

接合部の非線形な剛性特性を考慮した3層1径間半剛結鋼骨組の地震応答解析

Dynamic Response Analysis of 1-Bay 3-Story Semi-Rigid Frames with Nonlinear Connection Stiffness

室蘭工業大学 正員 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
 室蘭工業大学 正員 小室 雅人 (Masato Komuro)
 室蘭工業大学 フェロー 松岡 健一 (Ken-ichi Matsuoka)
 室蘭工業大学 ○学生員 菅野 昌生 (Masao Kanno)

1. はじめに

一般に、鋼骨組における柱-梁接合部は剛結接合もしくはピン接合と仮定して設計が行われている。しかしながら、実際の接合部は両者の中間のかつ非線形な剛性特性を有することが明らかになっている。このような半剛結接合を有する鋼骨組に地震等の動的外力が作用した場合には、接合部の非線形な剛性特性に伴う履歴減衰効果が期待できるため、剛結接合骨組に比較して耐震工学的に有利であるとされている。

このような観点より、本研究では半剛結鋼骨組の耐震設計法の確立のための基礎資料を得ることを目的として、接合部に非線形な剛性特性を有する3層1径間骨組を対象に地震応答解析を試みた。本研究では、卓越振動数の異なる4種類の実地震動を取り上げ、半剛結鋼骨組の断面力、変形モードおよび接合部のエネルギー吸収量に着目して検討を行っている。なお、本研究では構造解析用汎用プログラムLS-DYNA¹⁾を用いている。

2. 数値解析仮定

2.1. 骨組のモデル化

本研究では図-1に示す3層1径間骨組を対象に数値解析を行った。図中には節点番号、部材番号、使用形鋼、および載荷荷重を示している。使用形鋼に関しては米国の設計基準AISC-LRFD²⁾に準拠している。解析精度を確保するため、柱材を8分割、梁材を16分割し、梁材に作用する死荷重は、等価な集中質量として梁材節点に付加することとした。また、梁および柱材は全て弾性体とし、その物性値は弾性係数 $E = 206 \text{ GPa}$ 、ポアソン比 $\nu = 0.3$ とした。なお、構造安全性を考慮に入れ、1層目の柱-梁接合部を剛結接合と仮定している。

2.2. 接合部のモデル化

柱-梁接合部の変形挙動を正確に評価するためには、軸力、せん断力、曲げモーメントの3成分を考慮する必要がある。ここでは、接合部履歴挙動は曲げモーメントによる相対回転角が支配的であると判断し、軸力およびせん断力による変形は無視することとした。すなわち、接合部には非線形な回転バネのみが存在するとし、構成則のモデル化を行っている。また、履歴挙動特性に関しては、実験結果の蓄積が少なく適切な評価モデルが公表されるに至っていないことより、単純で比較的履歴挙動特性を表現していると考えられている Independent Har-

dening Model を用いることとした。図-2にその挙動特性の概略を示している。図より、接合部モーメントに関しては零から正あるいは負方向への載荷に対しては評価式より得られる $M-\theta_r$ 特性を採用し、除荷点からモーメント零点までの間は、初期剛性 R_{ki} を有し線形に挙動するものと仮定している。このような履歴特性に関してはLS-DYNA¹⁾にあらかじめ組み込まれている離散要素を用いて定義した。

2.3. 接合部剛性評価

接合部の非線形な $M-\theta_r$ 特性評価モデルとして、三要素パワーモデルを採用した。このモデルは接合部初期剛性 R_{ki} 、限界曲げ耐力 M_u および形状指数 n の3つのパラメータから構成されるものである。本解析では、代表的な半剛結接合の挙動を示すと考えられる組み合わせとして、 $R_{ki} = 5EI_b/L_b$ 、 $M_u = 0.6 M_p$ 、 $n = 1$ を設定した。ここで EI_b : 梁材の曲げ剛性、 L_b : 部材長、 M_p : 梁材の

