

# 論文 有限要素法を用いた耐震補強時における橋梁上部工端横桁の耐力力照査に関する研究

宮城 敏明\*1・富山 潤\*2・金田 一男\*3・安次富 豪\*4

**要旨:** 近年, 大地震時における既設橋梁上部工の落橋防止や橋梁全体系の耐震性能向上を目的に, 上部構造の端横桁を PC 鋼材等により連結する耐震補強が行われている。橋梁全体系の耐震性能向上を目的に設置された PC 鋼材に生じる引張力は, 動的解析を行った結果, 落橋防止構造で想定している引張力より大きく, 端横桁に対するより詳細な照査が必要と考えられた。そこで本研究では, 有限要素法を用い端横桁の補強を目的とした増しコンクリートの影響も併せて評価した。有限要素法では増しコンクリートと既設コンクリートの付着強度をインターフェイス要素で表現し, 端横桁補強における増しコンクリートの有効性が確認できた。

**キーワード:** 有限要素法, 橋梁, 耐震補強, 上部工連結工法, 増しコンクリート, 動的解析

## 1. はじめに

本論文は, 橋全体系の耐震補強として上部構造に連結 PC 鋼材を取り付けた既設 PCT 桁橋の端横桁を研究対象とし, 地震時における端横桁の補強および耐力力照査の検討を有限要素法により行うものである。

既設橋梁に対し落橋防止システムとして, 上部構造と下部構造を PC 鋼材等により連結する落橋防止構造が行われている。落橋防止構造の設計においてはパラペットや端横桁等に作用する設計地震荷重に  $1.5R_d$  ( $R_d$ : 死荷重反力) を用い, 曲げやせん断に対する応力照査が行われている<sup>1),2)</sup>。一方, 既設河川橋における耐震補強工法として, 経済性および施工性の優位性から橋脚に直接補強を施さない上部構造を連結する変位拘束工法が採用されてきている<sup>3)</sup>。変位拘束工法とは, 地震時に上部構造に生じる水平変位を橋台等により拘束する工法や, 上部構造同士を連結して互いの変位を抑制したりする工法を指しており, 橋脚に作用する慣性力の低減を図り, 橋梁全体の耐震性能を向上させる工法である。

このような耐震補強を行う場合, 地震時の PC 鋼材への作用力は落橋防止構造で用いられる設計地震荷重よりも大きいことが予想される。そこで本研究では, 実橋梁を検討対象とし, その上部構造の端横桁に PC 鋼材を配置することによって上部構造同士を連結させる耐震補強を行い, 動的解析により PC 鋼材への作用力を算出した。算出した作用力は落橋防止構造の設計地震荷重  $1.5R_d$  より大きいため, 端横桁の耐力力に関する詳細な応力照査を, 3次元有限要素解析に基づいて行った。なお, 端横桁の補強として増しコンクリートを設置し, その補強効果も検討した。

## 2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁は, 図-1 に示す橋長=39.0m(スパン=18.8m+18.8m), 2径間単純 PC-POS-T 桁橋である。橋脚は円柱形状  $\phi 2.0$ m, 橋脚高は約 4m, 基礎は杭基礎(鋼管杭  $\phi 600$ mm)である。本橋梁に対し, 図-2 に示すように PC 鋼材により上部工を連結する耐震補強を行う<sup>3)</sup>。

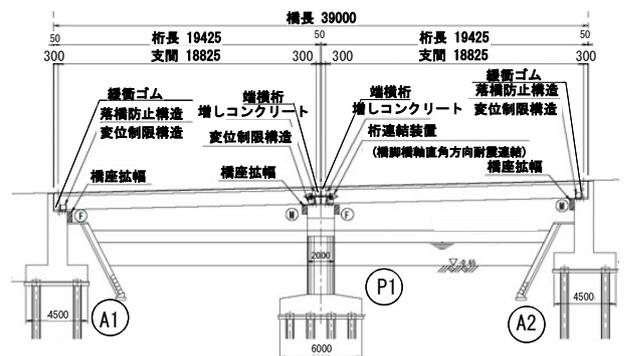


図-1 解析対象橋梁 (耐震補強)

