有効であることを示す.

$\lambda_y=570$ ではさらにその効果が顕著であり, 両断面とも端部補剛は 6 本しか配置していないが耐力が低下せず, 中国基準式(3.7)や米国基準の補剛本数の方が多いが, 耐力は 10~30%程度低下している.

図 4.10, 4.12, 4.14 より, 等曲げ時と同様に最大耐力は補剛方法に関わらず, 概ね同じ結果を示した. 最終耐力については, 日本の均等間隔および端部補剛がいずれの断面, 材長においても全塑性モーメント以上の耐力を示した. ここでも, 均等間隔補剛は 20 本に対して, 端部補剛は 6 本と約 1/3 の本数にも関わらず, その効果の違いはわずか 3%である. 塑性ヒンジ部を拘束することは, 横座屈後の耐力低下を抑制するために効果的であることがわかる. また, 米国基準はほぼ全塑性モーメントを維持し, 逆対称曲げについては十分な効果を発揮した.

しかし, いずれの断面においても, 日本の許容応力度設計および中国基準式(3.4), 中

国簡便式(3.7)の最終耐力は全塑性モーメントを下回るが、弾性設計の範囲では、十分な耐力を示した。

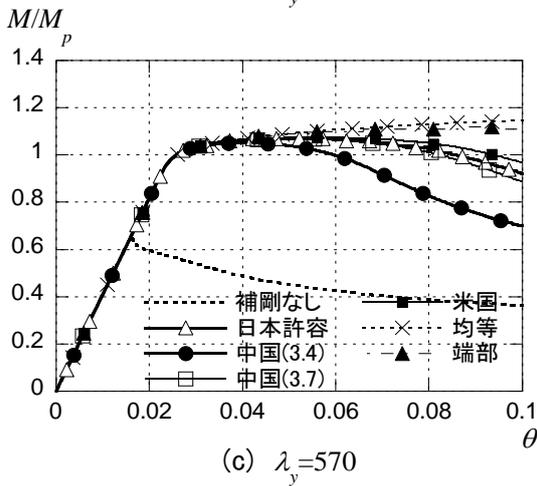
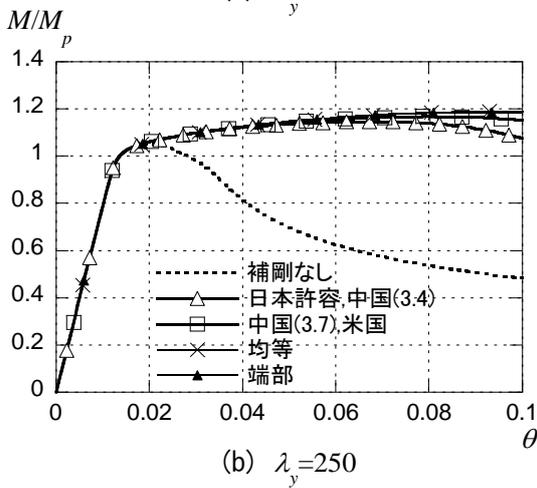
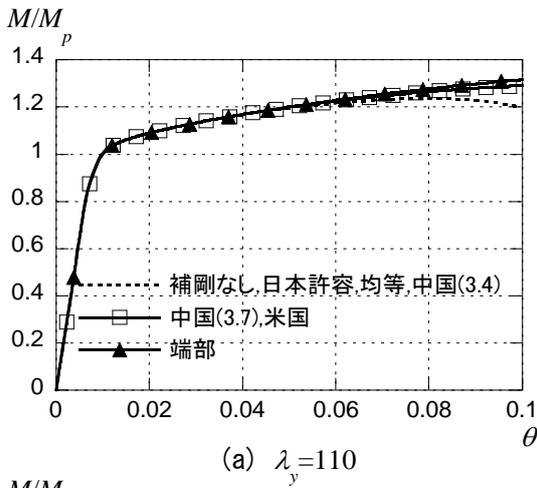


図4.9 逆対称曲げを受ける単調載荷 (H-500×200)

---○--- 補剛なし —□— 均等 - - × - - 米国
 —△— 中国(3.4) —■— 端部
 —▲— 中国(3.7) - - □ - - 許容

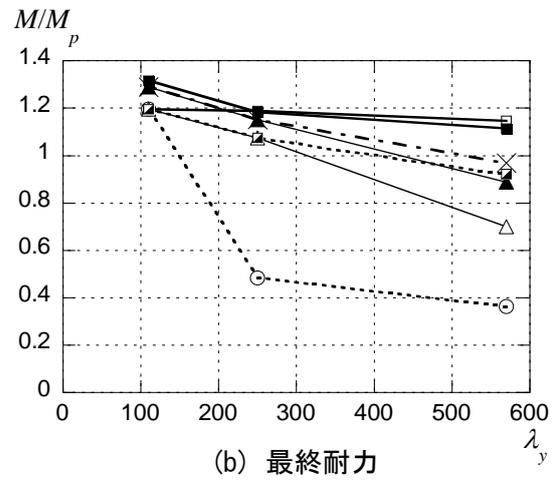
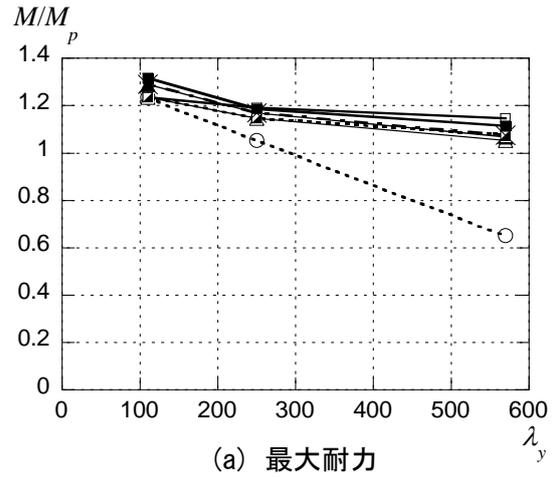


図4.10 逆対称曲げ単調載荷を受ける梁の最大耐力と最終耐力 (H-500×200)

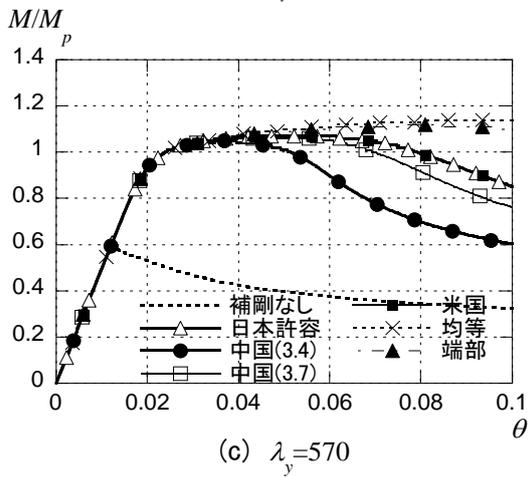
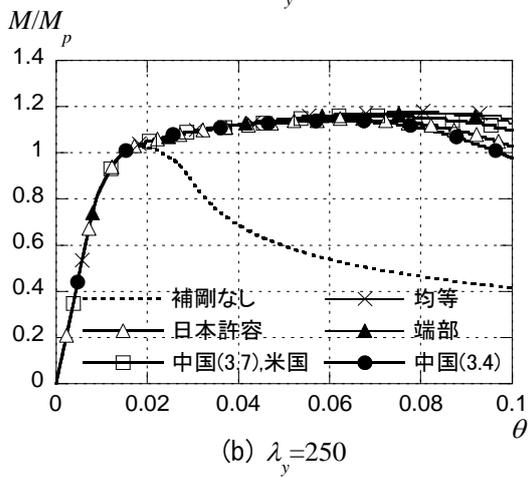
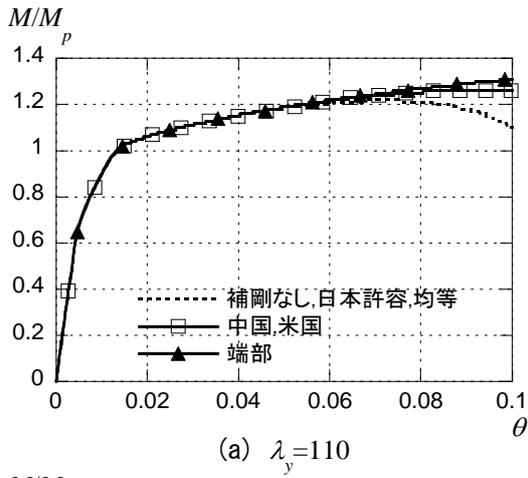


図4.11 逆対称曲げを受ける単調載荷 (H-600×200)

