

## 非線形地震応答に基づく RC柱・梁接合部内の梁主筋付着劣化の制限

1. 序 梁降伏型鉄筋コンクリート (RC) 骨組の柱・梁接合部内を通し配筋される梁主筋が接合部内での付着劣化によって抜け出すと、①履歴ループのピンチ化および②降伏変位の増大を生じる。筆者らは①がRC骨組の地震応答に与える影響を解析によって検討し[1]、この結果と十字形柱・梁接合部の実験結果とを用いて梁主筋の付着劣化の制限法を提案した[2]。ここで等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  をループの太り具合の指標として許容値10%を設定したが、下限である保証はなかった。また各試験体の  $h_{eq}$  を求める際に層間部材角に着目したため、これに対応する塑性率は様々となった。そこで対応する塑性率を考慮

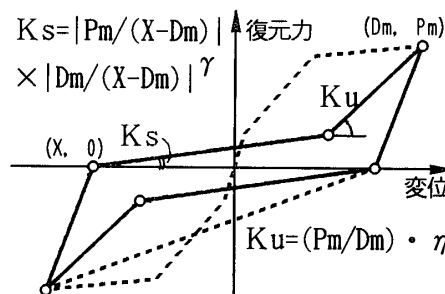


図1 武田スリップモデル

した  $h_{eq}$  の下限値を調べるため、①と②を表現できる履歴モデルを持つ1質点系を用い、 $h_{eq}$  および固有周期を変数とした非線形地震応答解析を行なった。この結果に基づいて接合部内梁主筋の付着劣化の制限を再検討した。

2. 1質点系の非線形地震応答解析 2.1 概要 履歴モデルとして武田モデルおよび武田スリップモデル[3] (図1) を用いた。系の質量を1として、弾性固有周期が0.25、0.5、1および2秒となるように初期剛性を決定した。ひびわれ耐力は降伏耐力の0.3倍とし、降伏耐力はRC終局強度指針[4]による層せん断力係数(地震地域係数1.0、第2種地盤想定、標準ベースシア係数0.25)から求めた。降伏時割線剛性および降伏後剛性は初期剛性のそれぞれ0.4倍、0.01倍とした。除荷剛性低下指数は0.2とした。武田スリップモデルのスリップ剛性低下指数  $\gamma$  を0.0~2.5、スリップ剛性硬化係数  $\eta$  を1.2~2.0に変化させて、塑性率(最大変位を降伏変位で除した)の4に対応する  $h_{eq}$  (以下  $h_{eq}(4)$  のように表記) を20.1~6.1%とした。 $\gamma=0$  のときは武田モデルとなる。また降伏変位の増大による影響を検討するため、上記モデルの降伏変位を1.4倍した包絡線を有するモデルも使用した。運動方程式の数値積分にはHoubolt法[5]を用い、時間刻みは0.02秒とした。減衰は瞬間剛性に比例するものとし、弾性時の減衰定数を5%とした。地震波にはEl Centro NS(1940、継続時間0~28.6秒)、Taft S69E(1952、継続時間0~54秒)、八戸 EW(1968、継続時間0~30秒)、東北大学 NS(1978、継続時間0~40秒)の4つを用い、武田モデルを用いた各系の応答最大塑性率が2および4となるように各地震波の倍率を決定した。

2.2 結果 応答最大塑性率と  $h_{eq}(2)$  (塑性率2に対応) および  $h_{eq}(4)$  との関係を図2および図3に示す。 $h_{eq}$  の下限値を定めるために、許容できる応答最大塑性率を2あるいは4の1.25倍(すなわち2.5あるいは5)とする。これらの結果を以下にまとめる。許容塑性率を2.5としたとき:短周期(0.25秒)の系では  $h_{eq}(2)$  の下限値を9%とすると応答塑性率を2.5以下にできた。これより長い周期の系では  $h_{eq}(2)$  の下限値を7.5%とすれば、応答塑性率は概ね2.5以下になった。許容塑性率を5としたとき:短周期(0.25秒)の系では  $h_{eq}(4)$  の下限値を14%とすれば、東北大学NS波を除いて応答塑性率を5以下にできた。これより長い周期の系では  $h_{eq}(4)$  の下限値を10%とすれば、応答塑性率が7を超えた固有周期2秒-Taft S69E波の場合を除いて応答塑性率を5程度以下に抑えられた。以上より、固有周期が0.25秒以下の建物では  $h_{eq}(2)$  の下限値を9%、 $h_{eq}(4)$  の下限値を14%とする。固有周期がこれより長い建物では  $h_{eq}(2)$  の下限値を7.5%、 $h_{eq}(4)$  の下限値を10%とする。

