1 方向および 2 方向鋼構造立体骨組の耐震信頼性評価

SEISMIC RELIABILITY OF 3D 1-WAY AND 2-WAY STEEL MOMENT FRAME STRUCTURES EVALUATED BY PROBABILISTIC APPROACH

田 川 浩 之*, グレゴリー マックレイ**, ローラ ローズ***

Hiroyuki TAGAWA, Gregory MACRAE and Laura LOWES

Probabilistic evaluation of the seismic performance of 3D steel moment-frame structures is carried out for two types of framing system: two-way frames typical of construction in Japan and one-way frames typical of construction in the United States. For each framing system, four types of beam-column connections are considered: Pre-Northridge Welded-Flange-Bolted-Web, Post-Northridge Welded-Flange-Welded-Web, Reduced-Beam-Section, and Bolted-Flange-Plate connections. A suite of earthquake ground motions is used to compute the annual probability of exceedence (APE) for a series of drift demand levels and for member plastic-rotation capacity. Results are compared for the different framing systems and connection details. The two-way frames have a smaller APE for small drift demands for which members exhibit no or minimum yielding, but have a larger APE for large drift demands for which members exhibit large plastic rotations. However, the one-way frames, which typically comprise a few seismic frames with large-sized members that have relatively small rotation capacities, may have a larger APE for member failure.

Keywords : One-, Two-way Steel Frame Structures, Seismic Reliability, Displacement Demand, Plastic Rotation Capacity, Beam-depth Effect

1 方向、2 方向の鋼構造骨組、耐震信頼性、変形要求量、塑性回転能力量、梁せいの効果

1. はじめに

世界各国の建築構造物は、歴史的な様式、入手可能な材料、建設技術、また、経済的な考慮などによって、様々の骨組形態をもって設計される。しかしながら、一般的な鋼構造立体骨組を設計する上で、日本と米国等の諸外国においては、明確に違った方法がとられている。日本で一般に用いられる鋼構造立体骨組は、図 1(a)に示すように、全ての柱、梁部材を剛接合し水平 2 方向に架構した構造形式(以下、2 方向骨組)である。そこでは、全ての構造要素は地震時において、地震による水平荷重、および建物重量による鉛直荷重を同時に支える。一方、米国などの諸外国で一般に用いられる鋼構造立体骨組は、図 1(d)に示すように、1 方向に架構した主に地震力を支える骨組(以下、耐震骨組)と、建物重量を支える骨組(以下、建物支持骨組)から構成される構造形式(以下、1 方向骨組)である。耐震骨組の全ての柱、梁部材は剛接合され、建物支持骨組では、柱、梁部材はウェブ接合されて構造設計上はピン接合として取り扱われることが一般的である。

現在、日本では、この 1 方向骨組の設計概念、即ち、耐震骨組と建物支持骨組を明確に分離させる方法、を取り入れる動きがある。

耐震骨組と建物支持骨組とを明確に分離することで、建築構造的な視点からは、地震後の補修が容易で損傷制御がより可能となる¹⁾、²⁾等、また建物支持骨組の柱材が大きな曲げモーメントを受けずに概ね弾性挙動することによる心棒効果³⁾、⁴⁾等などの利点が挙げられる。建築計画的な視点からは、大きな柱や梁が建物内部にあまり必要でなくなるので平面計画の自由度が上がるなどの利点が挙げられる。しかしながら、2 方向骨組では全ての部材が耐震要素であるので個々の部材の断面寸法は一般に小さく出来るが、1 方向骨組では耐震骨組の数が限られてくるために、ブレース材や制震部材などを用いないとすると、個々の柱、梁部材の寸法は必然的に大きくなる。過去に行われた柱梁部分架構の多数の載荷実験により、大きな梁せいの接合部は一般に小さな塑性回転能力量を持つことが分かっている⁵⁾。一方、米国では、かつては H 形鋼を用いた 2 方向骨組であったが、近年、主に経済上、施工上の理由で 1 方向骨組に移行したのであるが⁶⁾、ノースリッジ地震(1994)後、耐震骨組で使われる大きな部材、溶接部の寸法が梁端接合部における脆弱な亀裂の 1 つの要因になったことが指摘され⁵⁾、耐震骨組の数が少なくなることによる冗長性の欠如も懸念されてきている⁵⁾、⁶⁾。

* 東京工業大学都市地震工学センター COE 研究員・Ph. D.

** カンタベリー大学土木工学科 準教授・Ph. D.

*** ワシントン大学土木工学科 助教授・Ph. D.

Post-Doctoral Research Fellow, CUEE, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

Assoc. Prof., Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, Ph. D.

Assistant Prof., Dept. of Civil Engineering, Univ. of Washington, Ph. D.