---○--- 補剛なし —□— 均等 ·-×- 米国
 —△— 中国(3.4) —■— 端部
 —▲— 中国(3.7) ·-□- 許容

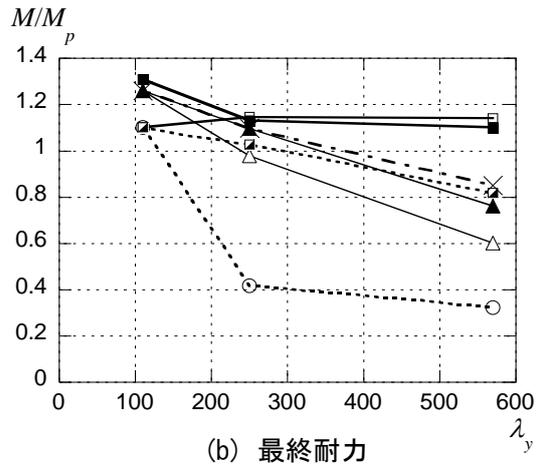
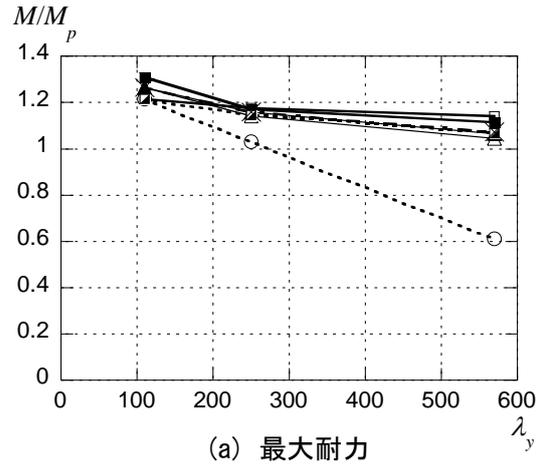


図4.12 逆対称曲げ単調載荷を受ける梁の最大耐力と最終耐力 (H-600×200)

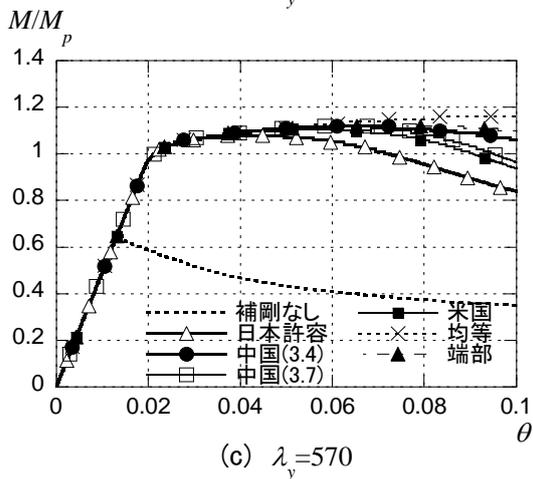
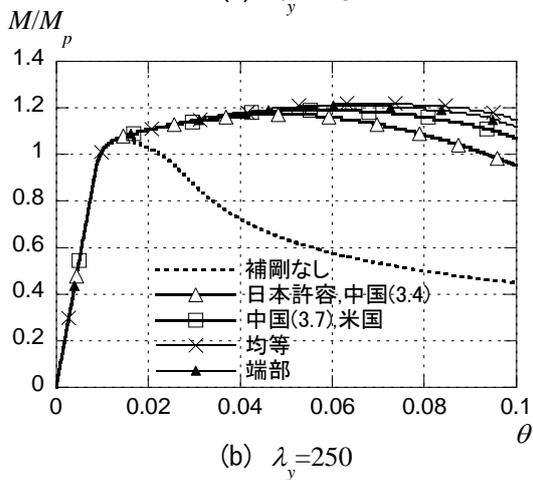
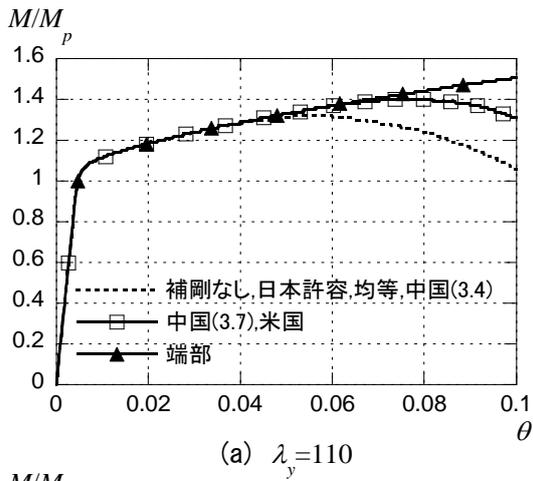


図4.13 逆対称曲げを受ける単調荷
(H-800×300)

---○--- 補剛なし —□— 均等 -×- 米国
 —△— 中国(3.4) —■— 端部
 —▲— 中国(3.7) -□- 許容

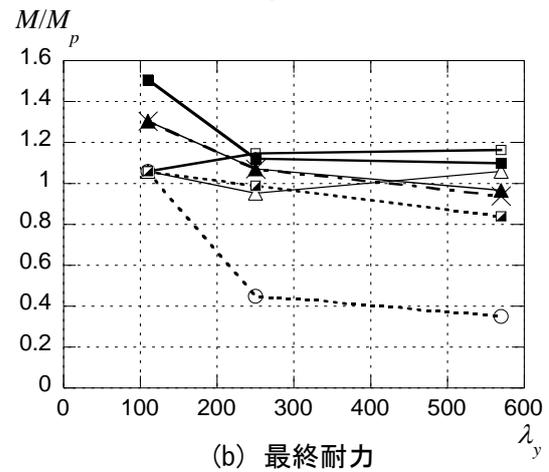
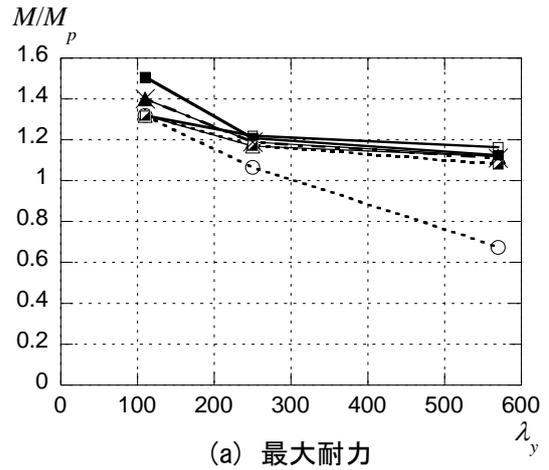


図4.14 逆対称曲げ単調荷を受ける梁の
最大耐力と最終耐力 (H-800×300)

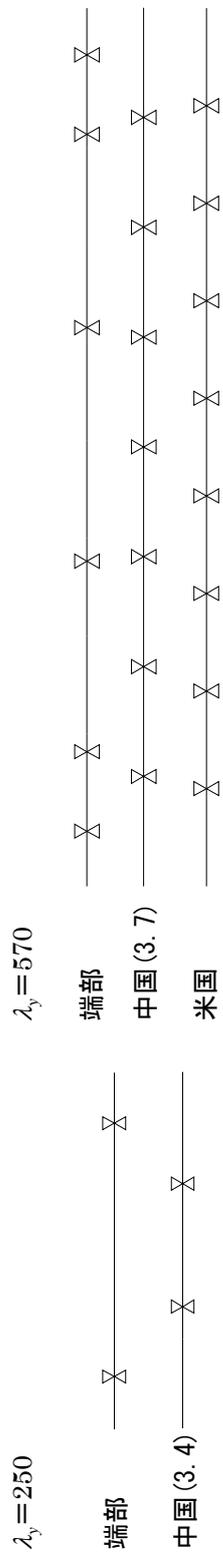


图4.15 補剛配置図

4.3.2 繰返し載荷時の解析結果

地震時の繰返し荷重を想定し、繰返し逆対称曲げを受ける梁を対象に数値解析を行った。解析の一例として、H-500×200、 $\lambda_y=570$ の解析結果を図 4.16 に示す。図 4.16(a) は補剛が無い場合、図 4.15(b)は日本の端部補剛を配置した場合である。

図 4.17, 4.18, 4.19 に細長比と最大耐力および最終耐力の関係を示す。図 4.17 に H-500×200, 図 4.18 に H-600×200, 図 4.19 に H-800×300 (このデータがあります) の結果を示す。(a)は最大耐力, (b)は最終耐力の結果である。

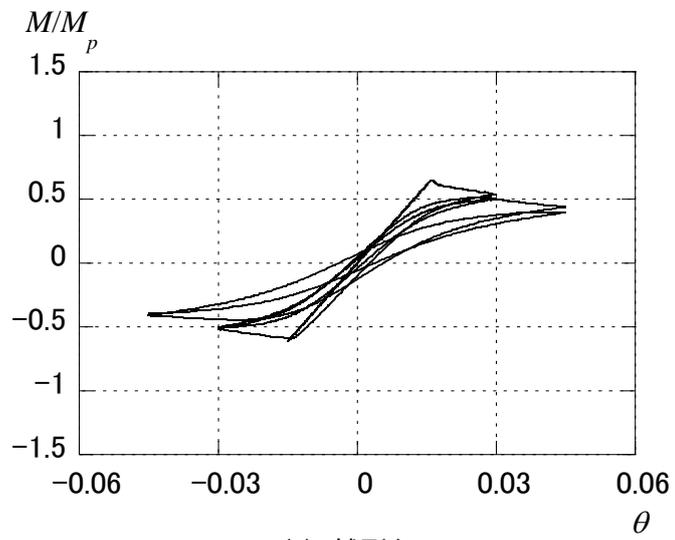
図 4.17, 4.18, 4.19 より、いずれの補剛方法においても、最大耐力は全塑性モーメント以上を示している。最終耐力において最も効果的な補剛は、日本の均等間隔および端部補剛であり、いずれの材長も概ね全塑性モーメント M_p 以上を維持している。

中国基準式(3.4)および日本の許容応力度設計による規準では、材長が長くなるにつれて、最終耐力が全塑性モーメントを維持できなくなる傾向があるが、繰返し時の性能については保証できないものの、最大耐力は全塑性モーメントを維持していることから、いずれも最大耐力については許容応力度設計を満足している。