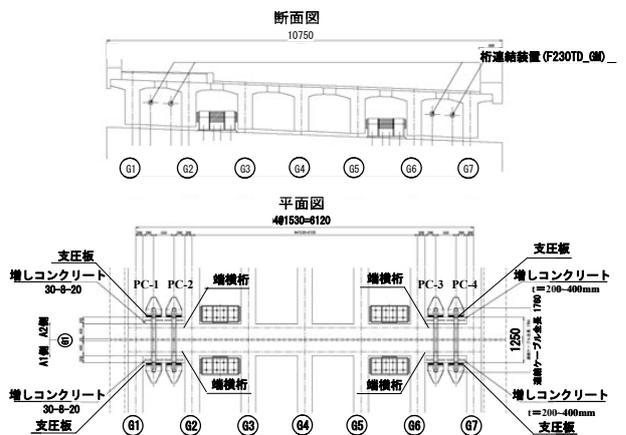


図-2 PC 鋼材による上部構造連結

\*1 北斗設計 (株) 技術統括部長 博士 (工学) (正会員)

\*2 琉球大学 工学部環境建設工学科准教授 博士 (工学) (正会員)

\*3 (株) ホープ設計 技術管理部設計部構造部長 工修 (正会員)

\*4 琉球大学 工学部環境建設工学科 学部生

### 3. 動的解析

#### 3.1 動的解析の概要

本橋梁の耐震補強の基本方針に基づき、橋梁全体系の動的解析モデルを図-3のように作成した。既設上部構造を、一本棒の線形梁要素としてモデル化した。ただし、PC 鋼材および橋梁の遊間に挿入された緩衝ゴムの影響を解析上で考慮できるように、橋脚上における端横桁を剛の部材としてモデル化した。既設支承は、固定(F)・可動(M)に相当するばね定数に置き換えてモデル化した。橋脚のモデル化においては、フーチングおよび張出梁は線形梁要素とし、柱は非線形梁要素(M-φモデル)を適用した。なお、M-φの履歴特性は修正武田型トリリニアモデル用いた<sup>4)</sup>。両側の橋台において、パラペットは M-φバイリニアモデルとし、躯体は断面が剛であることから線形モデルとした。基礎杭の影響は、道路橋示方書IV(下部構造編)に準じて、鉛直・水平及び回転ばねにより評価した。また、橋台背面土は道路橋示方書IV(下部構造編)に基づいた非線形ばねによりモデル化を行った。

図-2に示すように、PCT桁 G1~G2, G6~G7間の端横桁に2本ずつのPC 鋼材を配置しているため、地震動に伴って上部工に相対変位が生じる際に、これらのPC 鋼材に引張力が発生する。本論文では、PC 鋼材をばねに置き換えて評価する。また、動的解析結果の最大引張力に対し降伏耐力以下となるようにPC 鋼材の径と材質を定めた。PC 鋼材(φ10.8×19本, 1740mm<sup>2</sup>, 長さ1250mm)ばね定数は式(1)によって算定した。

$$K_{PC} = \frac{A_s}{l} E_s = 278.5 \text{ kN/mm} \quad (1)$$

ここに、 $K_{PC}$ : 連結PC 鋼材1本当たりのばね定数、 $A_s$ : 連結PC 鋼材1本当たりの断面積(φ10.8×19本より: 1740mm<sup>2</sup>)、 $l$ : 連結PC 鋼材の長さ(1250mm)、 $E_s$ : 鋼材の弾性係数(2.0×10<sup>3</sup> N/mm<sup>2</sup>)。

図-3においてはPC 鋼材の非線形モデルを併せて示している。このモデルは、地震時の引張力しか生じない非線形バイリニア(引張のみ)モデルとし、PC 鋼材の設置余裕量5.7mmを考慮したものである。なお、ここでは、

