

# 橋脚の過強度曲げ耐力がP C連続ラーメン橋の 応答せん断力に与える影響

浦川洋介<sup>1</sup>・吉川卓<sup>2</sup>・大木太<sup>3</sup>・角本周<sup>4</sup>

<sup>1</sup>工修 オリエンタル建設株式会社 第二技術部 (〒102-0093 東京都千代田区平河町2-1-1)  
E-mail:yosuke.urakawa@oriken.co.jp

<sup>2</sup>工修 オリエンタル建設株式会社 第二技術部 (〒102-0093 東京都千代田区平河町2-1-1)  
E-mail:taku.yoshikawa@oriken.co.jp

<sup>3</sup>工修 オリエンタル建設株式会社 第二技術部 (〒102-0093 東京都千代田区平河町2-1-1)  
E-mail:futoshi.ooki@oriken.co.jp

<sup>4</sup>工修 オリエンタル建設株式会社 福岡支店技術部 (〒801-0001 福岡市中央区天神4-2-31)  
E-mail:meguru.tsunomoto@oriken.co.jp

橋の耐震設計では、曲げ破壊とせん断破壊のように破壊モード間で耐力に階層化を設けることが望まれている。このように、せん断破壊に対する安全度を意図的に変化させる場合には、限界状態設計法では部材係数で考慮することとしているが、コンクリート標準示方書等においても過強度の影響を考慮した部材係数の割増し値は明確には示されていない。本研究では、P C連続ラーメン橋の橋軸方向を対象とし、橋脚に配置する軸方向鉄筋の降伏強度の過強度が、橋脚や主桁の応答せん断力に与える影響について検討を行った。鉄筋の降伏強度に平均値 + 3 倍の標準偏差を用いて解析した場合、規格値を用いて解析した場合に比べて、応答せん断力が橋脚では15%、主桁では5%程度増加する結果となった。

*Key Words : Capacity design, limit state design, shearing force, over bending strength, PC rigid frame bridge*

## 1. はじめに

橋の耐震設計が、性能規定型へと移行するにあたり、耐震性能に対する限界状態を明確に規定する必要があるが、レベル2地震時における耐震性能に対しては、塑性化を考慮した部材にのみ損傷を認め、構造物が塑性化した場合でも適切なねばりを持たせ、エネルギー吸収性能を高めることにより構造物に生じる損傷を許容できる範囲にとどめることが求められる。また、塑性化を考慮する部位は、損傷の発見が容易で橋梁としての機能の回復を速やかに行えるような部位とし、確実にエネルギー吸収を期待できる部材を選定することが重要である<sup>1)</sup>。このためには、橋脚と基礎のように部材間で、あるいは、曲げ破壊とせん断破壊のように破壊モード間で耐力に階層化を設けておく必要がある。このような設計法はキャパシティデザインと呼ばれ<sup>2)</sup>、海外では広く取り入れられており、道路橋示方書においても基礎の照査方法などで導入されている<sup>1)</sup>。

このように、特定の部材を選定して破壊を生じさせる

場合や、曲げ破壊とせん断破壊に対する安全度を意図的に変化させる場合には、限界状態設計法では部材係数で考慮することとしている<sup>3)</sup>。例えば、コンクリート標準示方書の耐震性能照査においては、正負交番載荷の影響によるせん断耐力の低下および鋼材の実降伏強度と規格値の差による応答せん断力の増加割合を部材係数に含めて評価しており、一般の場合に対して、塑性ヒンジ領域では1.5倍、それ以外では1.2倍程度、部材係数を割増すのがよいとしている<sup>4)</sup>。しかしながら、この割増し値において、鋼材の過強度の影響をどの程度の値で考慮しているかは明確には示されていない。

鋼材の過強度による応答せん断力の増加は、単柱式橋脚の場合では、曲げ耐力の増加に比例する<sup>5)</sup>。しかしながら、ラーメン橋やアーチ橋のような不静定構造物については、過強度曲げ耐力が応答せん断力の増加に与える影響は検討されていない。そこで、P C連続ラーメン橋の橋軸方向を対象とし、橋脚に配置する軸方向鉄筋の降伏強度の過強度が、橋脚や主桁の応答せん断力に与える影響について検討を行った。