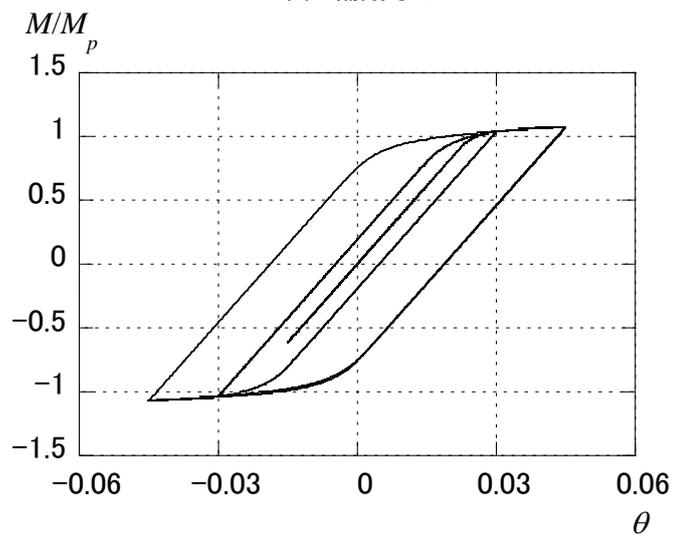
$\lambda_y=250$ においては、いずれの断面も全塑性モーメントを維持しているのは日本の端部補剛しかない。中国基準式(3.4)と端部補剛では補剛数はいずれも 2 であるが、最終耐力において中国基準式(3.4)は 10%程度低下しており、塑性ヒンジ部に横補剛を配置することは、繰返し載荷時においても、効果的に耐力低下を抑制することがわかる。

$\lambda_y=570$ において、端部補剛は 6, 均等間隔補剛は 20 であり、端部補剛の補剛数は少ないが、補剛効果が均等間隔補剛とほぼ同じである。

梁断面の違いは、最大耐力にはほとんど影響しないが、横座屈後の挙動に影響が現れ、断面 2 次半径が小さい H-600×200 は H-500×200 よりも最終耐力が低下する傾向を示した。



(a) 補剛なし



(b) 端部補剛

図4.16 繰返し载荷の解析例

.....○..... 補剛なし —▲— 中国(3.7) —■— 端部 - - × - - 米国
 —△— 中国(3.4) —□— 均等 ■..... 許容

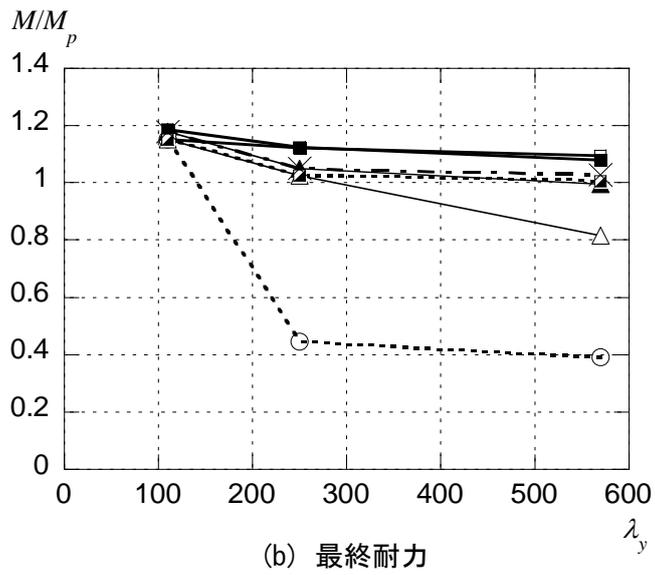
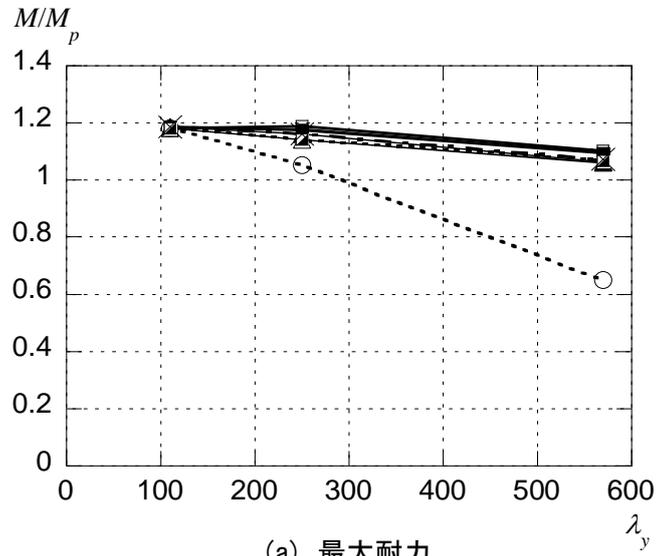
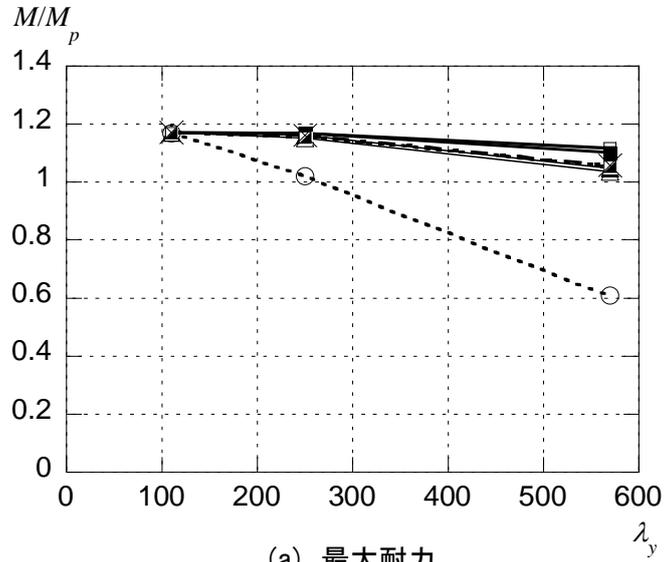
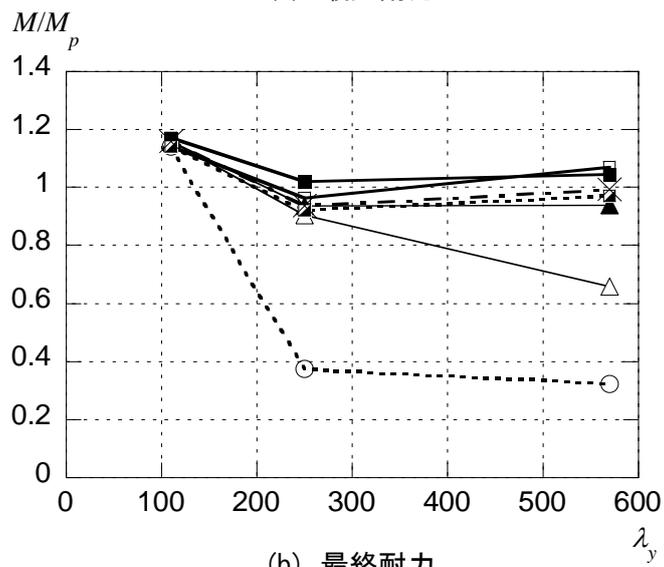


図4.17 H-500×200 の最大耐力と最終耐力（繰返し載荷）

.....○..... 補剛なし —▲— 中国(3.7) —■— 端部 - - × - 米国
 —△— 中国(3.4) —□— 均等 □..... 許容



(a) 最大耐力



(b) 最終耐力

図4.18 H-600×200 の最大耐力と最終耐力（繰返し载荷）

.....○..... 補剛なし —▲— 中国(3.7) —■— 端部 - - × - 米国
 —△— 中国(3.4) —□— 均等 ■..... 許容

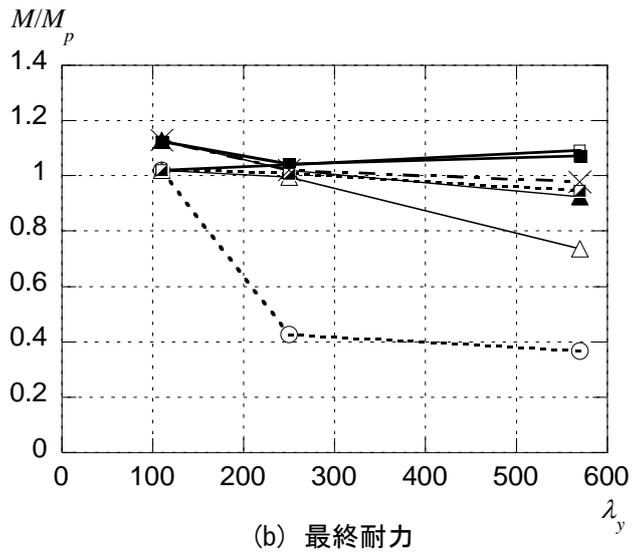
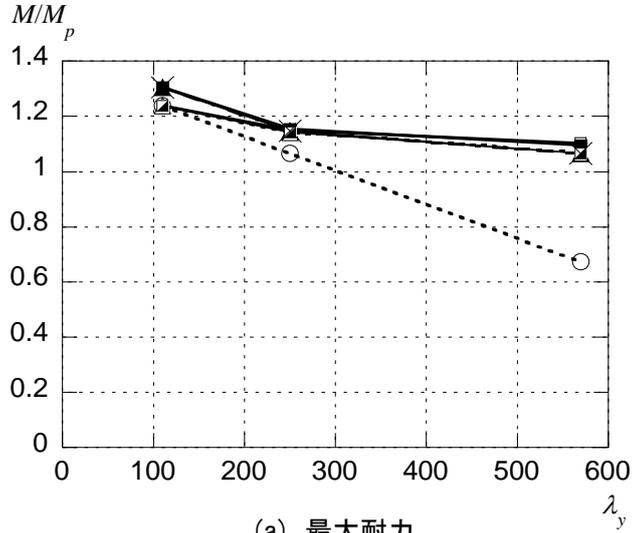