図1 1方向、2方向立体骨組とそれらの簡略化立体骨組モデル

日本、米国の鋼構造骨組の耐震応答を比較した研究は Northridge 地震(1994)、兵庫県南部地震(1995)後、盛んに行われてきたが^{7), 8)}等、梁せいの違いが耐震信頼性に及ぼす影響を数量的に考慮した比較は筆者らの知る限り行われていない。本研究では、1方向、2方向の3階建て鋼構造立体骨組を対象に、それらの耐震性能の信頼性を(1)様々の変形要求量レベル、(2)部材破壊レベルに対する年間超過確率を、確率論的アプローチを用いて算出することで評価する。その際に、1方向、2方向骨組の梁せいの寸法効果も考慮に入れて評価する。

2. PEER の確率論的アプローチを用いた耐震性能評価

1方向、2方向の鋼構造立体骨組の耐震性能を評価する際に、Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center の研究者により提案され実用化されている式(1)^{9), 10)}等を用いる。この式は、地震動強さの生起確率から建物所有者や構造設計者の意思決定(耐震補強するか、建て替えるかなど)までの過程をすべて考慮に入れたものであり、設計や補強時において目標とする建物の耐震性能レベルをより明確に規定し達成させるための1つの手段である。また、その各々の評価過程で生じるばらつき量を陽の形で計算に盛り込むことが出来ることを特色とする。

$$v(DV) = \frac{d}{d\lambda} \left[\frac{G < DV | DM > dG < DM | EDP > dG < EDP | IM > d\lambda(IM)}{d\lambda(IM)} \right] \quad (1)$$

ここで、 $v(DV)$ は費用で示されるある意思決定変数 DV (Decision Valuable) の年間超過確率である。 $G < DV | DM >$ は、ある与えられた損傷 DM (Damage Measure) のレベルに対して意思決定変数 DV の条件付き超過確率である¹¹⁾等。 $dG < DM | EDP >$ は、ある与えられた工学要求量 EDP (Engineering Demand Parameter) に対する損傷 DM の条件付き超過確率の関数の微分である¹²⁾等。 $dG < EDP | IM >$ は、ある与えられた地震動強さ IM (Intensity Measure) に対して工学要求量 EDP の条件付き超過確率の関数の微分である¹³⁾等。そして、 $d\lambda(IM)$ は、地震動強さ IM の年間超過確率を表す関数の微分である¹⁴⁾等。本研究では、初めの3ステップ、地震動強さ IM 、工

学要求量 EDP 、損傷 DM について統計的な評価を行い、1方向、2方向の鋼構造立体骨組の耐震性能を評価する。

3. 1方向、2方向骨組の簡略化方法

起こりうる地震動の構造物への変形要求量の傾向を求めるためには、多数の動的解析結果が必要となる。従って、1自由度モデルや(等価)せん断モデルなどの簡略化モデルが一般に用いられる。本研究では、1方向、2方向骨組への変形要求量の傾向を求めるために、それらの骨組形式の構造的特徴を捉えた簡略化立体骨組モデルを用いて多数の動的非線形解析を行う。図1(a)に示す箱型断面柱で設計された2方向骨組の簡略化では、図1(b)、1(c)に示すように4本ずつの柱材と梁材からなる立体骨組に置換する。ここで柱材と梁材は全て剛に接合される。図1(d)に示すH型断面の柱で設計された1方向骨組の簡略化では、図1(e)、1(f)のように外周部の4つの耐震骨組を魚骨型平面骨組に置換し、建物支持骨組の全ての柱材を纏めて建物を高さ方向に貫く1本の柱材(所謂、心棒)に置換する。その心棒を4つの魚骨型平面骨組と完全剛のリンク部材で連結する。これらの簡略化立体骨組モデルは、元の1方向、2方向の整形の鋼構造立体骨組の地震時応答を概ね正確に追跡できる。図2(a)、2(b)は、簡略化立体骨組モデルと元の鋼構造立体骨組の、 $SAC^{15)}$ で用いられた地震動 $NF17$ 、 $NF18^{16)}$ を建物に斜め 45° から入力した時の X 、 Y 方向の層間変形の履歴を示す。1方向、2方向骨組ともに、簡略化立体骨組モデルは元の鋼構造立体骨組と概ね等しい履歴応答を持つ³⁾。

図3(a)、(b)に本研究で用いる1方向、2方向の簡略化立体骨組モデルを示す。1方向、2方向骨組ともに、 X 、 Y 方向1スパンの長さは9.14m、1層の高さは3.96mである。1方向、2方向骨組の耐震性能比較を容易にするため、(1)1方向の簡略化立体骨組モデルにおいて図1(e)の心棒で表される建物支持骨組内の柱材は考慮しない、(2)1方向、2方向の簡略化立体骨組モデルの同一階における各々の柱材、梁材の材料特性、及び断面2次モーメントは等しい(即ち、元の1方向、2方向の鋼構造立体骨組において柱材、梁材の断面2次モーメントの総和が等しい)とした。設計の手順としては、まず、図1(a)に表される4×6スパンの3階建て2方向骨組を $UBC(1997)^{17)}$

に従って設計し¹⁸⁾、それを図3(a)の簡略化立体骨組モデルに置換した。そしてその各層4本の柱、梁材を組み換えて図3(b)に示される1方向骨組の簡略化立体骨組モデルを得た。その結果、1方向、2方向の簡略化立体骨組モデルにおいて、柱の断面2次モーメント I^{FISH} は $4.2002 \times 10^9 \text{mm}^4$ 、梁の断面2次モーメント I^{FISH} は、X-方向の1、2階で $11.426 \times 10^9 \text{mm}^4$ 、3階で $8.3038 \times 10^9 \text{mm}^4$ 、Y-方向の1、2階で $10.664 \times 10^9 \text{mm}^4$ 、3階で $7.7502 \times 10^9 \text{mm}^4$ となった。ここで、1方向骨組に対しては、図3(b)の簡略化立体骨組モデルの1本の梁材は、図1(d)の元の鋼構造立体骨組の3本の梁材に相当する。一方、2方向骨組では、図3(a)の簡略化立体骨組モデルの1本の梁材は、図1(a)の元の鋼構造立体骨組の15本の梁材に相当する。従って、もし、1方向骨組と2方向骨組が同じ梁の断面2次モーメント I^{FISH} を持ち、両梁断面が相似ならば、1方向骨組の梁材は、2方向骨組の梁材と比較して、 $(15/3)^{1/4} \approx 1.5$ 倍の梁せいをもつことになる。