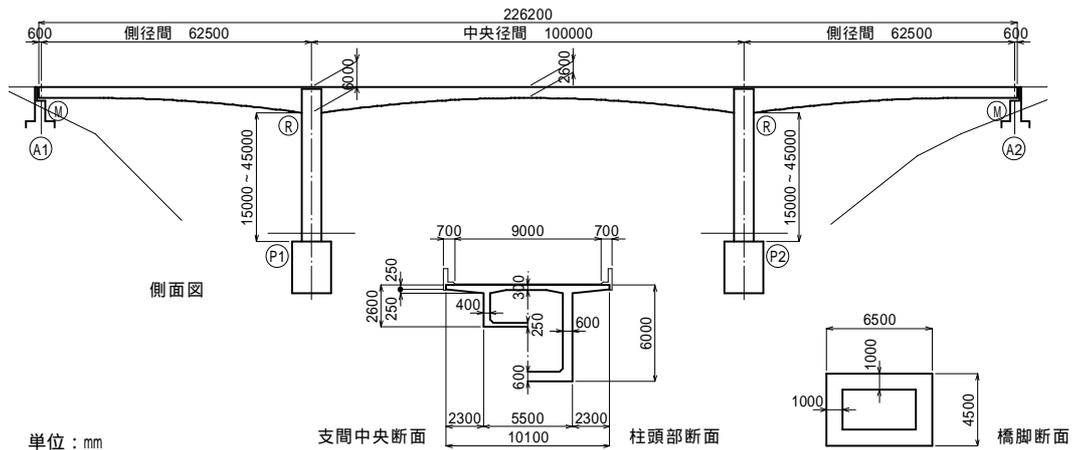


図 - 1 検討対象としたPC連続ラーメン橋

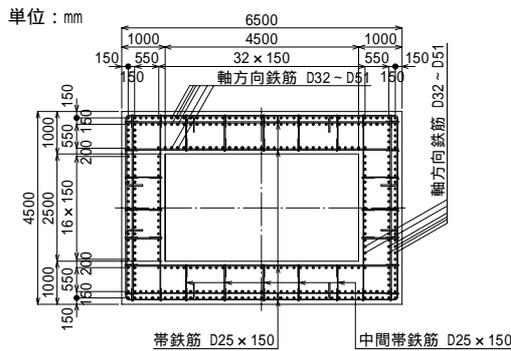


図 - 2 橋脚配筋図

## 2. 検討対象橋梁および解析モデル

### (1) 検討対象橋梁

検討対象橋梁には、中央径間 100m の PC 3 径間連続ラーメン橋を用いた。ここで、桁高や径間長の比率等は、既往の PC 連続ラーメン橋の平均値を用いて設定している<sup>6)</sup>。また、橋脚は、15m、30m および 45m の 3 ケースの橋脚高を設定したが、断面は橋脚高によらず同一の等断面寸法とした。なお、耐震設計上の地盤種別は 種地盤とし、橋脚基礎は固定とした。

検討対象とした橋梁の一般図を図 - 1 に、検討に用いた橋脚の鉄筋配置を、図 - 2 に示す。なお、本検討では、構造全体系の最大応答塑性率と鉄筋の過強度による応答

せん断力の増加比との関係を検討するために、軸方向鉄筋の径を D32, D35, D38, D41 および D51 の 5 段階として橋脚の曲げ耐力を設定した。

### (2) 解析モデル

本検討では、解析モデルは 2 次元骨組モデルとし、上部構造は全断面有効剛性を有する線形はり要素とした。橋脚は、塑性ヒンジの発生が想定される橋脚上下端に塑性ヒンジ (0.5D) を考慮した非線形回転バネを設け、塑性ヒンジ領域以外は線形はり要素でモデル化した。図 - 3 に、検討に用いた解析モデルを示す。

非線形動的解析において、塑性ヒンジをモデル化した非線形回転バネの履歴特性には  $M_y = M_u$  となる剛性低下型の完全バイリニアモデル (Takeda モデル) を用い、除荷時剛性低下指数は 0.5 とした<sup>1)</sup>。また、減衰特性には Rayleigh 減衰を用い、橋軸方向地震動に対して卓越する 1 次および 2 次振動モードのモード減衰定数を 5% として設定した。

### (3) 軸方向鉄筋の過強度の設定

橋脚の過強度曲げ耐力の要因としては、鉄筋の実降伏強度と規格降伏強度との相違、鉄筋のひずみ硬化の影響、コンクリートの実圧縮強度と設計基準強度との

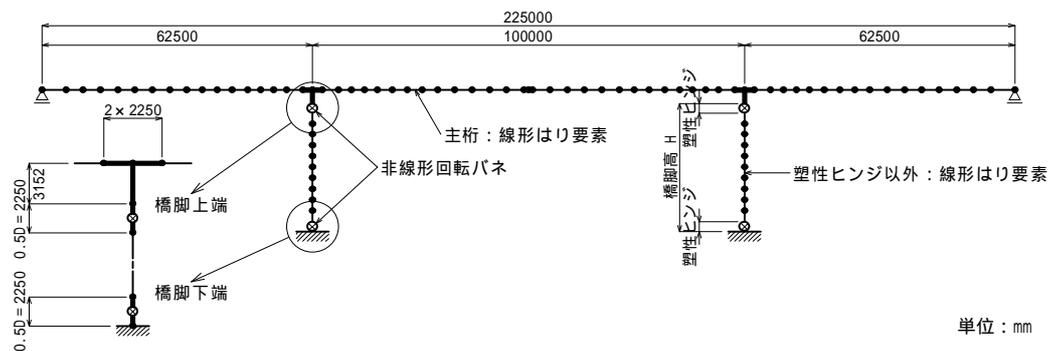


図 - 3 解析モデル

表 - 1 鉄筋の引張降伏強度および引張強度の統計値 (SD345)<sup>7)</sup>

鉄筋径	試料数	引張降伏強度				引張強度			
		規格値 $f_n$ (N/mm <sup>2</sup> )	平均値 $f_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	標準偏差 (N/mm <sup>2</sup> )	変動係数 (%)	規格値 (N/mm <sup>2</sup> )	平均値 (N/mm <sup>2</sup> )	標準偏差 (N/mm <sup>2</sup> )	変動係数 (%)
D13	3767	345	370.3	16.5	4.22	490	562.5	26.3	4.67
D16	3677		390.5	18.2	4.67		581.8	30.2	5.19
D19	3114		388.0	17.5	4.50		582.4	27.9	4.78
D25	35		388.3	21.1	5.43		606.7	29.0	4.78
D29	2329		389.3	19.3	4.96		588.2	25.5	4.33
D32	3121		386.3	19.3	5.00		584.5	25.0	4.28
D51	284		383.7	14.1	3.68		575.1	17.0	2.95