図4.19 H-800×300 の最大耐力と最終耐力（繰返し載荷）

4. 4 結

本章では、日中米の横補剛の違いが終局挙動にどのような影響を与えるかを検討するため、有限要素法による数値解析を行った。

単調荷を受ける梁について数値解析を行い、以下の知見を得た。

- 1) 等曲げを受ける梁については、いずれの補剛方法も最大耐力は概ね全塑性モーメントを示した。最終耐力については、 $\lambda_y=570$ において、日本の許容応力度、均等間隔および端部補剛が概ね全塑性モーメント耐力を示し、米国規準および中国規準式(3.4)、式(3.7)による補剛が次に大きな耐力を示したが、それぞれ $0.7M_p$ 、 $0.55M_p$ まで低下していた。また、日本の均等間隔補剛は 20 本と比較して、端部補剛は 11~12 本と極端に少ないが、その効果の違いはわずか 3~9%であった。
- 2) 逆対称曲げを受ける梁については、いずれの補剛方法も最大耐力は概ね全塑性モーメントを示した。しかし、 0.1rad 時の最終耐力については、日本の保有耐力横補剛の均等間隔、端部補剛規準が全塑性モーメント以上の耐力を示したが、他の規準は全塑性モーメントを下回った。日本の均等間隔補剛は $\lambda_y=570$ で 20 本であるが、端部補剛は 6 本と大きな差があるにも関わらず、最終耐力の差はわずか 1~4%程度であり、塑性ヒンジ領域を拘束することは、横座屈耐力を向上させるために効果的である。

繰返し逆対称曲げ荷を受ける梁の数値解析を行い、以下の知見を得た。

- 3) 日本の許容応力度設計による規準で補剛した梁は、材長が長くなる程、最終耐力が全塑性モーメントを維持できなくなるが、いずれの長さにおいても、最大耐力は設計荷重として想定した $0.8M_p$ を上回っており、最大耐力については許容応力度設計を満足している。
- 4) いずれの長さにおいても、最終耐力が概ね全塑性モーメントを維持していた補剛方法は、端部補剛であり、梁端部の塑性ヒンジ部を補剛することは、横座屈の発生お

よび耐力低下の抑制に効果的であると言える。 $\lambda_y=250$ では、中国規準式(3.4)と端部補剛では補剛数はいずれも 2 であるが、端部補剛は中国規準式(3.4)より優れた耐力を示すことから、塑性ヒンジ部を拘束することは、繰返し荷重時にも効果的であることを示した。

参考文献

- [4.1] Feng-Xiang Li, Iori Kanao, Jun Li, Kiyotaka Morisako : Local Buckling of RBS Beams Subjected to Cyclic loading, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 135, pp. 1491-1498. 2009. 12.

第5章 H形鋼梁が繰返し载荷時に変形性能を有する ための補剛方法

5. 1 はじめに

第3章では、日本の均等間隔補剛規定による補剛数は荷重条件に関係なく梁の細長比によって決められ、材長が長くなるにつれて補剛数が著しく多くなる。一方、端部補剛規定に関しては、降伏曲げモーメントを超える曲げモーメントが作用する領域においては端部補剛規定に従って横補剛を配置し、降伏モーメントに達しない領域では、鋼構造設計規準に従って許容応力度設計を行うことになっている。そのため、この方法では、荷重条件などによって補剛位置が異なり、様々な補剛間隔が存在する。

第4章では、日本の均等間隔補剛、端部補剛、許容応力度補剛および米国、中国の補剛方法の性能を比較する目的で、横補剛を有する梁の数値解析を行い、それぞれの補剛方法による繰返し载荷時の最終耐力や変形性能について示した。解析結果より、米国、中国の補剛方法はほぼ同等の効果であり、日本の保有耐力横補剛が最も効果的であることを明らかにした。特に、端部補剛規定による補剛方法は補剛数が少ないにも関わらず、均等間隔補剛と同等の効果を示し、塑性ヒンジ部を拘束することで繰返し载荷に対しても、梁の全塑性モーメント以上の最終耐力を維持できることを示した。

本章では、日本の端部補剛規定と均等間隔補剛規定の利点を活かした補剛方法として、端部補剛で挟まれた中間部を均等間隔で補剛する方法について提案し、その効果を明らかにする。なお、ここではスラブによる拘束効果は対象としない。

5. 2 解析モデル

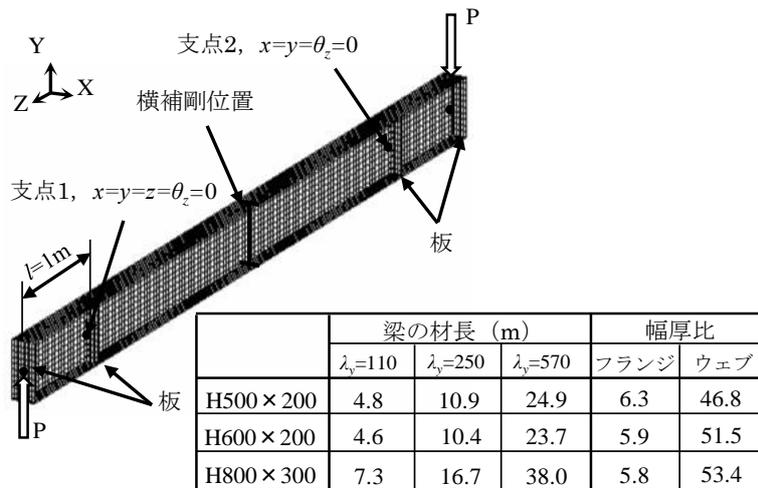
端部補剛を設けた後、中間部分の必要横補剛長さ及び提案する補剛方法の効果を検討するため、第4章と同じ解析方法を用いて、数値解析を行う。

単純梁の有限要素モデルを図 5.1(a)に示す。対象断面は H-500×200×10×16 (以下 H-500×200), H-600×200×11×17 (以下 H-600×200), H-800×300×14×26 (以下 H-800×300) である。細長比 $\lambda_y=110, 250, 570$ に相当する材長について検討する。

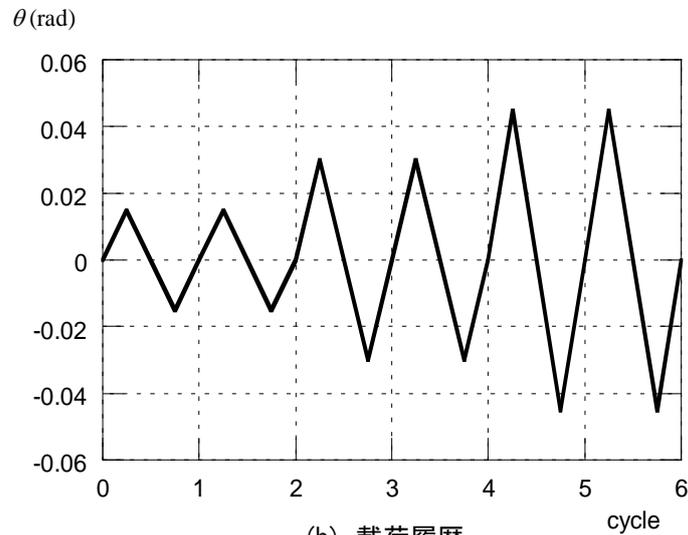
要素は 4 節点厚肉シェル要素を用いる。応力ひずみ関係はバイリニアモデルとし、移動硬化を考慮する。接線弾性係数は $E=2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$, 降伏応力度は $\sigma_y=235 \text{N/mm}^2$ とし、降伏後の接線係数は $E/100$ としている。ポアソン比は 0.3 である。梁の両端に鉛直荷重を載荷して梁端に曲げモーメントを与えるため、梁を支点から外側へ 1m はね出し、その先に鉛直方向に集中荷重を加え、梁に逆対称曲げモーメントを与える。載荷点および支点位置には、局所的な変形を防ぐため、それぞれのフランジと同じ厚さで、接線弾性係数 $2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ の鋼板を取りつけている。材軸方向に、細幅断面の H-500×200 と H-600×200 は、フランジを $20 \times 50 \text{mm}$, ウェブを $50 \times 50 \text{mm}$ の要素に等分割しており、中幅断面の H-800×300 は、フランジを $30 \times 100 \text{mm}$, ウェブを $80 \times 100 \text{mm}$ の要素に等分割している。載荷点の節点の X, Y 方向変位およびねじれ回転角を固定している。ピン支点は全並進変位とねじれ回転角を拘束し、ローラー支点は、X, Y 方向変位およびねじれ回転角を拘束している。また、横補剛を配置する場合は、横補剛配置位置の断面の全節点の X 方向変位とねじれ回転角を拘束しており、スラブによる拘束は考慮していない。