静的、動的解析には有限要素解析プログラム DRAIN-3DX¹⁹⁾を用いた。柱、梁材の寸法を求める際にはそれらの中心線を用いた。剛床を仮定し図3(a)、3(b)に示すように各層に完全剛の棒材を導入した。柱材にはファイバーモデルを用い、梁材においては梁端部以外の部分は弾性の梁要素でモデル化し、梁端部での塑性化を考慮し梁端部に回転バネを導入した。回転バネは3%のひずみ硬化率を持つパイリニア履歴を仮定した。また、建物の1次固有周期と周期0.2秒において2%の減衰を持つようなレーリー型の減衰²⁰⁾を用いた。

図2 鋼構造立体骨組と簡略化立体骨組モデルの変位応答の比較

図3 解析対象の1方向、2方向の簡略化立体骨組モデル

4. 1方向、2方向骨組の構造特性

1方向、2方向骨組の一般的な構造特性を捉えるために、図3(a)、3(b)に示す3階建ての簡略化立体骨組モデルに対して1方向水平力荷重の静的漸増解析を行った。図4(a)、4(b)に1階の層間部分骨組の層せん断力(を建物重量で除した値)-層間変形角関係、建物全体の1階部分の層せん断力(を建物重量で除した値)-最上階変形角(最上階での変形量を建物高さで除した値)関係の骨格曲線を示す。層間部分骨組、建物全体に対して、2方向骨組は1方向骨組よりもや

や大きな剛性を持つ。これは2方向骨組では全ての柱梁は剛に接合され、4本の柱材、2本の梁材が1方向荷重に対して剛な骨組を形成し(図3(a)でX方向の荷重に対し、柱C1、C2と梁B1、柱C3、C4と梁B3)、1方向骨組では、2本の柱材と4本の半スパン分の梁材(2本の1スパンの梁材に相当)が、1方向荷重に対して剛な骨組を形成する(図3(b)でX方向の荷重に対し、柱C2と梁B1a、B1b、柱C4と梁B3a、B3b)からである。1方向、2方向骨組の層間部分骨組は1方向荷重に対して、梁端部に同じ数である4つの塑性ヒンジをもつ(X方向荷重に対し、2方向骨組では図3(a)の梁B1、B3の両端部、1方向骨組では図3(b)の梁B1a、B3aの右端部、梁B1b、B3bの左端部)ので図4(a)に示すように同じ降伏強度をもつ。しかし骨組全体では、1階柱脚部に形成される塑性ヒンジの数は2方向骨組の方が1方向骨組よりも多いために(2方向骨組では図3(a)の柱C1、C2、C3、C4の柱脚部、1方向骨組では図3(b)の柱C2、C4の柱脚部)、図4(b)に示すように2方向骨組の方が大きな初期剛性、降伏強度を持つ。

初期剛性、降伏強度の点では2方向骨組の方が1方向骨組よりも有利になるが、変形集中の点では不利になる。図5は1階部分の層間変形角を最上階変形角で除した値で定義される1階部分の変形集中率を示す。両骨組は弾性域にある時は1階部分の変形集中率は1.0より小さい。しかし、塑性化が始まると2方向骨組は大きな1階部分の変形集中率を持ち、最上階変形角が5%の時で約1.6に達する。これは、全ての4本の柱材は同様の曲げモーメント分布を呈し、塑性ヒンジが1層部分の柱の上下端で同時に形成されることにより変形集中が起こるからである。1方向骨組は小さな1階部分の変形集中率を呈し大きな最上階変形角においても約1.2までにしか増加しない。これは、1方向骨組では、構面外の柱材(図3(b)のC1とC3)が梁材からの曲げモーメント入力がないので弾性挙動して、建物の高さ方向により均一な変形分布を与えるからである。水平1方向で考えると、2方向骨組では1本の梁材は1本の柱材に架構し柱梁の耐力比は1.38となる。一方、1方向骨組では2本の梁材が1本の柱材に架構するので柱梁の耐力比はその半分の0.69である。即ち、1方向骨組では柱梁の耐力比が2方向骨組よりも小さいにも関わらず、弾性に留まる構面外の柱材の存在により小さな変形集中を呈する。