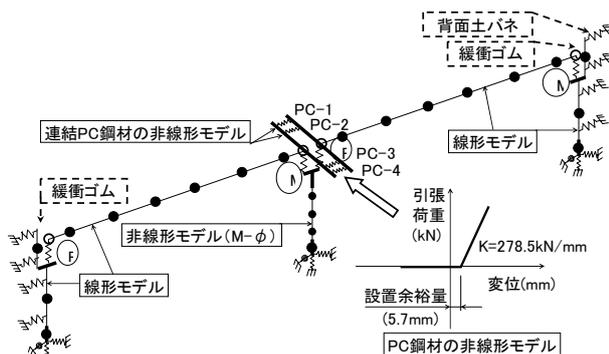


図-3 対象橋梁の動的解析モデル図

橋脚上における上部構造の端横桁に配置したPC 鋼材に生じる引張力を、動的解析によって求めることが主目的であることから、緩衝ゴムや橋脚の非線形モデル等の詳細についての説明は割愛する。

地震動の入力方向は橋軸方向および橋軸直角方向とし、地震動の時間刻みを0.001秒とした。減衰はひずみエネルギー比例減衰を採用し、積分法は直接積分法を用いた。

#### 3.2 動的解析結果

図-4に道路橋示方書・耐震設計編に示されたレベル2地震動(II-II-3)を用いて算出したPC 鋼材の引張力の応答時刻歴を示す。なお、図-4には橋軸方向に比べて応答値が大きい橋軸直角方向の解析結果を示す。図から分かるように、各PC 鋼材に生じる応答値は桁間の開き具合による差が生じており、その中でPC-4鋼材の応答値が最も大きくなる。図-5にPC-4鋼材に生じる荷重-変形の応答履歴を示す。図から分かるように、上部構造の開きが設置余裕量5.7mmを超えると、PC 鋼材が作動し上部構造の変位を拘束することになる。その際に生じる最大引張力(拘束力)は1512.6kNである。

道路橋示方書における落橋防止構造の設計地震力  $H_F$

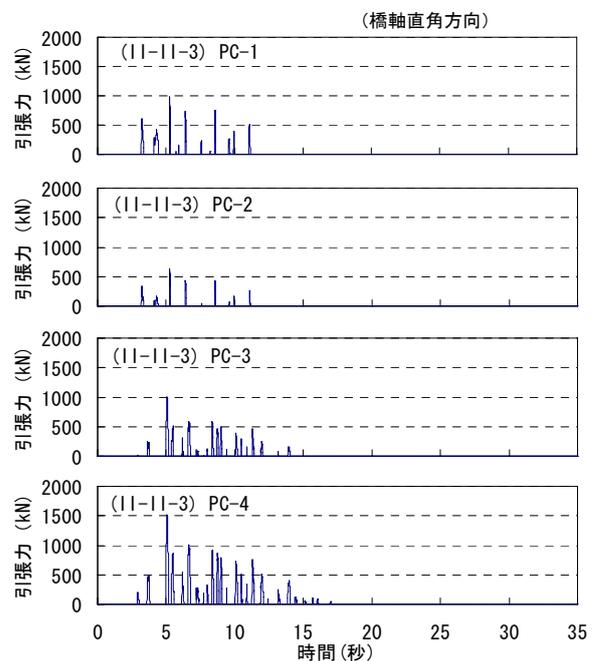


図-4 PC 鋼材に生じる荷重の履歴応答

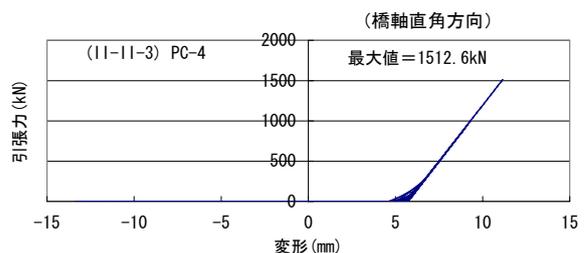


図-5 連結PC 鋼材の荷重-変形の履歴応答

は  $1.5R_d$  ( $R_d$ : 死荷重反力) が用いられる。本橋梁上部工における  $H_F$  は  $1.5R_d=1.5 \times 1450\text{kN}=2175\text{kN}$  ( $2175 \div 4$  本 =  $543.75\text{kN/本}$ ) である。したがって、落橋防止構造の設計地震力  $H_F$  に比べ約 2.8 倍の作用荷重となる。