図 5.1(b)に示すように、0.015rad, 0.030rad, 0.045rad を 2 回ずつ繰返す載荷履歴を採用する。

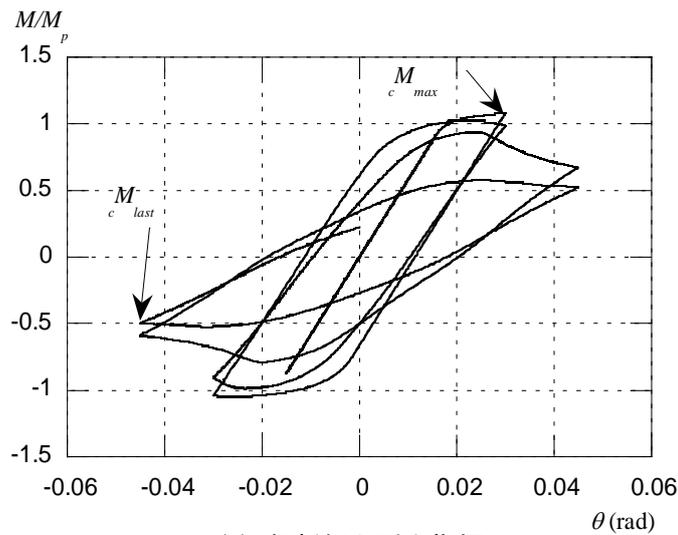
以下の考察では、図 5.1(c)に示すように、繰返し履歴中における最大耐力 (最大耐力 ${}_cM_{max}$), 負側の最終繰返しにおける最大振幅時の耐力 (最終耐力 ${}_cM_{last}$) を指標とする。



(a) 解析モデル



(b) 載荷履歴



(c) 解析例と耐力指標

図5.1 数値解析モデル

5. 3 端部補剛と均等間隔補剛を組み合わせた補剛方法

5.3.1 補剛間隔の検討

第4章では、端部補剛規定および許容応力度規定に従った補剛方法は補剛数が少ないものの、梁の全塑性モーメント以上の最終耐力を維持できることを示した。図5.2(a)に示す従来の端部補剛規定に従って、塑性ヒンジの近傍に補剛を設計、端部補剛間を許容応力度設計に基づいて補剛する方法（以下「端部補剛A」と記す）は、荷重分布や大きさによって異なり、作業が煩雑となる。この点を改善する目的で、図5.2(b)のように端部補剛に加え、その中間部を均等間隔に補剛を配置する補剛方法（以下「端部補剛B」と記す）を提案する。そこでは、端部補剛規定に従って梁端部に補剛を設けた後、発生している断面力に対して許容応力度規定に従って中間部分の補剛間隔を決定しなければならない。しかし、図5.2(b)に示すように、端部補剛Bで補剛することができれば、設計を容易にすることができる。

5.2の解析モデルを用いて、耐力および変形能力を保持できる、端部補剛Bの必要補剛間隔を検討する。

横座屈に対して最も不利である $\lambda_y=570$ の梁を対象として検討する。解析モデルは図5.2(b)に示すように、端部補剛で挟まれた中間部を2~6等分し、最終耐力が全塑性モーメントを維持できる補剛間隔を検討する。すなわち、中間部の補剛数を n とすると、 $n=0$ は端部補剛のみを有し、補剛間隔 $l_b/i_y=500$ に相当する。 $n=5$ は端部補剛に加えて中間部を6等分した位置に横補剛を配置し、補剛間隔 $l_b/i_y=80$ に相当する。

図5.3にH-600×200の梁について、補剛間隔を変化させた場合のモーメント-回転角関係を示す。いずれの場合も最大耐力は全塑性モーメント以上を示し、繰返し荷重を受けることで耐力低下が生じるが、補剛間隔が短い程、耐力低下の程度も小さくなり、補剛間隔が $l_b/i_y=100$ よりも短い場合に、最終耐力が全塑性モーメントを維持していることがわかる。

図 5.4 に中間部の補剛間隔 l_b/i_y と梁の最大耐力および最終耐力の関係を示す。縦軸は梁端曲げモーメントを全塑性モーメントで除して無次元化し、横軸は中間部の補剛間隔 l_b/i_y を示す。図中には参考のため、全く補剛を有しない場合の結果、現行の端部補剛 A による最終耐力を示す。(a)は H-500×200, (b)は H-600×200, (c)は H-800×300 を示す。いずれの断面においても端部補剛のみ ($n=0$, 中間部の補剛間隔 $l_b/i_y=500$) を配置しただけで、最大耐力は全塑性モーメント以上を示し、最終耐力は約 13%高まり、端部補剛のみで大きな効果があることがわかる。また、いずれの断面においても補剛間隔 $l_b/i_y=100$ の場合、最終耐力においても全塑性モーメントを維持することができる。このとき、補剛数は端部補剛も加えて合計 6 本であり、これは、現行の端部補剛規定と同じ本数である。また、図 5.4 中に示す現行規定による最終耐力と比較すると、中間部を均等に補剛する場合の方がわずかに低下しているが、その差はわずか 1~4%程度である。以上より、中間部の均等補剛間隔は $l_b/i_y=100$ 以下とすればよいと考えられる。

5.3.2 提案した補剛方法の効果の検証

5.3.1 で示した端部補剛で挟まれた中間部に補剛間隔 $l_b/i_y=100$ で横補剛を均等配置した場合の補剛効果を検討するため、梁材長の細長比を $\lambda_y=170\sim 570$ まで変化させて数値解析を行った。

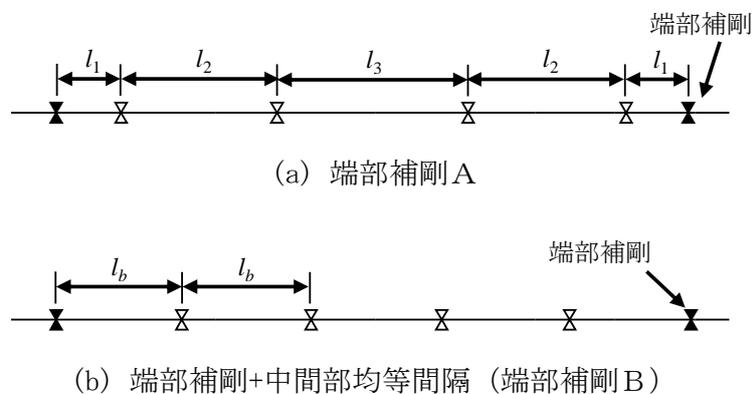
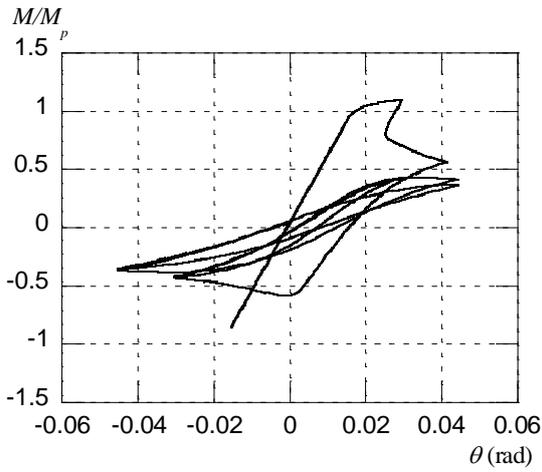
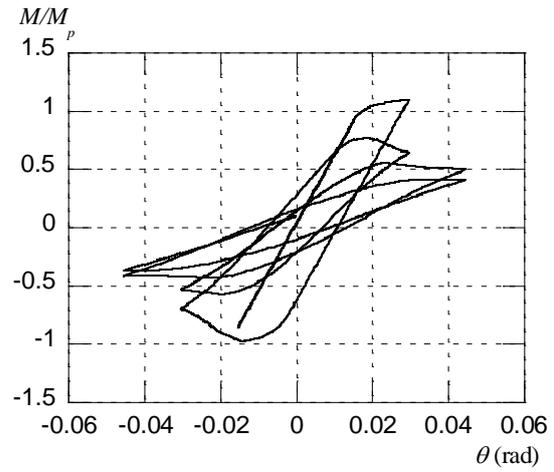


図5.2 補剛配置図

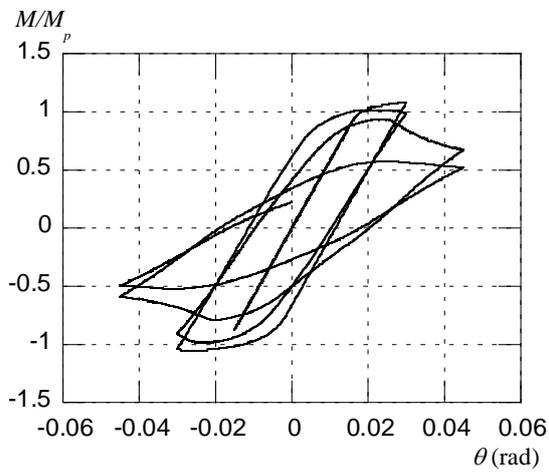
図 5.5 に H-600×200 の梁におけるモーメント-回転角関係を示す。(a)は $\lambda_y=170$, (b)は $\lambda_y=270$, (c)は $\lambda_y=370$, (d)は $\lambda_y=470$ の結果を示す。 $\lambda_y=270$ よりも長い梁に関しては、耐力低下が生じるものの、最終耐力が概ね全塑性モーメント以上を有していることがわかる。また、 $\lambda_y=370$ では最終耐力は全塑性モーメントをわずかに下回るが、わずか 3% である。なお、 $\lambda_y=570$ の結果は図 5.3(e)で示している。