図4 1方向、2方向の水平荷重-水平変形関係

図5 1方向、2方向立体骨組の1階部分における変形集中率

5. 地震動強さの年間超過確率

建物の耐震性能を評価するためには第一段階として、建物に入力される地震動強さの確率、式(1)の PEER の式では $\lambda(IM)$ を予測する必要がある。本研究では、PEER の方法にならない、地震動強さの指標 IM として建物の固有周期を持つ 1 質点弾性モデルの最大加速度応答 S_a を用いる。そのために、SAC プロジェクト¹⁵⁾で用いられた米国カリフォルニア州における硬めの地盤における 50 年 50%(年間超過確率 0.01376)の 20 個の地震動¹⁶⁾、50 年 10%(年間超過確率 0.00210)の 20 個の地震動¹⁶⁾、50 年 2%(年間超過確率 0.00040)の 20 個の地震動¹⁶⁾に対して、弾性 1 自由度系のモデル(固有周期は、2 方向、1 方向骨組の固有周期である 0.81 秒と 0.89 秒)を動的解析し、地震動強さの年間超過関数である $\lambda(IM)=\lambda(S_a)$ を算出した。固有周期が 0.81 秒の時、50 年 50%、50 年 10%、50 年 2%の各々 20 個の地震動に対する最大加速度応答の対数平均値は 0.55g、1.05g、1.99g である。固有周期が 0.89 秒の時、0.56g、0.98g、1.87g である。これらのデータを用いて連続関数である $\lambda(S_a)$ を算出するために図 6 のように回帰解析を行った。ここで、 $\lambda(S_a)$ の関数の形式として Cornell 等¹⁴⁾によって提案されている $\lambda(S_a)=k_0 S_a^{-k}$ を本研究でも用いる。この関数形式を用いると X、Y 軸を対数目盛りの形式に設定すると回帰曲線は 1 本の直線となり最小自乗法により係数 k_0 、 k が求められる。その結果として、1 方向、2 方向の 3 階建て鋼構造立体骨組の固有周期における最大加速度応答の年間超過関数として式(2)および式(3)が得られる。ある最大加速度応答に対する年間超過確率は固有周期が 0.89 秒の時と比較して 0.81 秒の方が僅かに大きいことが分かる。

$$\lambda(IM) = \lambda(S_a) = 0.00258 S_a^{-2.774} \quad (2)$$

$$\lambda(IM) = \lambda(S_a) = 0.00233 S_a^{-2.917} \quad (3)$$

図 6 加速度スペクトルのハザード関数

6. 建物に要求される変形量の確率的評価

6.1 様々な地震動強さに対する変形要求量

本研究では式(1)の EDP(工学要求量)の尺度として最大層間変形角 (SDA)を用いる。SAC¹⁵⁾で用いられた 40 個の直下型(NF)の地震動¹⁶⁾を漸増した地震動群に対して漸増型非線形動的解析²¹⁾を行い、1 方向、2 方向の簡略化立体骨組モデルの最大層間変形量を算出した。1 方向、2 方向入力を行ったが、2 方向入力の結果を図 7(a)、7(b)に示す。これらのデータを基にある地震動強さ S_a の値に対する SDA の超過確率 $G<SDA|S_a>$ が算出できる。例えば、1 方向入力下の 1 方向骨組に対して $S_a = 1.5g$ に倍率を掛けた 40 個のうち 12 個の地震動に対して SDA が 5%を超えるので $G<SDA=5\%|S_a=1.5g>=0.3$ となる。

6.2 様々な変形要求量レベルに対する年間超過確率

ある地震動強さの生起確率とその加速度応答に対する最大層間変形要求量の超過確率を掛けて積分することで、ある工学要求量 EDP に対する年間超過確率 $v(EDP)$ が算出することが出来る。これは式(4)～(6)で表現される。

$$v(EDP) = \int G < EDP | IM > d\lambda(IM) \quad (4)$$

$$= \int G < SDA | S_a > d\lambda(S_a) \quad (5)$$

$$\approx \sum G < SDA | S_a > \cdot \lambda(S_a) \cdot \Delta S_a \quad (6)$$

3 階建ての 1 方向、2 方向骨組の 1 方向入力時における最大層間変形角の年間超過関数 $v(EDP)$ を図 8(a) で比較する。最大層間変形角が 2%以下の時は、3 階建て 2 方向骨組の方が小さな $v(EDP)$ を持つ。これは、図 4(b)のように 2 方向骨組は 1 方向骨組よりも大きな初期剛性、大きな降伏強度を持ち、最大層間変形角が 2%以下の時は、降伏に至るまでの構造特性が建物挙動に大きな影響を及ぼすからと考えられる。しかし、最大層間変形角が 4%以上になると、2 方向骨組は 1 方向骨組よりも大きな $v(EDP)$ をもつ。これは、1 方向骨組は構面外の柱材(図 3(b)の柱 C1 と C3)があるためにそれらが地震時において概ね弾性挙動をするため、ある層における塑性メカニズムが抑制され、特定層の変形集中が緩和されるためである。これは、図 5 に示す静的漸増解析による 1 層部分の変形集中率の結果とも一致する。

2 方向入力での様々の $v(EDP)$ を、1 方向、2 方向骨組に対して図 8(b) で比較する。ここでも 2 方向骨組は 1 方向骨組と比較して、小さな最大層間変形角レベルに対しては小さな $v(EDP)$ をもつが、大きな最大層間変形角レベルに対しては大きな $v(EDP)$ をもつことが分かる。これは、2 方向骨組では大きな地震動に対して 4 本の柱材が概ね同じ挙動をするために概ね同時刻に塑性化が進行し、それにより特定層の変形集中が起こりやすくなるからである。