#### 4. 有限要素解析に基づく端横桁の耐荷力照査

落橋防止構造の設計における横桁の照査<sup>1),2)</sup>においては、横桁を主桁に完全固定される等の簡単なモデル化を行い、曲げモーメント、圧縮破壊耐力、引張破壊耐力および押抜きせん断による照査を行っている。しかしながら、増しコンクリートで補強した横桁の場合、幅と厚さの比が 2 : 1 程度となり、設計時のモデルと違いがあることから、有限要素法を用いて端横桁の補強および耐荷力の詳細な検討を行った。なお、有限要素解析では、動的解析より得られた PC 鋼材の引張力を荷重とした静的解析とし、解析ソフトは、midas FEA を用いた。

##### 4.1 解析モデルおよび解析条件

###### (1) 解析モデル

解析モデルの軸長は、予備解析を行い、端横桁の応力値に影響を与えない長さを検討し、5.0m とした。コンクリートおよび PC 鋼材は四面体 2 次要素でモデル化した。なお、解析に用いる材料は表-1 に示す物性値とする弾性体としている。また、解析においては増しコンクリートと既設コンクリートとの付着強度の影響を考慮することを目的に両部材の接合面にインターフェイス要素<sup>5)</sup>を導入した。なお、本研究において動的解析より得られた荷重は比較的大きいことから、大地震時において両部材の界面では付着切れが生じることが想定される。そこで、両部材界面に設定したインターフェイス要素のせん

表-1 材料特性

	ヤング係数	ポアソン比	備考
コンクリート	$2.8 \times 10^4$	0.167	設計基準強度 = $30\text{N/mm}^2$
鋼材	$2.0 \times 10^5$	0.30	

表-2 解析ケース

No.	増しコン厚 (mm)	インターフェイス要素	界面剛性 ( $\text{N/mm}^3$ )	補強鉄筋
1	無	無	—	—
2	200	無(一体型)	—	無
3	〃	有	$2.8 \times 10^4$	無
4	〃	有	$2.8 \times 10$	無
5	300	無(一体型)	—	無
6	〃	有	$2.8 \times 10^4$	無
7	〃	有	$2.8 \times 10$	無
8	400	無(一体型)	—	無
9	〃	有	$2.8 \times 10^4$	無
10	〃	有	$2.8 \times 10$	無
11	200	有	$2.8 \times 10^4$	有
12	〃	有	$2.8 \times 10$	有
13	400	有	$2.8 \times 10^4$	有
14	〃	有	$2.8 \times 10$	有

断剛性を低下させることで付着特性を考慮した。また、既設横桁の配筋やプレストレスによる横絞めも考慮した解析も行ったが、無筋コンクリートとしてモデル化した解析結果とほとんど差が生じなかったため、本論文で示す解析モデルは無筋コンクリートとして解析した。

###### (2) 解析ケース

解析においては、増しコンクリートの補強効果を見るために増しコンクリート無、増しコンクリート厚 200mm, 300mm, 400mm の 4 ケース、さらに増しコンクリートと既設コンクリートとの付着強度の影響を見るために、インターフェイス要素を導入し、要素のせん断方向の界面剛性  $K_t$  をパラメータとした解析も行った。せん断方向の界面剛性  $K_t$  として、表-1 に示したコンクリートの弾性係数 ( $E_c$ ) を基準に、 $K_t = E_c$ ,  $K_t = E_c/1000$  の 2 ケースの検討を行った。また、主桁と増しコンクリートの一体化を図るために増しコンクリート内に補強鉄筋 (D19@100mm) を配筋し、増しコンクリートを主桁および床版に定着するモデル化のケースの検討も行った。表-2 に解析ケースの詳細を示す。

###### (3) 要素分割および荷重・境界条件

図-6 に解析ケース No.2 の要素分割を示す。要素数 362,354、節点数 527,554 である。他の解析ケースも同じ要素分割密度を用いている。図-7 に端横桁、増しコンクリート、インターフェイス要素等の位置図を示す。