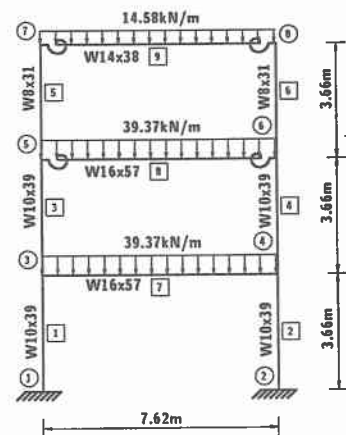
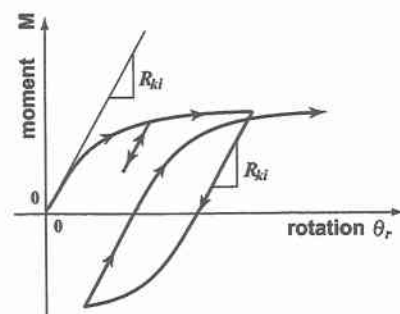


図-1 解析に用いた骨組



(Independent Hardening Model)

図-2 接合部履歴挙動

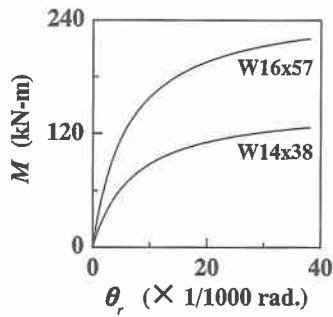


図-3 M- θ_r 曲線

塑性曲げモーメントである。図-3には本解析で用いた M- θ_r 曲線を示している。

2.4. 地震応答解析

本研究では、地震動等の不規則波が半剛結鋼骨組の動的応答特性に及ぼす影響を検討するため、入力波形として卓越振動数 f_p の異なる4種類の実地震波 (JR 鷹取駅 EW, タフト NS, エルセントロ NS, ゴールデンゲート EW 成分波形) を用いて解析を実施した。図-4には100 gal に正規化した各入力地震波を示している。また、図中には卓越振動数 f_p も併せて示している。解析は、100, 200, 300 gal に正規化した地震加速度波形を物体力として、骨組要素および集中質量に作用させることにより行った。解析時間は主要動を含む10秒としている。なお、ゴールデンゲート EW 成分波形に関しては地震波が短時間で収束するため、解析時間を6秒とした。表-1には、接合部に線形剛性として図-3に示す M- θ_r 曲線の初期剛性 R_{ki} を仮定した場合の各振動モードにおける固有振動数を剛結接合の場合と比較して示している。なお、減衰定数 h は、表-1に示す最低次固有振動数に対して質量比例型減衰を採用し、 $h = 2\%$ と設定している。

3. 解析結果および考察

まず、骨組基部における曲げモーメント波形について検討する。図-5には、応答値に顕著な差がみられたエルセントロ NS 成分波形および JR 鷹取駅 EW 成分波形を入力した場合の曲げモーメント波形を示している。着目点は節点番号1である。また、地震波はそれぞれ100および300 gal に正規化されたものを比較している。なお、図中には柱の全塑性曲げモーメント M_p を併せて示している。

(a)図より、エルセントロ NS 成分波形に着目すると、 $t = 4$ 秒以降において半剛結骨組の応答値は剛結骨組の場合と比較して減少していることがわかる。また、その減少傾向は100 gal 入力時よりも300 gal 入力時の方が大きい。なお、300 gal 入力時における剛結骨組の応答値は、全塑性曲げモーメント M_p 以上の値を示しているのに対して、半剛結骨組の場合には $t = 3$ 秒前後で M_p より若干大きくなるものの、全体的には M_p 以下となっている。これは、入力加速度が大きいほど半剛結接合部の履歴挙動に伴う減衰効果が大きくなるためと考えられる。また、半剛結骨組の応答波形は、剛結骨組の場合と

表-1 モード別固有振動数一覧

| 接合部 | モード次数 (Hz) | | |
|---------------|------------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 |
| 線形剛性 R_{ki} | 0.990 | 2.514 | 4.021 |
| 剛結接合 | 1.053 | 2.780 | 4.150 |