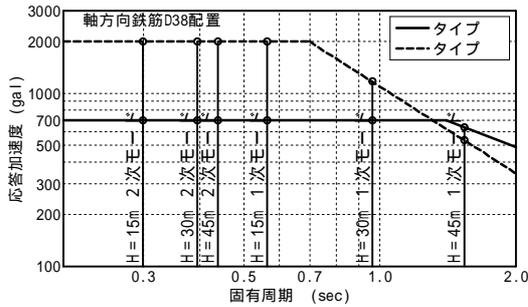


図 - 4 入力地震動の加速度応答スペクトル

相違等が挙げられる<sup>2)</sup>。このうち、コンクリートの圧縮強度については、曲げ耐力の変動に与える影響が少ない<sup>5)</sup>。また、鉄筋のひずみ硬化は、鉄筋ひずみが 1%程度から生じ、5%程度になると実降伏強度より 30%程度高くなるが<sup>2)</sup>、本検討で対象とした橋脚では、タイプ地震動に対する終局曲率時<sup>1)</sup>の鉄筋ひずみでも 2~3%程度である。そこで、本検討では橋脚の過強度曲げ耐力の要因として、橋脚の軸方向鉄筋における実降伏強度と規格降伏強度の相違のみを考慮することとした。

表 - 1 に、鉄筋の引張試験結果を統計処理した例を示す<sup>7)</sup>。鉄筋の実降伏強度は、鉄筋径によらずほぼ同程度の値となっている。そこで、本検討ではこの統計結果

を参考にして、橋脚の軸方向鉄筋の規格降伏強度 ( $f_n = 345\text{N/mm}^2$ ) に対する実降伏強度の平均値  $f_m$  を  $385\text{N/mm}^2$  (約 12%増)、標準偏差 を  $16.7\text{N/mm}^2$  と設定した。

#### (4) 入力地震動

入力地震動は、道路橋示方書に示されているタイプおよびタイプ の種地盤に対する標準加速度応答スペクトル(図 - 4)に適合するように振幅調整した 3 波形を用いた<sup>1)</sup>。

### 3. 橋脚の過強度曲げ耐力と応答せん断力

#### (1) 応答せん断力の着目点

橋脚の過強度曲げ耐力が地震時の応答せん断力に与える影響は、地震動による応答せん断力と永久荷重作用時の応答せん断力との比にも依存すると考えられるが、その比は、図 - 5 に示すように構造の着目点や構造寸法、地震動特性等により異なる。そこで、本検討では、橋脚は上下端の塑性ヒンジ中心位置の応答せん断力、主桁はレベル 2 地震時に対してせん断補強鉄筋量が増加する位置の応答せん断力に着目した<sup>8)</sup>。

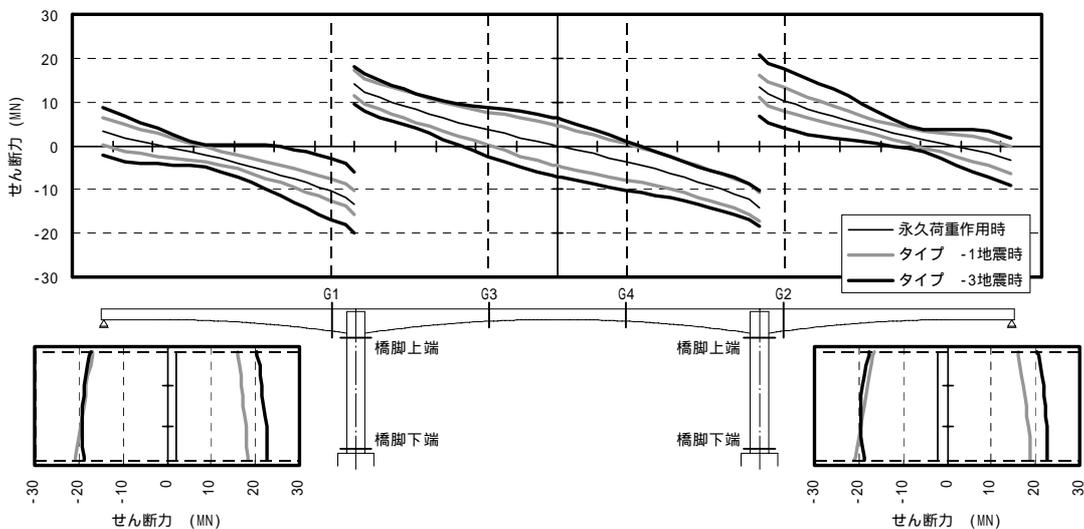


図 - 5 主桁および橋脚の応答せん断力の分布例 (H = 30m, 軸方向鉄筋 D38 配置)