PC 鋼材に作用する荷重は、支圧板 (SS400) で受け持つ構造とする。端横桁への地震時における作用荷重は、動的解析から得られた連結 PC 作用荷重の最大値を採用する。図-8 に示すように PC 鋼材 2 本に同値 ( $1512.6\text{kN/本}$ ) を作用させ、端横桁の耐荷力の検討を行う。境界条件として、図-8 に示すように主桁の端部、下部および床版側面の法線方向に拘束条件を与えた。

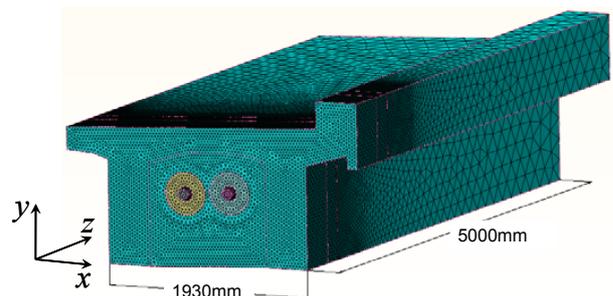


図-6 要素分割 (No.2)

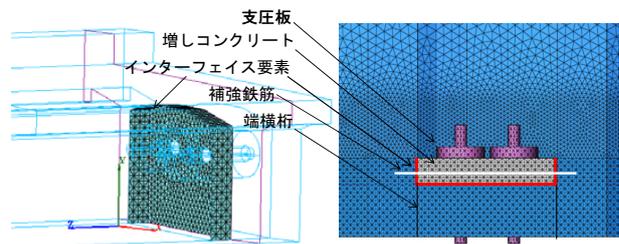
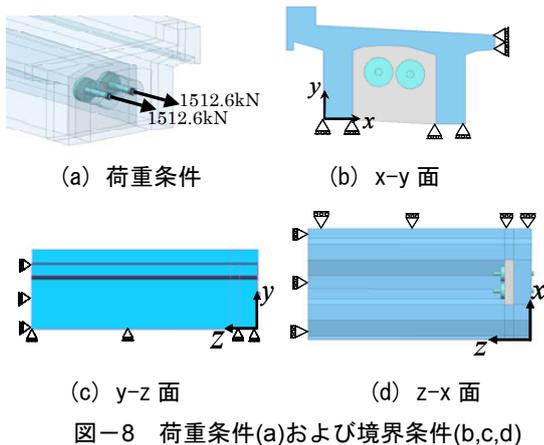


図-7 各要素位置



#### 4.2 静的解析結果

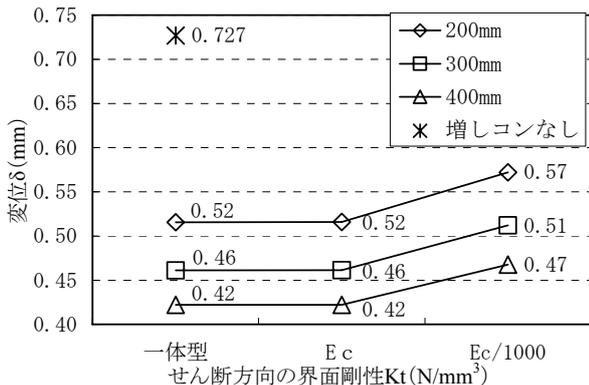
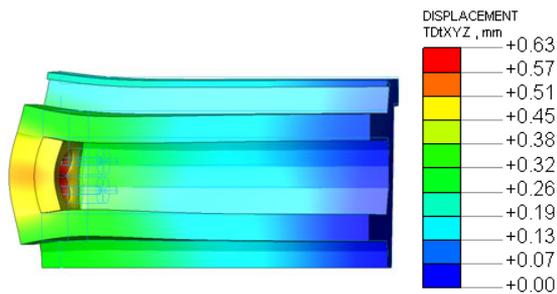
ここでは、有限要素法による静的解析結果として、変形、最大主応力を示し、増しコンクリート補強効果、界面剛性の影響および補強筋の効果について述べる。