降伏変位を1.4倍した包絡線を有するモデルを用いた場合の応答結果は、応答最大変位をもとのモデルの降伏変位で除したものを塑性率と読み換えれば、短周期(0.25秒)の系を除いてもとのモデルを用いた場合とほぼ同様の傾向を示した。降伏変位の増大にもかかわらず応答最大変位は許容変位以内に納まった。短周期の建物では、いずれの地震波においても  $h_{eq}(2)$  が9%のときの応答最大塑性率は2.7~3.4となり、許容塑性率2.5を上回った。

Restriction of bond deterioration along beam reinforcement

21340

within R/C beam-column joint based on earthquake response

Kitayama Kazuhiro

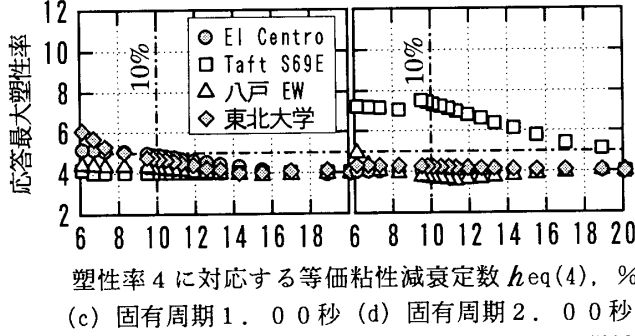
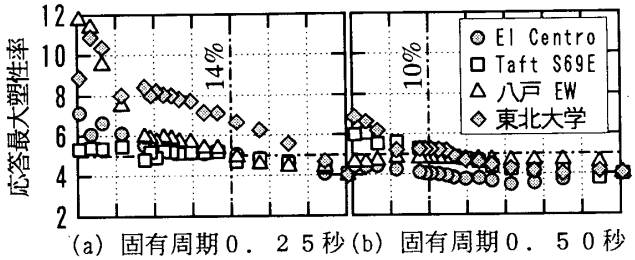
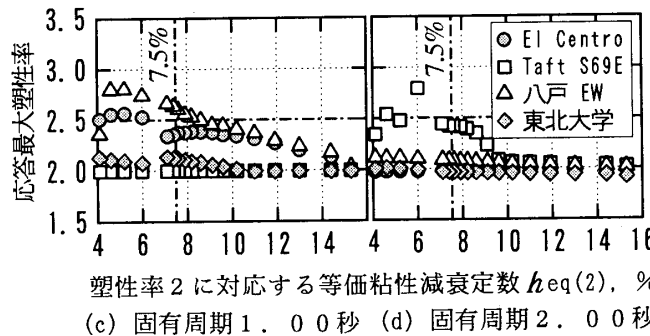
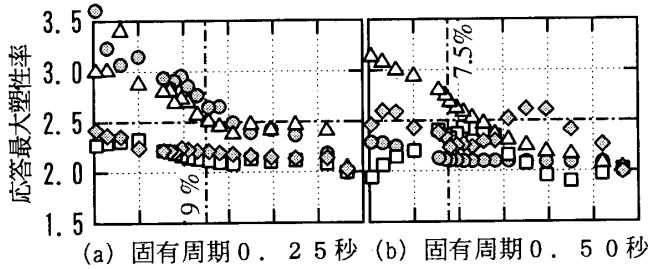