(a) 2 方向骨組

(b) 1 方向骨組

図 7 様々な地震動レベルに対する層間変形量(2 方向入力)

(a) 1 方向入力

(b) 2 方向入力

図 8 様々な変形要求量に対する年間超過確率

7. 柱梁接合部の塑性回転能力量の統計値

構造物の変形能力量は一般に部分骨組や部材に対する多数の載荷実験より求められる。FEMA-355D⁵⁾は様々の柱梁接合部を持つ部分骨組に対する多数の載荷実験より求められた柱梁接合部の塑性回転能力量の統計値(標準値と標準偏差)を提供している。図9に示すPre-Northridge、Post-Northridge、Reduced-Beam-Section(RBS)、Bolted-Flange-Plate(BFP)接合部に対する塑性回転能力量の統計値を表1に示す。ここで d_b (mm)は梁せいである。柱梁接合部の塑性回転能力量としてFEMA-355D⁵⁾は2つのレベルを挙げており、それらは1)初めの破断が柱梁接合部に起こるか、接合部耐力が全塑性モーメントの80%以下に低下する時の最大塑性回転能力量(本研究ではこれを「部材破壊」と呼ぶ)、(2)柱梁接合部が建物重量をもはや支える能力を失う時の最大塑性回転能力量である。本研究では1つ目の部材破壊レベルに対して耐震評価を行い、6章の変形要求量の算出においては部材破壊レベルまで梁端部に形成される塑性ヒンジはひずみ硬化率3%のバイリニアの履歴性状で挙動すると仮定した。信頼性解析を行うには、工学要求量(EDP)と損傷(DM)は同じ尺度で表現される必要がある。FEMA/SACのプログラム¹⁵⁾では層間変形量(SDA)を建物全体の安定性や柱梁接合部の局所的な挙動を指し示す基本的な指標として用いており、塑性回転能力量と層間変形能力量の相関式として式(7)を用いている²²⁾。

$$SDA_i = \theta_i + 0.01 \quad (7)$$

ここで、 SDA_i は*i*階における層間変形能力量、 θ_i は*i*階における柱梁接合部の塑性回転能力量である。最大層間変形角の正規分布の確率密度関数は式(8)で与えられる。

$$f(SDA) = \frac{1}{\sigma_p \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{SDA - SDA_{mean}}{\sigma_p} \right)^2 \right] \quad (8)$$

$$SDA_{mean} = \theta_{mean} + 0.01 \quad (9)$$

ここで、 θ_{mean} は柱梁接合部の塑性回転能力量の標準値、 σ_p は標準偏差である。式(9)の右辺の0.01は式(7)による。表1のように、RBS、BFPの塑性回転能力量は梁せい(d_b :mm)の関数となっており、梁せいが大きくなるほど標準値も小さくなる。梁せい d_b が大きくなると塑性回転能力が小さくなるのは、梁せいの大小に関わらず梁縁部での最大ひずみの量は概ね同じであるが、それを梁せいの半分で割った値である最大曲率は大きな梁せいの方が小さくなる。曲率を塑性ヒンジの長さで積分した値が塑性回転角となるので、大きな梁せいの方が塑性回転能力量は小さくなる。Pre-Northridge、Post-Northridge接合部に関しては、梁せいをパラメータにした実験結果のサンプル数が少ないので、表1に示す塑性回転能力量の標準値は梁せい d_b の関数になっていないが、これらの接合部に対しても梁せいが大きくなるに従って塑性回転能力量は小さくなると考えられる⁵⁾。梁せいが254mm(10inch)、508mm(20inch)、762mm(30inch)の場合のRBS接合部、BFP接合部を持つ骨組の表1に示される層間変形能力量の累積確率を図10(a)、10(b)に示す。

表1 塑性回転能力量の標準値と標準偏差

	θ_{mean}	σ_p
Pre-Northridge	1.1	0.7
Post-Northridge	4.1	0.3
RBS	$5 - 0.0012d_b$	$0.2 + 0.0024d_b$
BFP	$11 - 0.0092d_b$	$1.14 + 0.0017d_b$

(d_b は梁せい、mm)

図9 4種類の接合部の詳細図

図10 RBS、BFP接合部を持つ部分骨組の層間変形能力量

8. 変形要求量と変形能力量を用いた信頼性解析

本章では1方向、2方向骨組の部材破壊の年間超過関数を6章で算出した変形要求量の統計値と7章の変形能力量の統計値を用いて算出する。本研究では、「最大層間変形量で表される変形要求量 S 」が、7章に述べた「初めの破断が柱梁接合部に起こる時か、耐力が全塑性モーメントの80%以下に低下する時の最大層間変形量で表される変形能力量 R 」を超える状態を「部材破壊」と呼ぶ。破壊確率は式(10)で算出できる²³⁾。

$$p_f = P(R < S) = \int_0^{\infty} [1 - F_s(r)] f_R(r) dr \quad (10)$$

ここで、 $f_R(r)$ は変形能力量の確率密度関数(PDF)であり、 $F_s(r)$ は変形要求量の累積分布関数(CDF)である。地震動強さレベルの範囲

$[S_a - \frac{\Delta}{2} < X_i < S_a + \frac{\Delta}{2}]$ に対する破壊確率は式(11)、(12)で表される。