##### (1) 変形について

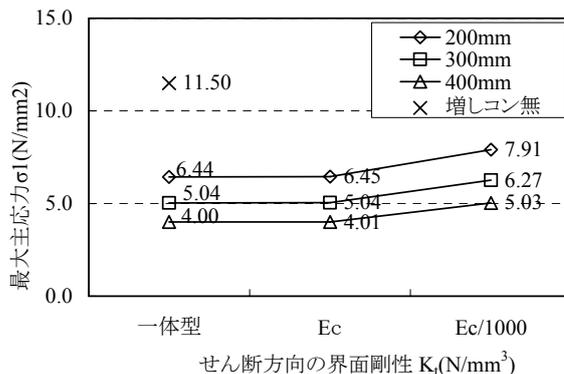
図-9にNo.7の変形図(1,000倍)を示す。図より最大変形は端横桁中央部であることがわかる。また図-10に最大変形と界面剛性および増しコンクリート厚との関係を示す。増しコンクリート設置したいずれのケースにおいても、増しコンクリート無より変形量は小さい。また、増しコンクリート厚および界面剛性が小さくなるに伴い変形量は大きくなる傾向にある。

##### (2) 主応力について

図-11に端横桁の中央部における最大主応力と界面剛性および増しコンクリート厚との関係を示す。図より

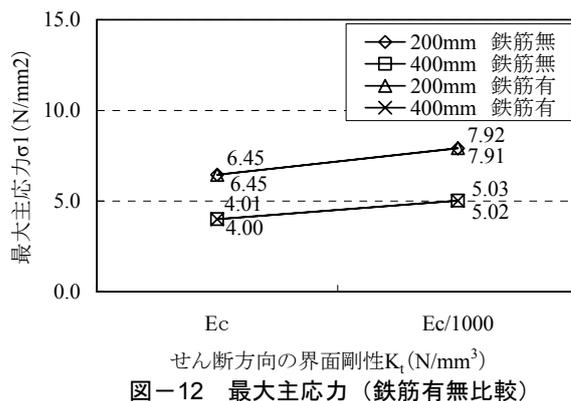


最大主応力は最大変形量と同様な傾向である。つまり、増しコンクリートの補強効果および界面剛性の低下に伴う最大主応力の増加が確認できる。ただし、最大主応力の増加率は最大変形量の増加率よりも大きくなっている。その理由として、インターフェイス要素の界面剛性の低減や増しコンクリート厚の増加により端横桁の応力状態に変化が生じ、最大主応力の方向が変化していることが考えられる。



##### (3) 補強筋の効果について

図-12に鉄筋を設置する場合 (No.11~No.14) および設置しない場合 (No.3, No.4, No.9, No.10) における最大主応力と界面剛性および増しコンクリート厚との関係を示す。図より補強筋の有無に対応した各々の解析結果は同値である。今回の解析結果からは補強鉄筋の効果は期待できないことがわかった。ただし、補強鉄筋は増しコンクリートおよび床版との付着強度の増加が期待される。つまり、今回モデル化している界面剛性の増加が見込まれると考えられる。



#### 4.3 端横桁の耐荷力照査

今回の PC 鋼材により上部構造を連結する耐震補強において、端横桁の補強目的に増しコンクリートを設置した場合、増しコンクリートを端横桁と一体構造としたモデル化は危険側の設計となる場合が考えられる。そこで有限要素解析の結果を用いて、端横桁の曲げおよびせん断に対する詳細な照査を行うこととする。

(1) 曲げに対する照査

端横桁に生じる曲モーメントを有限要素解析で得られた表裏の表面応力度によって近似的に算出する<sup>6)</sup>。この方法では端横桁の引張応力 ( $\sigma_2$ ) と圧縮応力 ( $\sigma_1$ ) を既知条件とし、単位幅の版に作用する曲げモーメントを、式(2)で求める。

$$M = \frac{t^2}{12}(\sigma_2 - \sigma_1) \quad (2)$$

ここで、 $t$ : 版の厚さ(mm),  $\sigma_1$ : 版の圧縮側の表面応力度,  $\sigma_2$ : 版の引張側の表面応力度。

式(2)により算出した曲げモーメントを用いて、端横桁のコンクリート断面 (有効高×ウェブ厚=340×945mm) および配筋(D13-4本)に対して照査を行うものとする。図-13 に  $\sigma_x$  の最大値となる箇所 (端横桁中央部, 下端から 500mm 上り) における  $\sigma_x$  分布図を示す。なお、 $E_c/1000$  の比較検討は、増しコンクリート厚 200mm, 300mm および 400mm の解析結果を用い、また、一体型、 $E_c$  および  $E_c/1000$  の比較検討は、解析結果の傾向が各増しコンクリート厚において同様な傾向であることから、300mm の結果を代表して用いる。