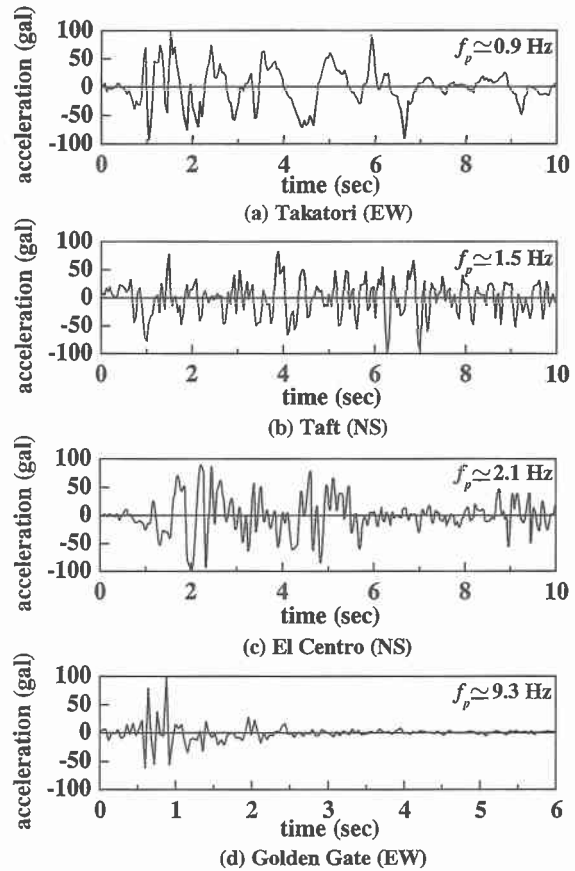


図-4 解析に用いた入力地震波 (100 gal)

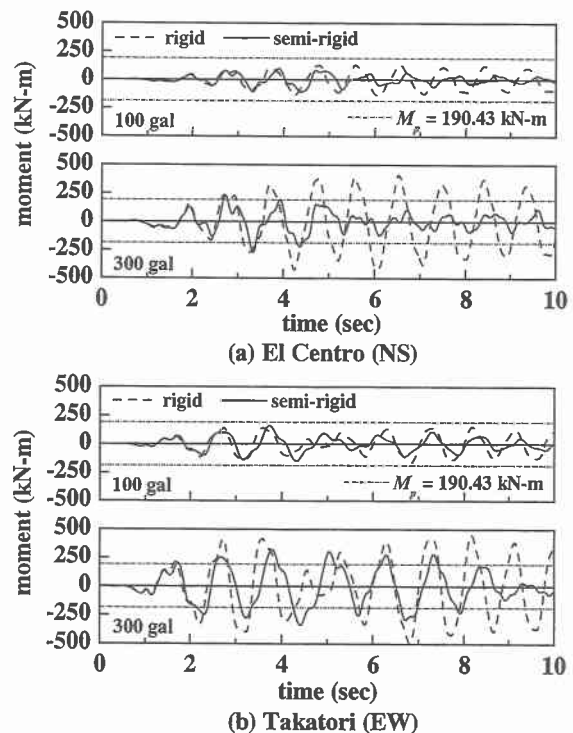


図-5 曲げモーメント波形 (節点番号1)