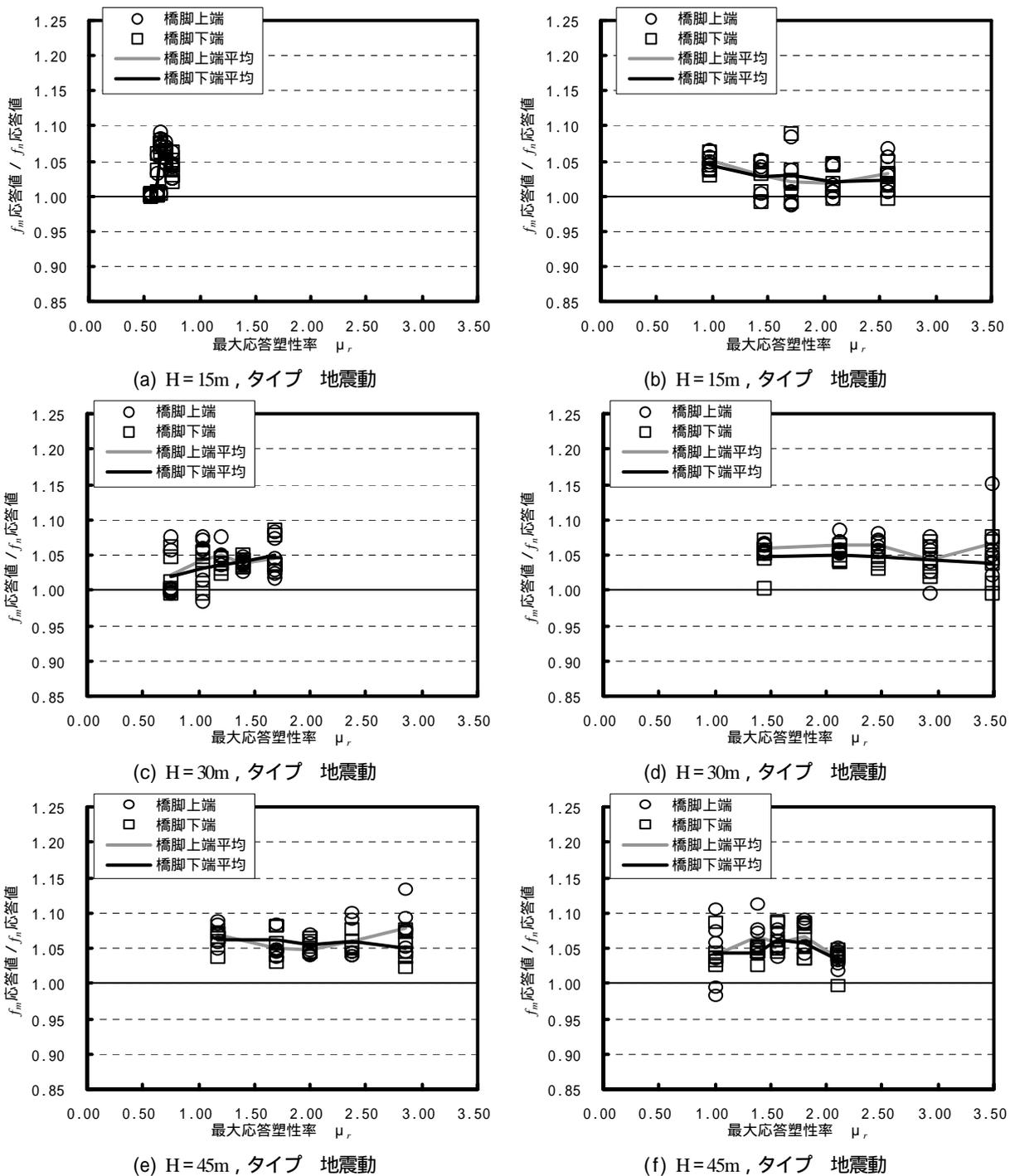


図-6 構造全体系の最大応答塑性率と橋脚の応答せん断力比

(2) 最大応答塑性率と過強度曲げ耐力による応答せん断力の増加比の関係

各橋脚高のケースについて、構造全体系の最大応答塑性率と過強度曲げ耐力による応答せん断力の増加比との関係を、図-6 および図-7 に示す。なお、図中の  $f_h$  応答値および  $f_m$  応答値は、それぞれ鉄筋の引張降伏強度に規格値および平均値を用いて解析した場合の応答せん断力である。また、指標とした構造全体系の最大応答塑性率  $\mu_r$  は、鉄筋の降伏強度に規格値を用いた場合の値であり、構造全体系の保有耐力  $P_a$  を式(2)、等価重量  $W$

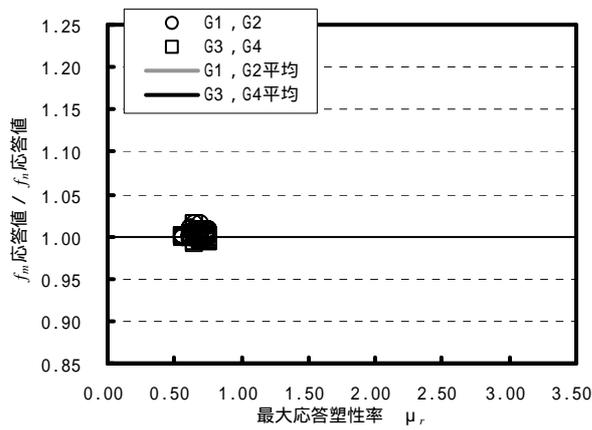
を式(3)により評価して、式(1)により算出した<sup>1)</sup>。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{S_a W / g}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad (1)$$

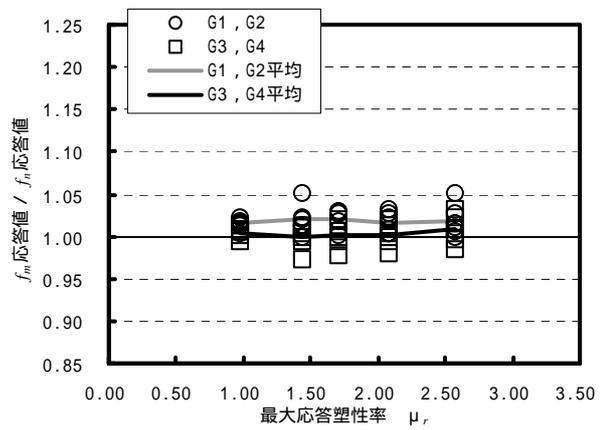
$$P_a = n \frac{M_u + M_l}{L_p} \quad (2)$$