$$p_f(S_a) = P(R < S(S_a) | S_a - \frac{\Delta}{2} < X_i < S_a + \frac{\Delta}{2}) \quad (11)$$

$$= \int_0^{\infty} [1 - F_s(r) | S_a] f_R(r) dr \quad (12)$$

ここで R は層間変形能力、 Δ は最大加速度応答 S_a で表される地震動強さの増分、 X_i はある最大加速度応答レベルの値である。

8.1 変形要求量と変形能力量の統計値の重ね合わせ

破壊確率を求めるために式(10)を用いるには、1) 補完累積分布関数 $1 - F_S(r)$ と 2) 変形能力量の確率分布関数 $f_R(r)$ を求める必要がある。図 11(a)、(b)は、2 方向骨組において S_a が 1.5g および 3.0g の地震動の 1 方向入力、2 方向入力に対する変形要求量の補完累積分布関数 $1 - F_S(r)$ 、図 11(c)、(d)は、1 方向骨組において S_a が 1.5g および 3.0g の地震動の 1 方向入力、2 方向入力に対する変形要求量の補完累積分布関数 $1 - F_S(r)$ を示している。図 11(a) と 11(b)、もしくは図 11(c)、(d)を比較すると、明らかに 2 方向入力の場合のほうが 1 方向入力の場合よりも層間変形角の要求量が大きいが分かる。また、図 11(a) から (d)に、変形要求量の曲線に図 9 に示す 4 種類の柱梁接合部を持つ骨組の層間変形能力量 $f_R(r)$ の確率密度関数を重ね合わせている。RBS 接合部と BFP 接合部の梁せいは 2 方向骨組に対しては 508mm (20inch) を 1 方向骨組に対しては 762mm (30inch) を想定している。

8.2 地震動強さ S_a に対する部材破壊確率

変形要求量の補完累積分布関数 $1 - F_S(r)$ と変形能力量の確率密度関数 $f_R(r)$ を掛け合わせて式(12)の数値積分を行い、各々の地震動強さレベル S_a に対する部材破壊の確率を求めた。図 12(a) と 12(b) は 4 種類の接合部を持つ 2 方向骨組において、1 方向入力、2 方向入力に対して、ある地震動強さレベル S_a における部材破壊の確率を示す。図 12(c) と 12(d)は 4 種類の接合部を持つ 1 方向骨組において、1 方向入力、2 方向入力に対して、ある地震動強さレベル S_a における部材破壊の確率を示す。梁せいは、2 方向骨組では 508mm (20inch)、1 方向骨組では 762mm (30inch) と想定している。図より全ての場合で、Pre-Northridge の接合部を持つ骨組は、他の接合部を持つ骨組よりもある地震動強さ S_a レベルに対して大きな部材破壊確率を持つことが分かる。また、2 方向骨組では 1 方向、2 方向入力ともに、BFP 接合部が Post-Northridge、RBS 接合部よりもやや小さな部材破壊の確率を示す。これは、図 12(a)、12(b)に示すように、BFP 接合部は梁せいが 508mm (20inch) の時は Post-Northridge、RBS 接合部よりも全体に大きな塑性変形能力量を持つからである。しかし、1 方向骨組では 1 方向、2 方向入力ともに、BFP 接合部は RBS 接合部と概ね同じ部材破壊の確率を示す。

8.3 部材破壊の年間超過確率

部材破壊の年間超過確率は、式(13)のように $P[S_a - \frac{\Delta}{2} < X_i < S_a + \frac{\Delta}{2}]$ で表される地震動の年間超過確率の増分量を、ある地震動強さレベル S_a に対する破壊確率に掛け合わせて足し合わせることで求められる。ここで地震動強さの増分 Δ を 0.1g と設定した。また、式(15)の $H(S_a)$ は 2 方向、1 方向骨組の固有周期に対して式(2)、(3)で表される。

$$APE(fail) = \sum \left\{ P[S_a - \frac{\Delta}{2} < X_i < S_a + \frac{\Delta}{2}] \cdot p_f(S_a) \right\} \quad (13)$$

$$\cong \sum \left\{ P[S_a - \frac{\Delta}{2} < X_i < S_a + \frac{\Delta}{2}] \cdot \int_0^{\infty} [1 - F_S(r)] f_R(r) dr \right\} \quad (14)$$

$$\cong \sum \left\{ \frac{dH(S_a)}{dS_a} \cdot \Delta \cdot \int_0^{\infty} [1 - F_S(r)] f_R(r) dr \right\} \quad (15)$$

表 2 は、算出した 1 方向、2 方向骨組における部材破壊に対する年間超過確率を示す。表 2 は、 $S_a = 0.1g$ に対する確率を含めた場合で、括弧の中の数字は、 $S_a = 0.1g$ の場合を除いた場合の部材破壊に

対する年間超過確率を示す。これは、 $P[S_a - \frac{\Delta}{2} < X_i < S_a + \frac{\Delta}{2}]$ が、 $S_a = 0.1g$ に対して非常に大きくなり、これが年間超過確率に多大な影響を及ぼすからである。4 つの接合部の種類の全てに対して考慮し、梁せいは 2 方向骨組で 508mm (20inch) を、1 方向骨組に対しては 762mm (30inch) を想定した。表 2 より次のことが分かる。