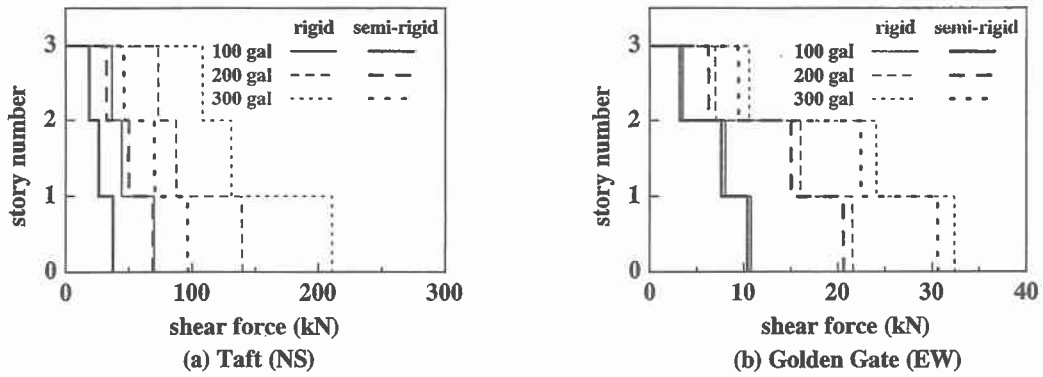
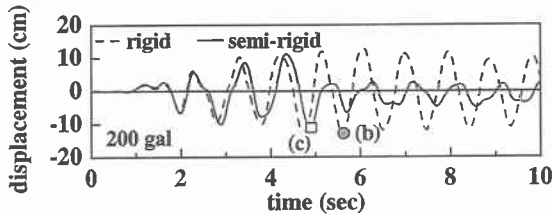
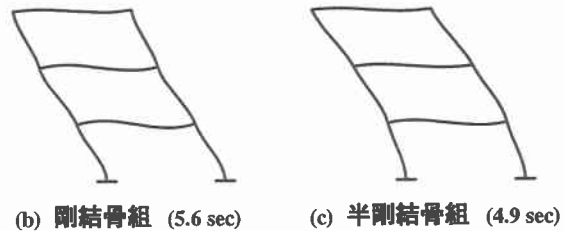


図-6 層せん断力図



(a) 応答変位波形 (節点番号 7)



(b) 剛結骨組 (5.6 sec)

(c) 半剛結骨組 (4.9 sec)

図-7 応答変位波形および振動モード図 (エルセントロ NS 成分波形, 200 gal)

比較して波形の周期が長くなる傾向を示しており、波形性状も複雑になっている。これは、半剛結骨組の剛性が時刻とともに変化し、それに伴い鋼骨組の固有振動数も変化することに関連しているものと考えられる。

一方、(b)図に示す JR 鷹取駅 EW 成分波形を入力した場合に着目すると、(a)図に示すエルセントロ NS 成分波形入力時と同様に、半剛結骨組の応答値は減少し、波形の周期も長くなる傾向を示している。しかしながら、JR 鷹取駅 EW 成分波形入力時における応答値の減少量はエルセントロ NS 成分波形入力時よりも小さいことがわかる。特に 300 gal 入力時においてその傾向は顕著なものとなっている。これは、接合部剛性として初期剛性 R_{k1} を仮定した場合の最低次固有振動数 ($f_0 = 0.99$ Hz) が JR 鷹取駅 EW 成分波形の卓越振動数 ($f_p \approx 0.9$ Hz) に接近しているため、共振に近い振動状態を示したものと考えられる。

次に各層のせん断力について検討する。図-6 はタフト NS 成分波形およびゴールデンゲート EW 成分波形を入力した場合の層せん断力を示している。(a)図より、タフト NS 成分波形における半剛結骨組の応答値は、剛結骨組のそれと比較して各層とも減少していることがわかる。特に 1 層目においては接合部を剛結接合と仮定しているにもかかわらず、せん断力は大きく低下している。例えば、100 gal においては約 30 kN、300 gal においては 100 kN 以上も低下している。これは半剛結接合を鋼骨組に取り入れることにより、層せん断力の低減を期待できることを示唆している。(b)図より、ゴールデンゲート EW 成分波形における半剛結骨組のせん断力はタフト NS 成分波形を入力した場合と同様に、剛結骨組と比較して低下していることがわかる。しかしながら、その低下量はタフト NS 成分波形の場合と比較して非常に小さい。これは、ゴールデンゲート EW 成分波形の卓越振

動数 $f_p \approx 9.3$ Hz が表-1 に示した剛結あるいは半剛結骨組の最低次固有振動数 $f_0 \approx 1.0$ と大きく異なるため、1) 両骨組の応答値が極めて小さいこと、また、2) それに対応して半剛結接合部の履歴挙動に伴う減衰効果が十分に発揮されないことに起因しているものと考えられる。