$$W = W_u + 0.5W_p \quad (3)$$

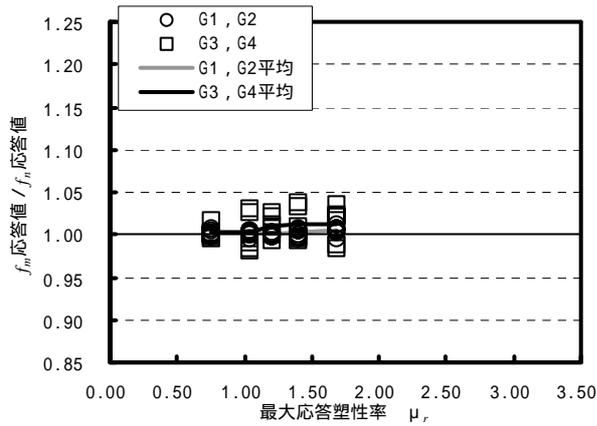
ここで、 $S_a$  は橋軸方向 1 次振動数に対する応答加速度



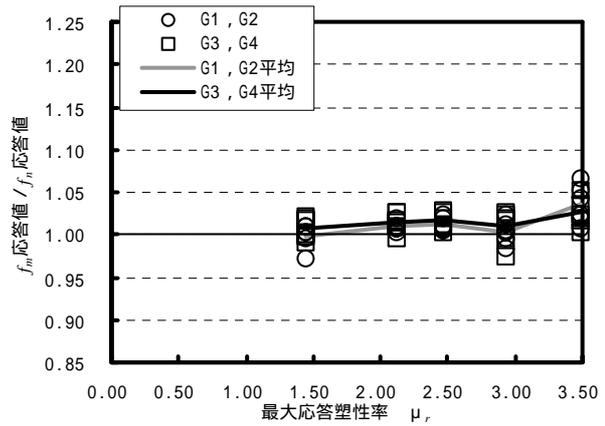
(a) H=15m, タイプ 地震動



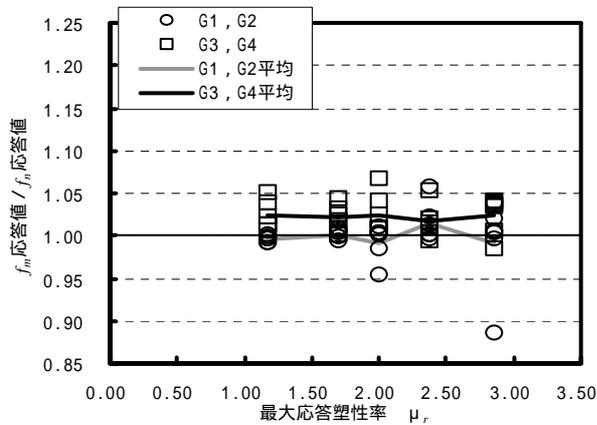
(b) H=15m, タイプ 地震動



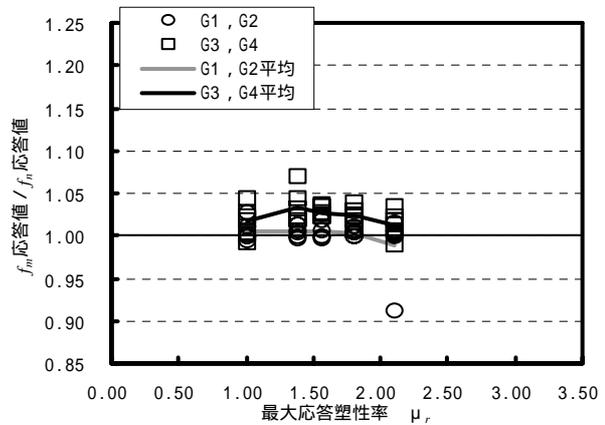
(c) H=30m, タイプ 地震動



(d) H=30m, タイプ 地震動



(e) H=45m, タイプ 地震動



(f) H=45m, タイプ 地震動

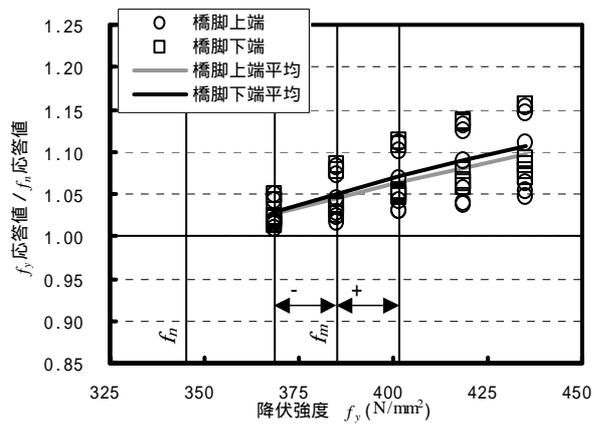
図-7 構造全体系の最大応答塑性率と主桁の応答せん断力比 (G1~G4は図-5参照)

(図-4 参照),  $g$  は重力加速度である。また,  $W_p$  および  $W_g$  は主桁および橋脚の重量であり,  $M_u$  および  $M_l$  は鉄筋の降伏強度に規格値を用いた場合の橋脚上下端の塑性ヒンジの曲げ耐力,  $L_p$  は塑性ヒンジ間の距離,  $n$  は橋脚数である。