1. 2 方向、1 方向骨組に対しても、2 方向入力の場合は、1 方向入力と比較して、部材破壊に対する年間超過確率は著しく大きくなる。
2. もし、Pre-Northridge、RBS、BFP の接合部が用いられるなら、2 方向骨組は 1 方向骨組よりも、小さな部材破壊の年間超過確率を持つ。しかし、Post-Northridge 接合部が使われると、2 方向骨組は僅かに大きな部材破壊の年間超過確率を持つ。
3. 部材破壊の年間超過確率は、Pre-Northridge 接合部が用いられると 1 方向骨組に対しても、2 方向骨組に対しても、非常に大きくなる。つまり、Post-Northridge、RBS、BFP 接合部は、特に小さな梁せいをもつ 2 方向骨組に対して、部材破壊の年間超過確率を低減するために非常に効果的である。

8.4 様々の梁せいに対する部材破壊の年間超過確率

図 13(a) と 13(b)は、1 方向、2 方向入力下における RBS と BFP 接合部を持つ 3 階建て 2 方向骨組の様々の梁せいに対する部材破壊の年間超過確率を示す。BFP 接合部は、梁せいが 610mm (24inch) を超えると、僅かに大きな部材破壊の年間超過確率を示す。図 13(c)、13(d)に、1 方向、2 方向入力下における RBS と BFP 接合部を持つ 3 階建て 1 方向骨組の様々の梁せいに対する部材破壊の年間超過確率を示す。ここでも、BFP 接合部は RBS 接合部よりも梁せいが 610mm (24inch) を超えると僅かに大きな部材破壊の年間超過確率を示す。

図 14(a) と 14(b)は、1 方向、2 方向入力下における、RBS 接合部をもつ 3 階建て 1 方向、2 方向骨組における様々の梁せいに対する部材破壊の年間超過確率を示している。図 14(c) と 14(d)は、それらの BFP 接合部を持つ骨組における年間超過確率を示している。1 方向、2 方向骨組に対しても、梁せいが概ね 508mm (20inch) を超えると、部材破壊の年間超過確率が著しく増加することが分かる。もし、2 方向骨組の梁せいが 508mm (20inch) で 1 方向骨組の梁せいが 762mm (30inch) であるとする、1 方向骨組の方が 2 方向骨組よりも著しく大きな部材破壊の年間超過確率を持つことが分かる。

本研究では 1 方向、2 方向骨組の耐震性能を評価する上で、梁せいの違いによる部材の塑性回転能力量に注目しそれを唯一の構造物側の不確定性として取り扱った。鋼構造部材には塑性変形能力のみならず、降伏応力度、残留応力度、初期不整等の不確定要因も存在し、これらの影響によって部材の耐力(全塑性モーメント)も不確定量となる。また、複数の部材で構成される骨組では、各部材間の耐力や変形能力の統計的な相関性が骨組全体の統計的性質に大きく影響する。これらの不確定性については今後の研究課題としたい。

(a) 2方向骨組、1方向入力 (b) 2方向骨組、2方向入力 (c) 1方向骨組、1方向入力 (d) 1方向骨組、2方向入力

図 11 Post-Northridge 接合部を持つ1方向、2方向骨組に対する1方向、2方向入力時の変形要求量と変形能力量

(a) 2方向骨組、1方向入力

(b) 2方向骨組、2方向入力

(c) 1方向骨組、1方向入力

(d) 1方向骨組、2方向入力

図 12 ある地震動強さレベルに対する部材破壊確率

(a) 2方向骨組、1方向入力

(b) 2方向骨組、2方向入力

(c) 1方向骨組、1方向入力

(d) 1方向骨組、2方向入力

図 13 様々の梁せいの接合部を持つ1方向、2方向骨組における部材破壊の年間超過確率

(a) 1方向入力、RBS 接合部

(b) 2方向入力、RBS 接合部

(c) 1方向入力、BFP 接合部

(d) 2方向入力、BFP 接合部

図 14 様々の梁せいの RBS、BFP 接合部を持つ1方向、2方向骨組における部材破壊の年間超過確率

表 2 部材破壊に対する年間超過確率($\times 10^{-4}$)

	2方向骨組		1方向骨組	
	1方向入力	2方向入力	1方向入力	2方向入力
Pre-Northridge	89(80)	253(181)	184(129)	430(264)
Post-Northridge	7(7)	24(24)	6(6)	21(21)
RBS	9(8)	28(27)	79(40)	178(77)
BFP	6(5)	20(19)	153(70)	336(122)

9. 結論

3 階建ての 1 方向、2 方向鋼構造立体骨組を対象に、多数の非線形動的解析より得られた変形要求量の統計値と、多数の部材載荷実験より得られた変形能力量の統計値をもとにして、耐震信頼性の評価を行った。本研究で得られた主な要点、知見を以下に纏める。

1. 1 方向、2 方向の立体整形骨組は、魚骨型平面モデルを組み合わせた簡略化立体骨組モデルに置換でき、変形要求量の予測のための非線形動的解析を効率よく行うことが出来る。
2. 2 方向立体骨組は 1 方向立体骨組と比較して、大きな弾性剛性、降伏強度を持ち、約 2% までの変形要求量レベルに対しては小さな年間超過確率を示すが、4% を超える大変形要求量レベルに対しては大きな年間超過確率を示した。これは 2 方向立体骨組ではその均一性によりある特定層の全ての柱材が概ね同一時刻に塑性化を起し変形集中をもたらすからである。
3. 梁せいが 508 mm (20 inch) を超えると、柱梁接合部の塑性回転能力量が小さくなるため、建物の部材破壊に対する年間超過確率が著しく増加する。従って、小さな梁せいをもつ 2 方向骨組は、大きな梁せいを持つ 1 方向骨組と比較して、一般に小さな部材破壊に対する年間超過確率を持つ。