次に最大応答変位と振動モードの関係を検討する。図-7 には、エルセントロ NS 成分波形を 200 gal に正規化した場合の剛結、半剛結骨組の応答変位波形および振動モードを示している。なお、振動モードは(a)図に示す両骨組の応答変位波形において、最大値を示す時点(図中○、□印)のものである。(a)図より、最大応答変位に着目すると、半剛結骨組は 11.9 cm であり、剛結骨組の 13.4 cm より若干小さく示されている。また、応答波形を見ると図-5(a)に示した曲げモーメント波形と同様な分布特性を示していることがわかる。(b)、(c)図に示す振動モードに着目すると、剛結および半剛結骨組ともに 1 次モードが支配的であることがわかる。両骨組の振動モードを比較すると、半剛結骨組は特に 2 層目の接合部で相対回転角が大きく示されており、半剛結接合部の影響が反映したものとなっている。

図-8 には、各地震波を入力した場合の接合部 $M-\theta$ 、履歴曲線を示している。着目点は節点番号 5 (2 層目) および節点番号 7 (3 層目) である。図中には履歴ループで囲まれる面積を累積して求められるエネルギー吸収量 E_d を付記している。図より、いずれの地震波においても 2 層目のエネルギー吸収量 E_d が 3 層目のそれと比較して大きい。これは、図-3 に示す $M-\theta$ 曲線の差異によるものと考えられる。また、地震波別に接合部のエネルギー吸収量を比較すると、JR 鷹取駅 EW 成分波形が最も大きく、ゴールデンゲート EW 成分波形は極めて小さい。このことは、地震波の卓越振動数 f_p と半剛結鋼骨組における最低次固有振動数 f_0 が近い場