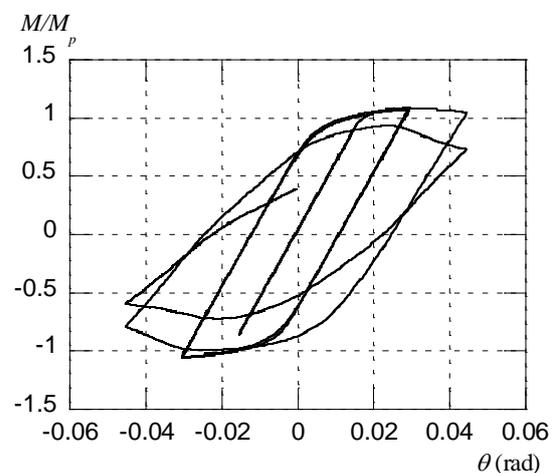
(a) 端部補剛のみ $l_b/i_y=500$ ($n=0$)



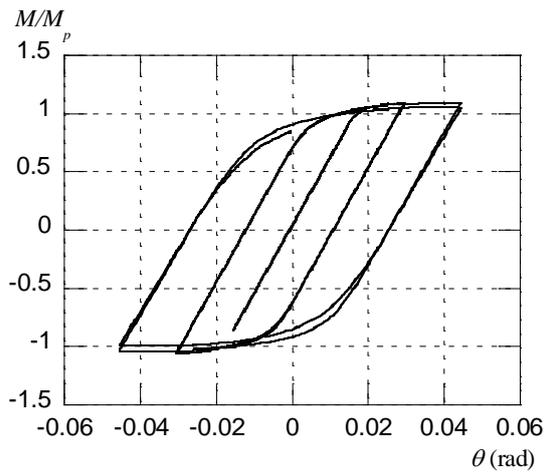
(b) $l_b/i_y=250$ ($n=1$)



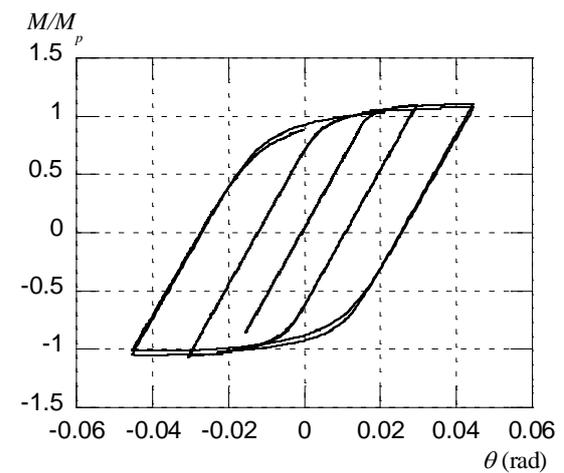
(c) $l_b/i_y=167$ ($n=2$)



(d) $l_b/i_y=125$ ($n=3$)



(e) $l_b/i_y=100$ ($n=4$)



(f) $l_b/i_y=83$ ($n=5$)

図5.3 中間部分の補剛間隔の影響 (H=600×200, $\lambda_y=570$)

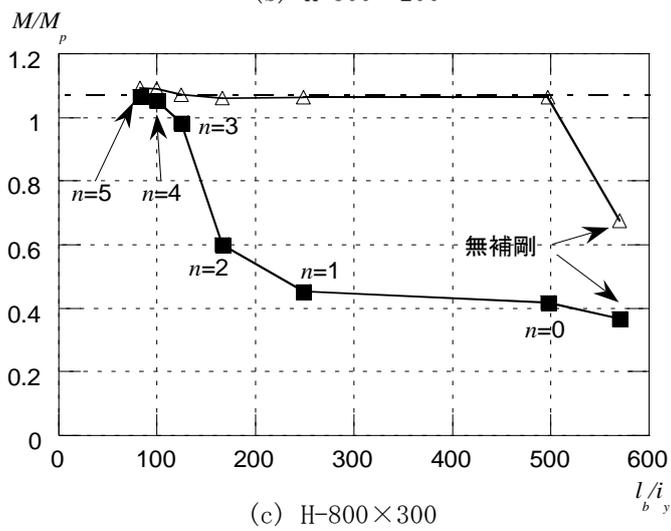
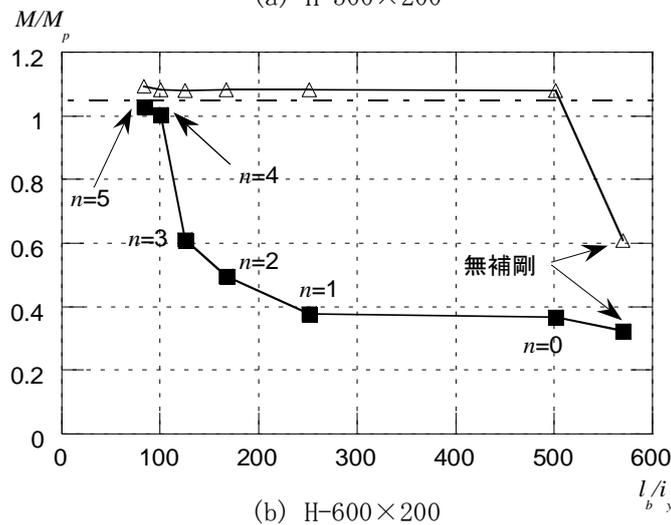
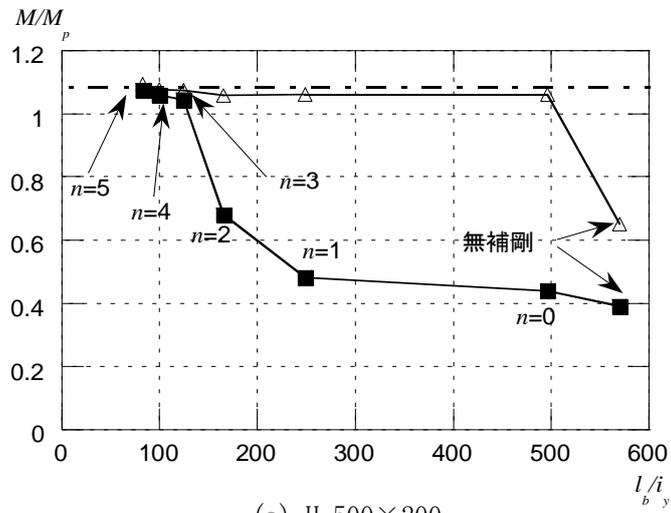
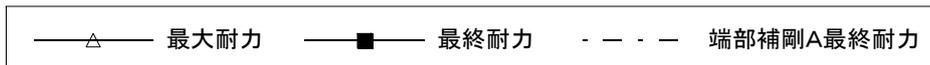


図5.4 耐力と中間部分の補剛間隔の関係 ($\lambda_y=570$)

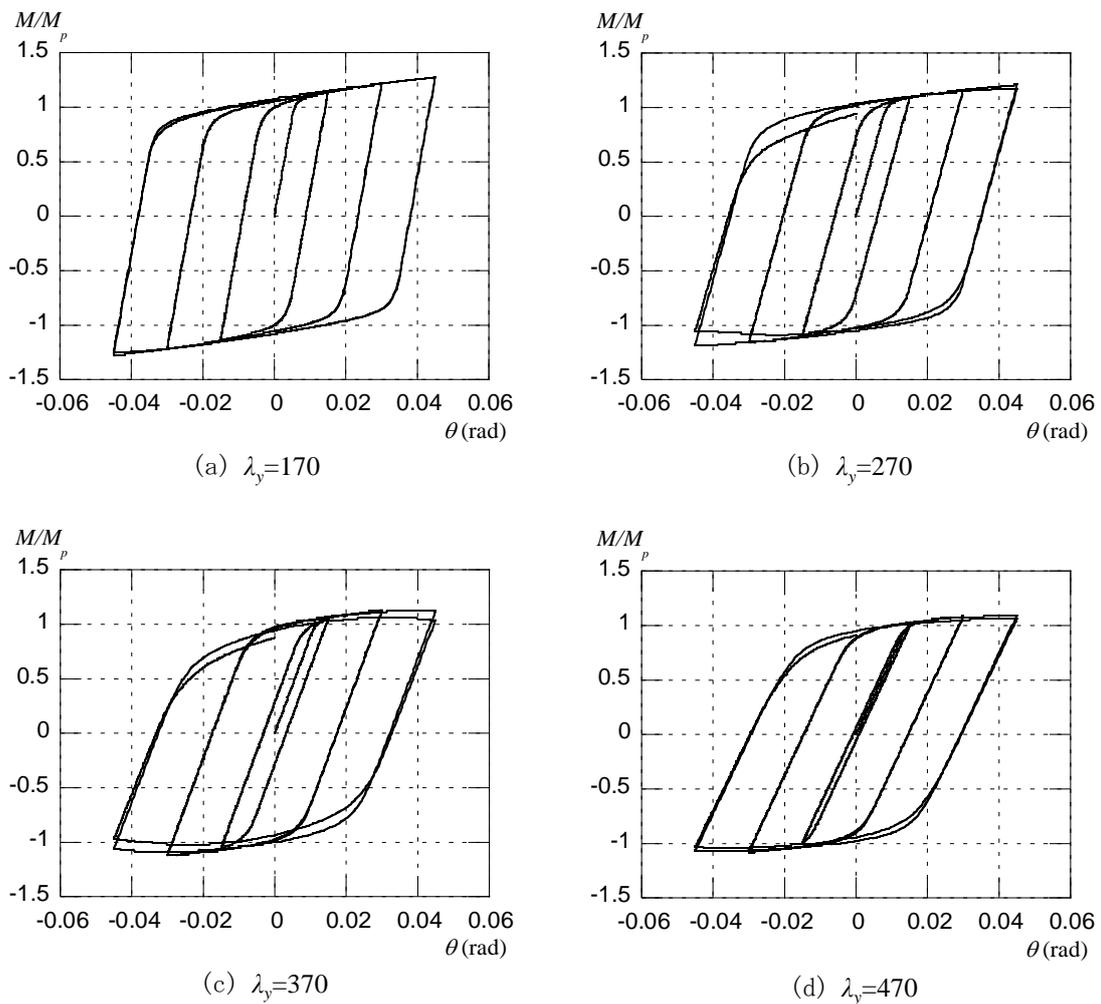
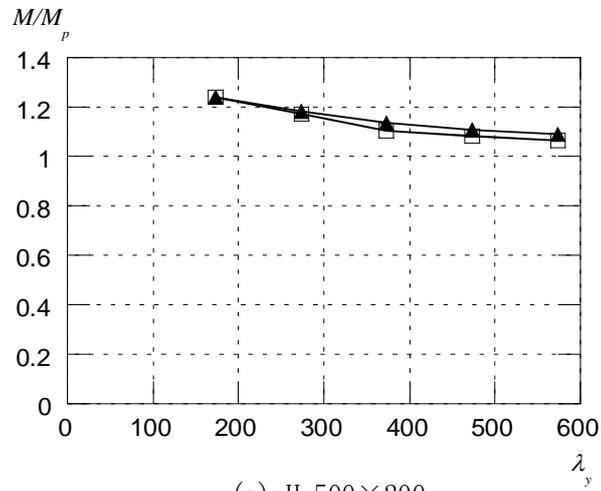