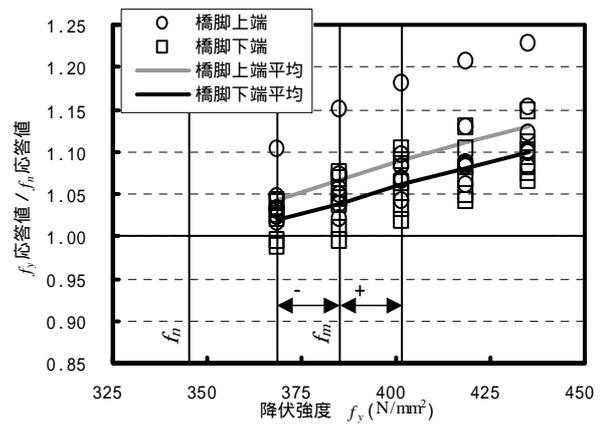
鉄筋の降伏強度に平均値を用いて算定した場合の塑性ヒンジの曲げ耐力は, 規格値を用いた場合に比べて 8~10%増加する。これに対して, 橋脚の応答せん断力の増加比は, 最大応答塑性率や橋脚高, 地震動特性によらず 3~7%程度となっている。一方, 主桁の応答せん断力に

ついても最大応答塑性率や橋脚高, 地震動特性による顕著な傾向はないが, 0~3%程度と橋脚に比較してその増加比は小さい結果となっている。これは, 図-5 に示すように, 主桁は橋脚に比べて地震時の応答せん断力に占める永久荷重作用時のせん断力の比率が高いためと考えられる。

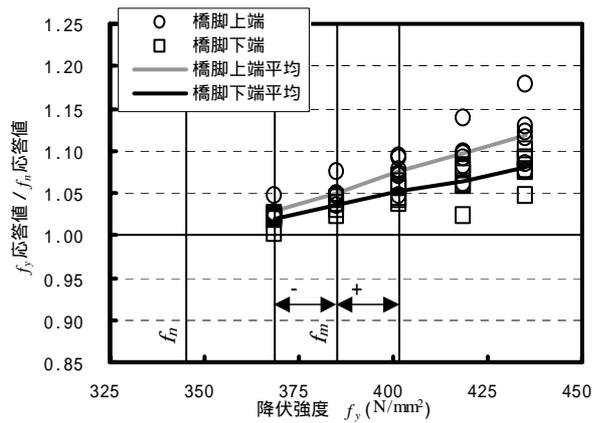
なお, 指標とした構造全体系の最大応答塑性率が 1.0 以下の場合でも過強度曲げ耐力により応答せん断力が増加しているが, これは, このような場合でも橋脚下端の塑性ヒンジは塑性化しているためである。



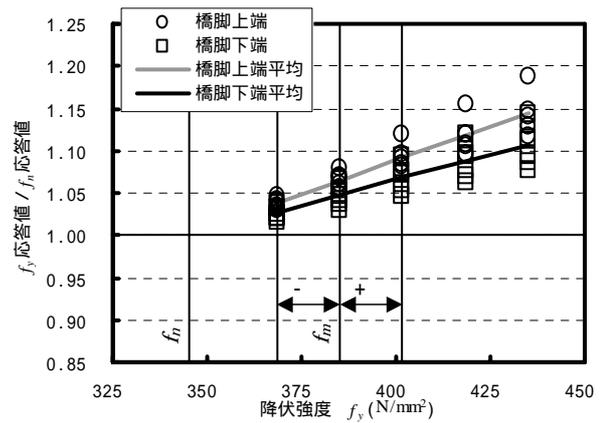
(a) D32 配置, タイプ 地震動



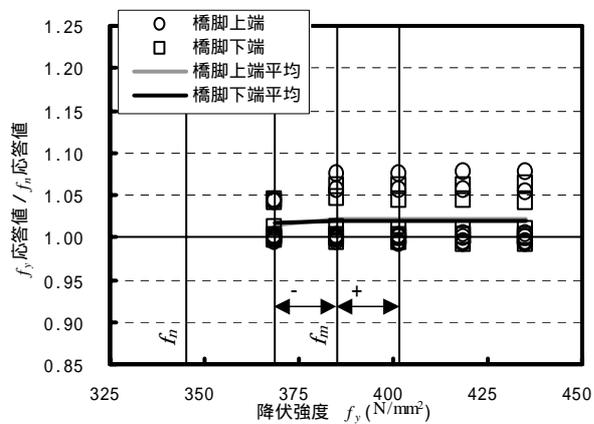
(b) D32 配置, タイプ 地震動



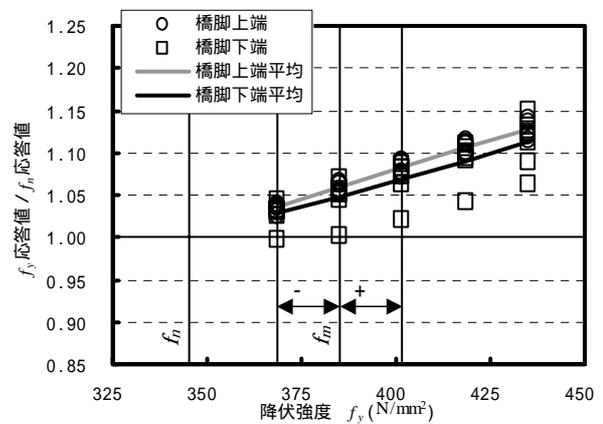
(c) D38 配置, タイプ 地震動



(d) D38 配置, タイプ 地震動



(e) D51 配置, タイプ 地震動



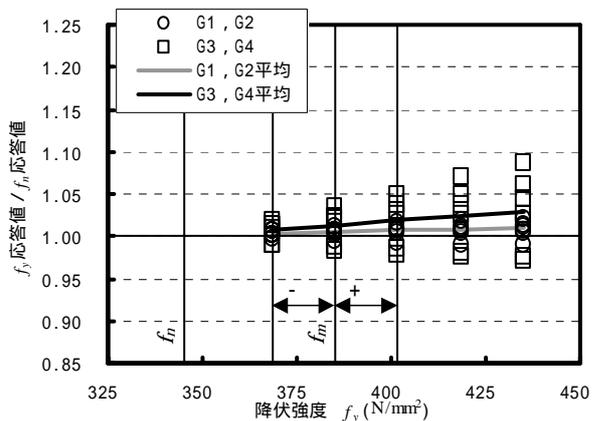
(f) D51 配置, タイプ 地震動

図 - 8 鉄筋の降伏強度と橋脚の応答せん断力比 (H = 30m)