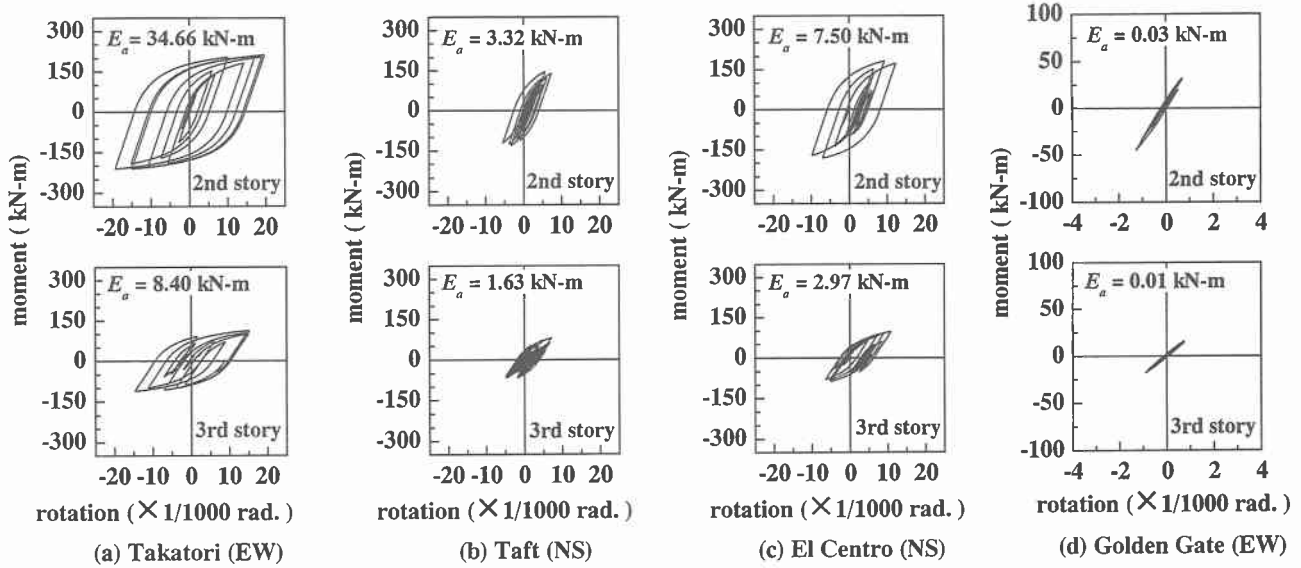


図-8 各地震波を 300 gal に正規化した場合の接合部 $M-\theta$ 履歴曲線

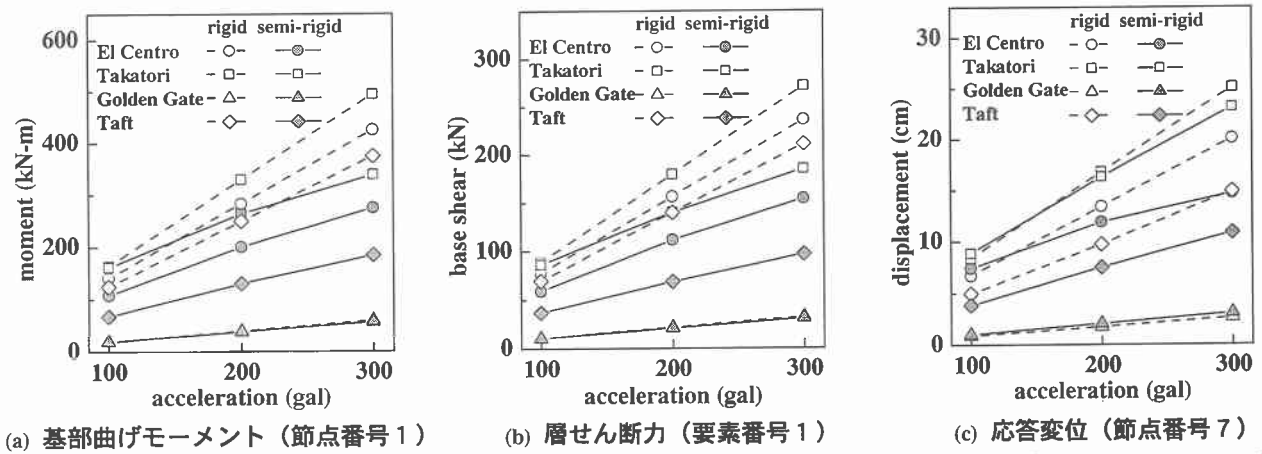


図-9 最大応答値と入力加速度の関係

合ほど、接合部のエネルギー吸収量 E_a が増大することを示唆している。

図-9 は各地震波を入力した場合の最大応答値と入力加速度の関係を示したものである。(a), (b) 図より、入力地震動の卓越振動数が高いゴールデンゲート EW 成分波形を除いて、剛結骨組の場合における曲げモーメントおよび層せん断力の最大応答値は、入力加速度に比例して線形的に増大していることがわかる。一方、半剛結骨組の場合には、剛結骨組の場合と同様、入力加速度の増大とともに各断面力値も増大するが、その増加率は、剛結骨組と比較して小さい。また、(c) 図より、最大応答変位に関しても、曲げモーメント、層せん断力と同様に入力加速度の増大とともに増加する傾向がみられる。しかしながら、半剛結骨組の最大応答変位は各断面力値の場合とは異なり、剛結骨組のそれよりも大きくなる場合が存在する。特に入力地震波の卓越振動数と骨組の最低次固有振動数が接近している JR 鷹取駅 EW 成分波形入力時 (□印) には、両者ほぼ等しい値を示している。これより、半剛結骨組における最大応答変位は、入力地震波の卓越振動数に大きな影響を受け、共振状態に近い場合には剛結骨組と同程度の応答を示す可能性があるこ

とがわかる。以上より、地震波を受ける半剛結骨組の各断面力値 (曲げモーメント、せん断力) は減少するものの、最大変形量に関しては必ずしも減少しない場合があることが明らかになった。

4. まとめ

本研究では、卓越振動数の異なる 4 種類の実地震動を用いた半剛結接合を有する 3 層 1 径間鋼骨組を対象に地震応答解析を実施した。本数値解析結果、半剛結骨組は剛結骨組と比較して、1) 最大応答変位に関しては若干増大する可能性を示している、2) しかしながら、曲げモーメントおよびせん断力に関しては、共振状態に近い状態においても大きな断面力の減少を期待できる、ことが明らかになった。

参考文献

- 1) LS-DYNA Users Manual (Ver.950), Livermore Software Technology Corporation, 1999.
- 2) American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, 2nd Edition, 1994.