図2 等価粘性減衰定数  $h_{eq}(2)$  - 応答最大塑性率関係 図3 等価粘性減衰定数  $h_{eq}(4)$  - 応答最大塑性率関係

3. 梁主筋付着指標の制限 十字形柱・梁接合部骨組の実験より得られた層せん断力-層間変位関係における層間部材角1/50での  $h_{eq}$ と梁主筋の付着性状を表わす指標  $u_b/\sqrt{\sigma B}$ との関係(図4)を用いて、梁主筋の接合部内での付着劣化を制限する方法を既に提案した[2]。ここで、

$$u_b = (\sigma_y/2) \cdot (d_b/h_c) \quad (1)$$

$d_b$ : 梁主筋径、 $h_c$ : 柱せい、 $\sigma_y$ : 梁主筋の実降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)、および  $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)、である。しかし層間部材角1/50に着目したため、対応する塑性率は2~4に分布した。そこで図4を対応する塑性率1.6以上2以下と3以上に二分して図5に示す。これと先に求めた  $h_{eq}(2)$ と  $h_{eq}(4)$ の下限値を用いて梁主筋付着指標  $u_b/\sqrt{\sigma B}$ を制限できる。短周期(0.25秒)の建物では対応する塑性率2および4の場合とも  $u_b/\sqrt{\sigma B}$ を5以下に抑えればよい。これより長い周期の建物では、塑性率2の場合には  $u_b/\sqrt{\sigma B}$ を7以下に抑え、塑性率4の場合には  $u_b/\sqrt{\sigma B}$ を制限する必要がない。式(1)を用いて以下の制限を得る。

$$h_c/d_b \geq \sigma_y/(\mu \cdot \sqrt{\sigma B}) \quad (2)$$

ここで、 $\mu=10$ (固有周期0.25秒以下の建物)、 $\mu=14$ (固有周期が0.25秒より長い建物)、である。短周期の建物の制限値はかなり厳しいが、4階程度以下の低層の建物では実現可能である。

4. まとめ 1質点系の非線形地震応答解析により、梁主筋の抜け出しによる履歴ループのピンチ化および降伏変位の増大が骨組の地震応答に与える影響を検討した。建物の周期により許容できるピンチ化の程度すなわち  $h_{eq}$ の下限値を定めた。この結果と内柱・梁接合部の実験結果とを組み合わせ、梁主筋付着指標  $u_b/\sqrt{\sigma B}$ の制限値を示した。降伏変位の増大が地震応答に与える影響は短周期の建物を除いて小さかった。

参考文献 [1]北山、青山:第7回日本地震工学シンポジウム講演集、1986、pp.1687-1692。[2]北山、朝倉ほか:第10回コンクリート工学年次論文報告集、Vol.10-3、1988、pp.491-496。[3]小出、小谷ほか:構造工学論文集、Vol.31B、1985、pp.225-236。[4]日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990。[5]Houbolt, J.C.: Journal of the Aeronautical Sciences、Vol.17、1950、pp.540-550。 東京都立大学助教授・工博

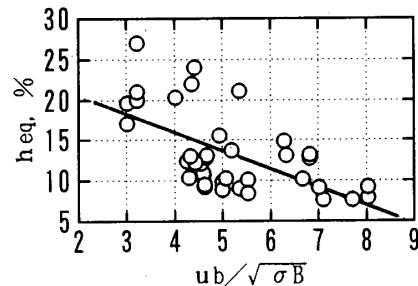
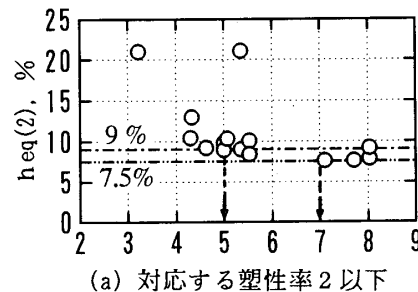
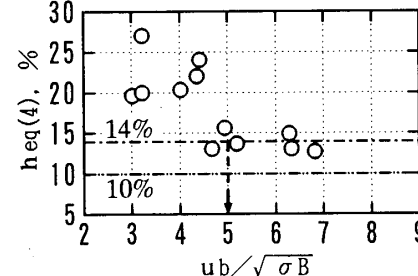


図4  $u_b/\sqrt{\sigma B}$  -  $h_{eq}$ 関係



(a) 対応する塑性率2以下



(b) 対応する塑性率3以上

図5 塑性率により区分した  $u_b/\sqrt{\sigma B}$  -  $h_{eq}$ 関係