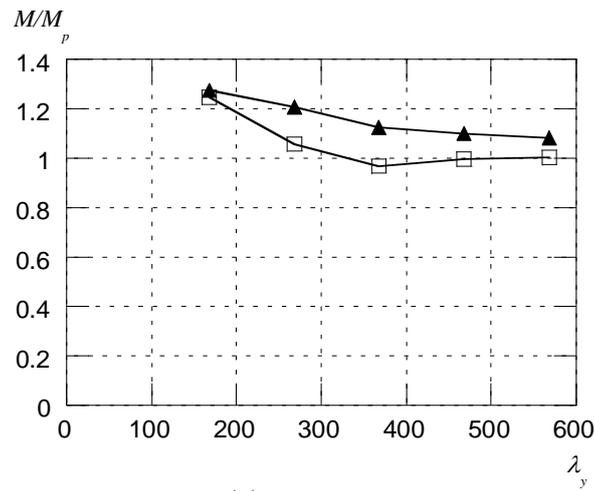
図5.5 端部補剛Bの補剛効果(H-600×200)

図 5.6 に梁の細長比と最大耐力および最終耐力の関係を示す。縦軸は梁端曲げモーメントを全塑性モーメントで除して無次元化し，横軸は材長を示す。(a)は H-500×200，(b)は H-600×200，(c)は H-800×300 の結果を示す。

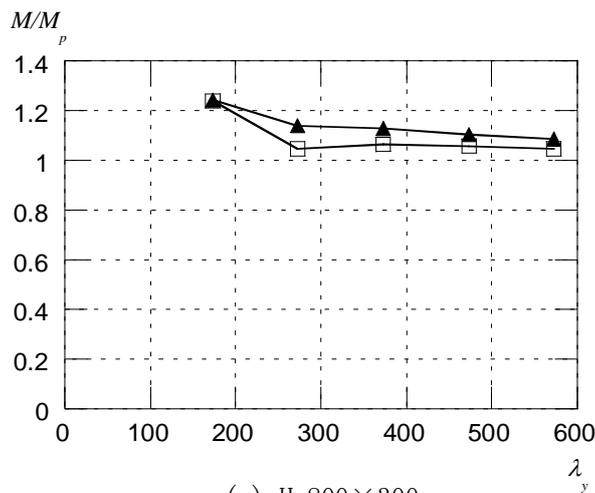
いずれの断面においても，最大耐力は全塑性モーメント以上を示す。また，(a)，(c) より，H-500×200 と H-800×300 の梁では，いずれの材長においても，最大耐力と最終耐力は全塑性モーメント以上の耐力を示し，十分な耐力と変形能力を有することがわかる。



(a) H-500×200



(b) H-600×200



(c) H-800×300

図5.6 端部補剛Bの補剛効果

表 5.1 に、提案した端部補剛 B による補剛数と、現行の端部補剛 A による補剛数を示す。また、参考のために均等間隔補剛規定による補剛数も表中に示す。(a)は H-500×200, (b)は H-600×200, (c)は H-800×300 の結果を示す。表 5.1(a)より、H-500×200, $\lambda_y=270$ である梁においては提案した補剛方法による補剛数は現行規定による補剛数より 1 本多いが、その他については、いずれの断面・長さにおいても必要補剛数は同じである。提案した端部補剛 B による補剛数は現行規定による端部補剛 A と概ね同等である。

以上より、端部補剛に加え中間部に $l_b/i_y=100$ 以下の補剛間隔で横補剛を均等間隔に配置すれば、繰返し载荷を受ける梁においても、最大耐力および最終耐力において全塑性モーメントを維持することができる。

表5.1 端部補剛Aと端部補剛Bの横補剛数

(a) H-500×200

梁の材長(m)[細長比]	端部補剛A	端部補剛B	均等間隔補剛
(a) 7.4 [170]	2	2	0
(b) 11.8 [270]	2	3	5
(c) 16.1 [370]	4	4	10
(d) 20.5 [470]	5	5	15
(e) 24.9 [570]	6	6	20

(b) H-600×200

梁の材長(m)[細長比]	端部補剛A	端部補剛B	均等間隔補剛
(a) 7.1 [170]	2	2	0
(b) 11.2 [270]	3	3	5
(c) 15.4 [370]	4	4	10
(d) 19.6 [470]	5	5	15
(e) 23.7 [570]	6	6	20

(c) H-800×300

梁の材長(m)[細長比]	端部補剛A	端部補剛B	均等間隔補剛
(a) 11.3 [170]	2	2	0
(b) 18.0 [270]	3	3	5
(c) 24.7 [370]	4	4	10
(d) 31.3 [470]	5	5	15
(e) 38.0 [570]	6	6	20

5. 4 中国、米国の横補剛規定との比較

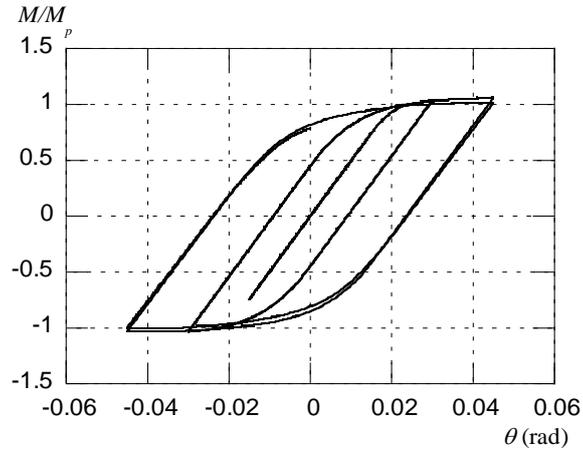
今回提案した補剛方法（端部補剛 B）と、米国・中国の基準による補剛方法の効果を比較する。

第 3 章でまとめた米国・中国の基準による補剛数を参考にして、表 5.2 に端部補剛 B との比較を示す。本数としては、米国・中国はほぼ同じ本数であり、提案した端部補剛 B の本数は短い範囲では多く、長くなると本数が少なくなることがわかる。