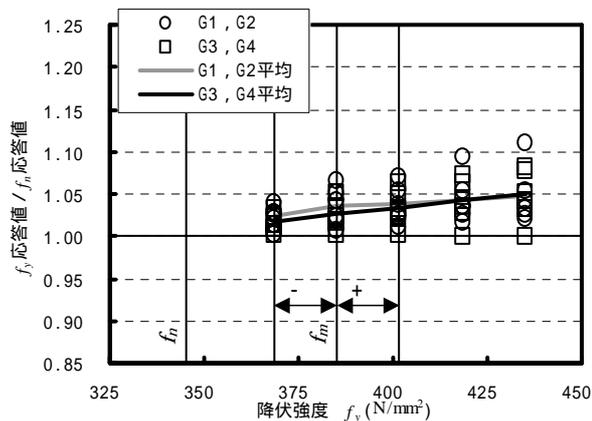
### (3) 鉄筋の降伏強度と応答せん断力の増加比の関係

橋脚高 30m のケースについて、塑性ヒンジの曲げ耐力の算定に用いた鉄筋の降伏強度と応答せん断力の増加比との関係を、図 - 8 および図 - 9 に示す。鉄筋の降伏強度に平均値を用いて算定した場合および平均値 + 3 倍の標準偏差を用いて算定した場合の塑性ヒンジの曲げ耐力は、規格値を用いた場合に比べてそれぞれ 8 ~ 10% および 18 ~ 22% 増加する結果となったが、これに対して、橋脚の応答せん断力の増加比は、鉄筋の降伏強度に規格値を用いた場合に比べ、平均値を用いた場合には 3 ~ 7%

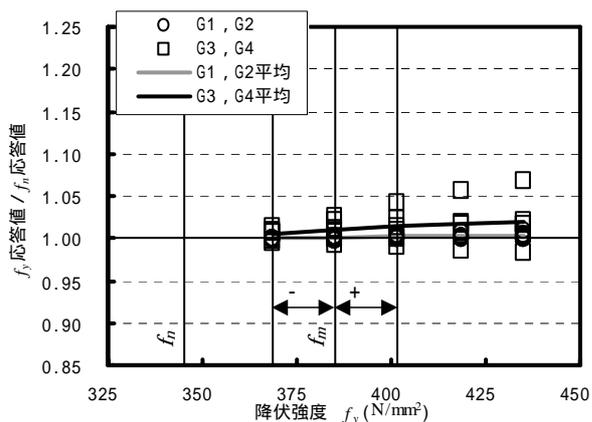
程度、平均値 + 3 倍の標準偏差を用いた場合には 8 ~ 15% であり、曲げ耐力の増加比に対し 60% 程度である。地震動特性による傾向としては、タイプ 地震動に対してタイプ 地震動の方が増加比は大きく、また、着目位置については、橋脚下端に比べて橋脚上端の方が大きい傾向がある。一方、主桁の応答せん断力の増加比は、平均値を用いた場合は 0 ~ 3% 程度、平均値 + 3 倍の標準偏差を用いた場合でも 0 ~ 5% であり、タイプ 地震動に対してタイプ 地震動の方が大きい傾向にはあるが、着目位置による顕著な相違はない。