耐震設計にもグローバル化が進行する現在、筆者らは日本の 2 方向鋼構造骨組は伝統的な木造軸組構造において柱梁部材を立体格子状に組み合わせる感覚から生まれた日本特有の骨組形式であると考え、本研究では耐震構造の視点からその小さな梁せいが建物の部材破壊の確率を低減できるという長所を明確に示すことを研究動機とした。本研究で用いた実験データ、地震動の特性、構造設計法は米国で用いられているものであり、本研究で得られた知見が直接日本の耐震設計に生かせるものではないと認識している。しかし、蓄積されつつある地震動データ、載荷実験データ、解析プログラムやコンピューターの著しい発達を背景に、建物使用者の構造性能への多種多様の要求に応えるべく、確率論的アプローチを用いた性能評価型の耐震設計は日本に限らず世界各国で今後ますます盛んになると想定されるが、筆者らは日本建築学会の本論文においてその評価過程を具体的に展開、提示できたことに、我が国の構造設計の発展に対して多少でも重要な貢献をできたのではないかと考えている。

参考文献

- 1) 秋山宏：構造物の耐震極限設計第 2 版、東京出版会、1987。
- 2) 和田 章、岩田 衛、清水 敬三、安部 重孝、河合 廣樹：建築物の損傷制御設計、丸善、1998。
- 3) 田川 浩之：Towards an Understanding of Seismic Performance of 3D Structures – Stability & Reliability. Ph.D. Thesis; University of Washington, Seattle, USA. 2005。
- 4) 和田 章：靱性確保は損傷覚悟、鋼構造制振技術の現状と設計指針への期待、2006 年度日本建築学会大会(関東)、構造部門(鋼構造)、パネルディスカッション資料、2006.9。
- 5) FEMA: Connection Performance State of Art Report, FEMA-355D, Washington D.C. 2000。
- 6) Roeder, C. W. Redundancy and Ductility in Steel Moment Frames. UCB/EERC-97/05, 1997。
- 7) 長谷川 隆、高橋 賢司、関 光雄、長尾 直治、向井 裕貴、福田 浩司：日米の鉄骨造建物の耐震性能比較、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造 III、1998。
- 8) 六郷 美佳、長尾 直治：日米の鋼構造ラーメン骨組の耐震性状に関する比較研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造 III、2005。
- 9) Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R., and Foutch, D. Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. Journal of Structural Engineering (ASCE); Vol. 128(4): 2002。
- 10) Cornell, A. and Krawinkler, H.: A Framework for Performance based Seismic Design, Proceedings of the 2001 Structures Congress and Exposition, Washington, D.C., 2001。
- 11) Kircher, C.: Earthquake Loss Estimation Methods for Welded Steel Moment-Frame Buildings, Earthquake Spectra, Vol. 19(2), 2003。
- 12) Pagni, C. and Lowes, L.: Fragility Functions for Older Reinforced Concrete Beam-Column Joints, Earthquake Spectra, Vol. 22(1), 2006。
- 13) Medina, R. and Krawinkler, H.: Seismic Demands for Nondeteriorating Frame Structures and their Dependency on Ground Motions, PEER Report No. 2003/15, 2003。
- 14) Cornell A.: Calculating Building Seismic Performance Reliability: A Basis for Multi-level Design Norms, Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 1996。
- 15) Federal Emergency Management Agency: Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures, FEMA-367, SAC-95-02, 1995。
- 16) Somerville, P. et al. Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project, 1997; Rep. No. SAC/BD97/04, SAC Joint Venture, Sacramento, CA。
- 17) ICBO, International Conference of Building Officials. 1997 Uniform Building Code, Whittier, CA. 1997。
- 18) MacRae, G. A. and Tagawa, H. Seismic Behavior of 3D Steel Moment Frame with Biaxial Columns. Journal of Structural Engineering (ASCE) 2001; Vol. 127(5): 490-497。
- 19) Powell G.H. and Campbell S.: DRAIN-3DX Base Program Description and User Guide – Version 1.10, UBC/SEMM-94/07, UC, Berkeley, Report No. UBC/SEMM-94/07,08, 1994。
- 20) Chopra, A.: Dynamics of Structures – Theory and Application to Earthquake Engineering, Prentice Hall, 2nd Edition, 2001。
- 21) Vamvatsikos, D. and Cornell, C.: Incremental Dynamic Analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31(3), 2002。
- 22) FEMA: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, FEMA-350, Washington D.C. 2000。
- 23) Nowak, A. and Collins, K. Reliability of Structures; McGraw-Hill: New York, 2000。

謝辞

本論文を執筆するに当たり、ワシントン大学教授のチャールズ ロードー先生、東京工業大学助教授の山田哲先生、また本論文の査読者から貴重なご意見を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

(2006年12月8日原稿受理、2007年5月9日採用決定)