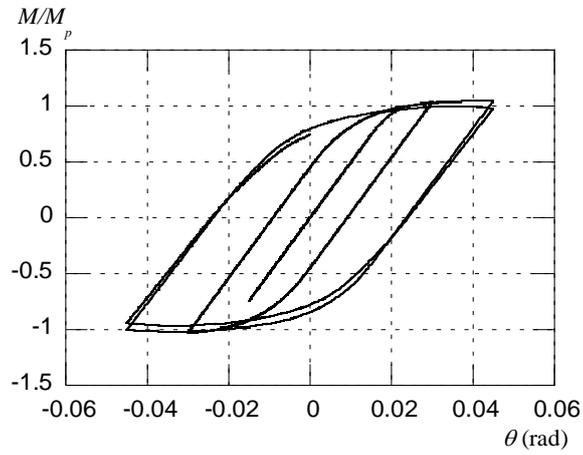
表5.2 米国、中国規定と提案による横補剛数

	λ_y		
	110	250	570
(a) 米国基準(式(3.8))	1	3	8
(b) 中国基準(式(3.7))	1	3	7
(c) 端部補剛B	2	3	6

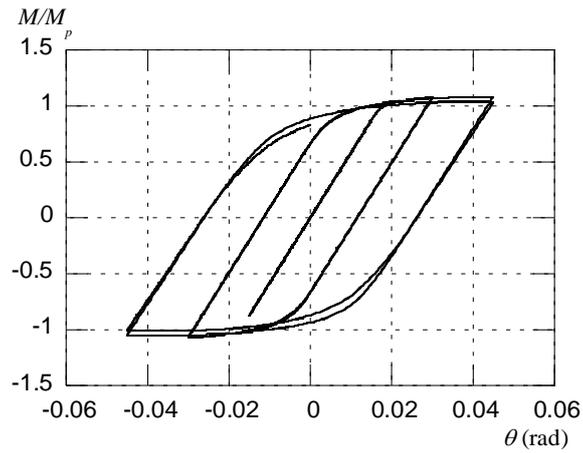
図 5.7 に、H-600×200 の断面において、細長比 $\lambda_y=570$ に相当する梁について、それぞれの補剛方法によるモーメント-回転角関係を示す。いずれの補剛方法による場合でも、最大耐力は全塑性モーメント以上であるが、最終耐力については、米国・中国規定の横補剛を配置した場合に全塑性モーメントをわずかに下回っている。一方、提案した補剛方法では、他の 2 つの基準と比較して補剛数が少ないにも関わらず、全塑性モーメント以上の最終耐力を維持しており、他国の基準と比較しても、効果的な補剛方法であることがわかる。



(a) 米国耐震基準



(b) 中国簡便式



(c) 提案した方法 (端部補剛B)

図5.7 米国, 中国規定と端部補剛Bの補剛効果の比較 (H-600×200, $\lambda_y=570$)

5. 5 結

本章では，繰返し逆対称モーメントを受ける梁の H-500×200×10×16，H-600×200×11×17，H-800×300×14×26 を対象とした有限要素法解析を行い，現行の保有耐力横補剛規定の効果を示すとともに，端部補剛と均等間隔補剛を組み合わせた補剛方法を提案し，その性能について検討した．得られた知見は以下の通りである．

- 1) 端部補剛に加えて，それらの端部補剛で挟まれた中間部を一定の間隔で補剛する方法を提案した．補剛間隔をパラメータとした数値解析を行い，その結果，対象とした梁において，中間部の均等補剛間隔を $l_b/i_y=100$ 以下にすることで，十分な効果を発揮することを示した．この方法によると，端部補剛で挟まれた中間部は，梁の材長に関係なく，ある一定の細長比以下に均等配置すればよく，設計が容易となる可能性がある．
- 2) $\lambda_y=170\sim 570$ の梁に関する数値解析結果では，提案した補剛方法による梁の最終耐力は，現行の補剛規定による梁の最終耐力と比較すると 1～4%程度低い耐力となったが，いずれの材長および断面においても，最終耐力が概ね全塑性モーメントを維持できることを示した．提案した補剛法による補剛数は，現行の端部補剛規定に従った場合とほぼ同じ補剛数であり，均等間隔補剛規定と比較して， $\lambda_y=570$ の梁では，約 1/3 に減らすことができる．
- 3) 米国および中国の規準と提案した補剛方法を比較し，補剛本数については，材長が短い場合は提案した補剛方法の方が多いが，長くなると少なくなることを示した．また， $\lambda_y=570$ で横補剛を有する梁の数値解析を行った結果，いずれの補剛方法も最大耐力は全塑性モーメントを満足したが，最終耐力は提案した補剛方法のみが満足することを示した．

第6章 結 論

本論文は、日本、中国、米国における各国の梁横補剛規定を比較し、それぞれの基準によって保持される梁の変形性能を明確にするとともに、効果的な横補剛法を提案することを目的とした研究である。

日本、中国、米国の各国の補剛規定の違いを具体的に示し、有限要素法による数値解析を用いて、それぞれの補剛方法による終局的な梁の耐力や変形能力を明確にしている。中でも、日本の設計基準で提示されている保有耐力横補剛が最も効果的であることを示し、特に、端部補剛規定による横補剛法は補剛数が少ないものの、均等間隔補剛とほぼ同等の効果を持つことを示した。これらの知見より、端部補剛規定と均等間隔補剛規定の利点を活かしたより簡便な補剛法として、従来の端部補剛規定に従って、塑性ヒンジの近傍に横補剛を設けた後、端部補剛で挟まれた中間部に均等間隔で横補剛を設けるといふ補剛法を提案した。本論文で得られた知見は以下のとおりである。

各国の補剛規定

2章では、日本の鋼構造設計規準、建築物の構造関係技術規準解説書、中国の GB 50017-2003 規準、米国の ANSI/AISC 341-10 規準を対象として各国の補剛規定についてまとめた。日本、中国、米国の補剛形式の違いを明確にするため、3国の規準に従って梁の横補剛を決定し、本数および配置方法を具体的に示し、それぞれの違いをまとめた。対象断面は H-500×200×10×16, H-600×200×11×17, H-800×300×14×26 であり、400N 級鋼、材長は $\lambda_y=110, 250, 570$ の3種類とする。対象とする梁のモーメント分布は等曲げモーメントと逆対称モーメントであり、最大モーメントは $0.8M_p$ として算定した。得られた知見は以下である。

(1) 日本の許容応力度設計と中国の簡略された規準式による補剛は、モーメント勾配

の影響を考慮している。そのため、等曲げモーメントの場合は補剛数が多いが、逆対称の場合は少なくなることを示した。

(2) 日本の保有耐力横補剛における均等間隔補剛では、補剛数は荷重条件に関係なく、細長比によって決定され、材長が長くなるにつれて著しく多くなる。

(3) 日本の保有耐力横補剛における端部補剛規定では、梁両端部に横補剛を設けた後、中間部の補剛間隔を許容応力度設計によって横補剛を配置するため、等曲げモーメントを受ける場合は、米国、中国の規準による補剛数より多いが、逆対称曲げモーメントを受ける場合は、モーメント勾配の影響により、米国、中国の補剛数より少なくなる。

各国補剛の効果

3章では、日本、中国、米国の横補剛の効果を検討する目的で、単調・繰返し曲げを受ける単純梁を対象とした有限要素法による数値解析を行った。対象断面は H-500×200×10×16, H-600×200×11×17, H-800×300×14×26 である。曲げモーメント分布は、等曲げモーメントと逆対称曲げモーメントについて検討した。単調載荷時では、梁材端回転角が 0.1rad まで載荷している。繰返し載荷時では、梁の材端変形角にして 0.015rad, 0.03rad, 0.045rad の振幅を 2 回ずつ繰返す繰返し載荷を対象とした。得られた知見は以下である。

単調載荷を受ける梁について数値解析を行い、以下の知見を得た。

(1) 単調載荷を受ける梁については、いずれの補剛方法も最大耐力は概ね全塑性モーメントを示した。最終耐力については、 $\lambda_y = 570$ のいずれの断面においても全塑性モーメントを上回ったのは、日本の保有耐力横補剛の均等間隔補剛と端部補剛だけであった。

(2) 日本の均等間隔補剛は 20 本と比較して、端部補剛の 6 本は極端に少ないが、そ

の効果の違いはわずかであった。

繰返し逆対称曲げ载荷を受ける梁の数値解析を行い、以下の知見を得た。

- (3) 日本の許容応力度設計による規準で補剛した梁は、材長が長くなる程、最終耐力が全塑性モーメントを維持できなくなるが、いずれの長さにおいても、最大耐力については許容応力度設計を満足している。
- (4) いずれの長さにおいても、最終耐力が概ね全塑性モーメントを維持していた補剛方法は、端部補剛であり、梁端部の塑性ヒンジ部を拘束することは、横座屈の発生及び耐力低下の抑制に効果的であると言える。

横補剛配置方法の提案

4章では、端部補剛規定と許容応力度設計による補剛配置が効果的であり、なおかつ、補剛数が少ないことを受け、これらの利点を持ちながらより簡便に補剛位置を決定できる方法を提案した。その方法は、従来の端部補剛規定に従って、塑性ヒンジが生じる梁両端部に補剛を配置した後、中間部に均等間隔で横補剛を配置する補剛法である。数値解析を用いて、この補剛法に対する必要補剛間隔および補剛効果を明らかにした。対象とする断面は H-500×200×10×16, H-600×200×11×17, H-800×300×14×26 である。载荷履歴は、0.015rad, 0.03rad, 0.045rad の振幅を2回ずつ繰返す繰返し载荷を対象とした。得られた知見は以下である。

- (1) 補剛間隔をパラメータとした数値解析を行い、その結果、対象とした梁において、中間部の均等補剛間隔を $l_b/i_y=100$ 以下にすることで、十分な効果を発揮することを示した。
- (2) 提案した補剛方法による梁の最終耐力は、いずれの材長および断面においても、概ね全塑性モーメントを維持できることを示した。また、提案した補剛法は現行の補剛規定による梁の最終耐力と比較するとほぼ同じ補剛効果を示した。補剛数

においては、現行の端部補剛規定に従った場合とほぼ同じ補剛数であることを示した。均等間隔補剛規定による補剛数と比較して、 $\lambda_y=570$ の梁では、約 1/3 に減らすことができる。

本論文では、現行の補剛規定が有する補剛効果を明らかにするとともに、より簡便で効果的な補剛方法を提案した。この提案によって、保有耐力横補剛規定とほぼ同じ補剛効果を持つ補剛の配置設計が、容易となる可能性がある。