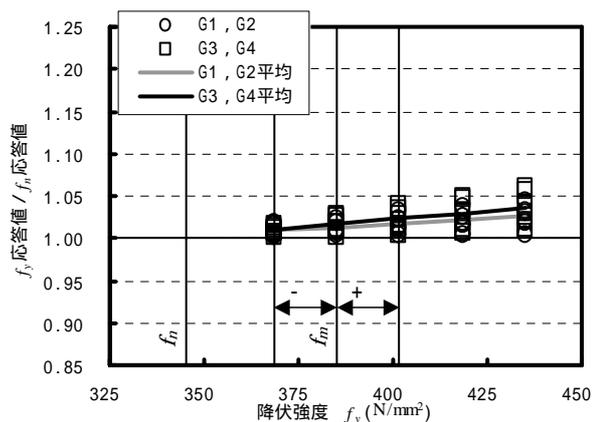
(a) D32 配置, タイプ 地震動



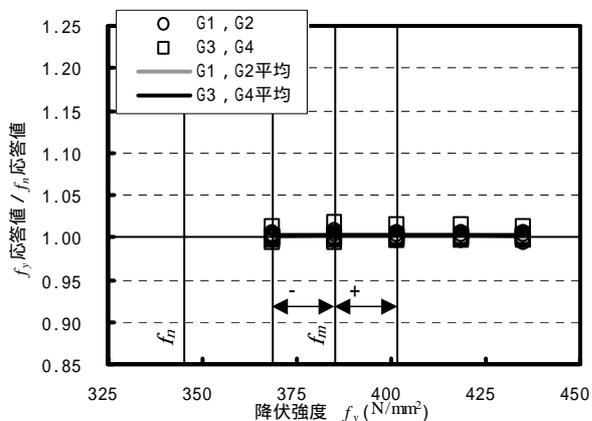
(b) D32 配置, タイプ 地震動



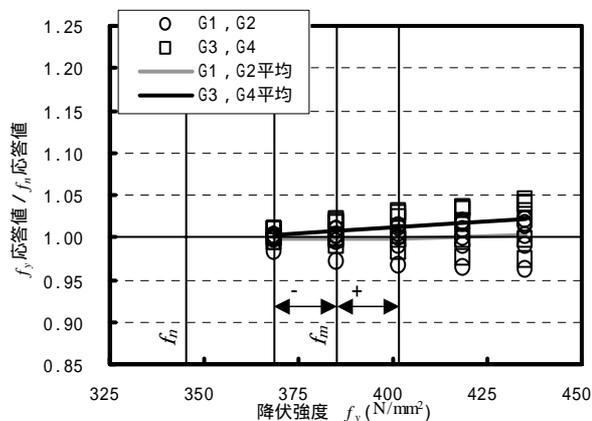
(c) D38 配置, タイプ 地震動



(d) D38 配置, タイプ 地震動



(e) D51 配置, タイプ 地震動



(f) D51 配置, タイプ 地震動

図 - 9 鉄筋の降伏強度と主桁の応答せん断力比 (H = 30m)

なお、D51 を配置した場合のタイプ 地震動に対しては、曲げ耐力の算定に用いる鉄筋の降伏強度が平均値を超えると全ての塑性ヒンジが塑性化しなくなる。このため、平均値を超える降伏強度に対しては、応答せん断力が増加しない結果となっており、増加比も横ばいとなる。したがって、構造全体系に塑性化が生じる部位が無い場合には、部材係数の設定に過強度の影響を考慮する必要はないものといえる。

#### 4. まとめ

本検討では、橋脚に配置する軸方向鉄筋の実降伏強度と規格降伏強度の相違による過強度曲げ耐力が、橋脚や主桁の応答せん断力に与える影響を把握するために、P C連続ラーメン橋の橋軸方向を対象とし、2次元骨組みモデルを用いた非線形動的解析を行った。本検討により得られたの結果をまとめると、次のとおりである。

(1) 過強度曲げ耐力による応答せん断力の増加比は、構造系のいずれか部位に塑性化が生じている場合では塑性

ヒンジの曲げ耐力の増加比に比例する傾向にあるが、その値は小さく、橋脚の応答せん断力の増加比は、曲げ耐力の増加比に対し 60%程度である。

(2) 過強度曲げ耐力による応答せん断力の増加比は、構造系の着目位置によっても異なり、主桁の増加比は橋脚に比べて小さい。

(3) 過強度曲げ耐力による応答せん断力の増加比は、構造全体系の最大応答塑性率が 1.0 以上の場合、最大応答塑性率によらず同程度である。

(4) 今回検討した PC 連続ラーメン橋では、平均値 + 3 倍の標準偏差に対する過強度の影響として、橋脚では 15% 程度、主桁では 5% 程度の応答せん断力の増加を考慮すればよい結果となった。

本検討において着目したような材料特性のばらつきによる過強度の影響を、キャパシティデザインの視点から限界状態設計法における部材係数に考慮するには、鉄筋の降伏強度の増加と曲げ耐力の増加の関係は断面形状や鉄筋比により異なる、軸方向力の小さい部材や軸方向鉄筋比の小さい部材では曲げ耐力の増加に与える鉄筋のひずみ硬化の影響も無視できない、曲げ耐力の増加と応答せん断力の増加の関係は構造系やその着目部位により異なる、鉄筋の降伏強度の増加は部材のせん断耐力側も増加させる等の課題がある。また、過強度の影響を考慮して部材係数を過度に安全側に評価すると、橋の経済性および施工性に与える影響も大きくなることから、今後さらに十分な検討が必要である。

謝辞：本論文は、土木学会地震工学委員会「動的耐震設計法に関する研究小委員会」において検討した結果をとりまとめたものである<sup>9)</sup>。大塚久哲委員長はじめ、貴重なご助言いただきました委員の皆様には謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，耐震設計編，2002.3.
- 2) Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. M.：橋梁の耐震設計と耐震補強，川島一彦監訳，技報堂出版，pp.150-208，1998.4.
- 3) 土木学会：土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)，地震工学委員会耐震基準小委員会活動報告書，pp.7，2001.9.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書，耐震性能照査編，pp.12-14，2002.12.
- 5) 大住道生，運上成樹：材料強度のばらつきが道路橋の耐震性能に及ぼす影響，第 3 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.283-288，1999.12.
- 6) (財)高速道路調査会：PC 多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書，1988.3.
- 7) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)，1983.11.
- 8) 前原康夫，日紫喜剛啓，角本周，町勉：限界状態設計法による PC 連続ラーメン橋の耐震設計，第 3 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.243-250，1999.12.
- 9) 土木学会：橋の動的耐震設計，2003.3.

(2003.6.30 受付)

## EFFECT OF OVER BENDING STRENGTH OF PIER ON RESPONSE SHEARING FORCE OF PC RIGID FRAME BRIDGES

Yousuke URAKAWA, Taku YOSHIKAWA, Futoshi OOKI  
and Meguru TSUNOMOTO

In seismic design of a bridge, it is desirable that failure type is classified into two stages; flexural failure and shear failure. Thus, when safety factor against shear failure is intentionally changed, in ultimate limit state it is taken into consideration by member coefficient. However, overdesign factor of member coefficient considering the effect of overstrength is not shown clearly. In this study, for PC rigid frame bridges, we examined the effect of overstrength of axial reinforcement arranged in bridge pier on response shearing force of pier and main girder. As a result, when the mean value + three times the standard deviation is used for yield strength of reinforcement, compared with the case using the nominal value for that, response shearing force increases 15% at pier, and 5% at main girder.