図より増しコンクリート無 (No.1) の場合、端横桁の表面が引張(11.5N/mm<sup>2</sup>), 同裏側が圧縮 (-9.6N/mm<sup>2</sup>) となり端横桁部においてほぼ直線勾配となる。つまり、端横桁部において平面保持が成り立つものと考えられる。

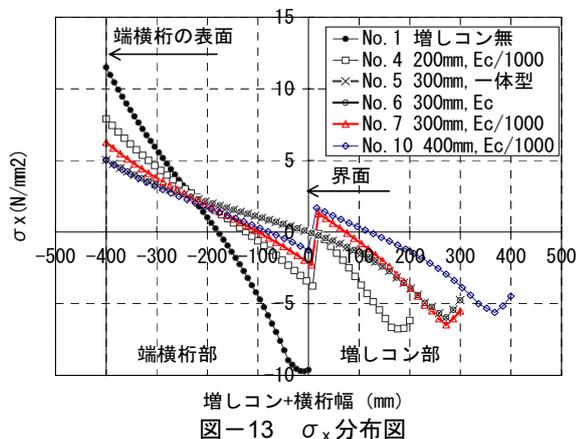


表-3 曲げ応力の検討結果

解析ケース	M kN・m	$\sigma_c$ N/mm <sup>2</sup>	判定	$\sigma_s$ N/mm <sup>2</sup>	判定	備考
No.1	285.0	37.7	OUT	1490.4	OUT	
No.4	152.0	19.7	OUT	684.1	OUT	
No.5	67.0	7.8	OK	176.1	OK	d=340mm
	133.0	6.0	OK	203.6	OK	d=640mm
No.6	73.0	8.6	OK	210.9	OK	d=340mm
	133.0	6.0	OK	203.6	OK	d=640mm
No.7	112.0	14.2	OK	442.9	OUT	
No.10	81.0	9.8	OK	257.9	OK	

※コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}=18.0\text{N/mm}^2$ 。

※鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa}=270.0\text{N/mm}^2$ 。

※軸力 $N=226\text{kN}$ (横締めPC,  $\phi$  12-5,1本)を全ケースに考慮する。

同様に、 $E_c/1000$  モデル (No.4, No.7, No.10) においても応力分布から、端横桁部において平面保持が成り立つものと考えられる。ただし、3 ケースとも増しコンクリート部とは連続していない。また、増しコンクリート厚が大きくなるに伴い最外縁部の応力は小さくなる傾向にある。一方、一体型 (No.5) および  $E_c$  (No.6) の場合は、応力分布および応力値ともほとんど同じ結果である。また、端横桁部+増しコンクリート部の両部材にわたって連続し、 $E_c/1000$  (No.7) の場合に比べ、端横桁部の勾配が緩くなっているのが確認できる。一体型および  $E_c$  においては両部材が一体として載荷力に抵抗する。一方、 $E_c/1000$  は界面において付着切れが生じ不連続となり、その結果両部材の応力勾配が急となり、また最外縁の応力度も大きくなっている。なお、いずれの解析ケースにおいても増しコンクリートの最外縁部の応力度は内側のコンクリートの応力度より小さくなる傾向にある。載荷位置の支圧板による局所化の影響が考えられる。

以上の結果を踏まえ、(2)式を用いて算定した曲げモーメントによる断面計算結果を表-3 に示す。なお、断面計算においては、有効高を端横桁幅-かぶり長 (400-50=350mm) とし、軸力は横締めPC鋼材の有効緊張力 ( $N=226\text{kN}$ ) とした。特に No.5 および No.6 においては、有効高を端横桁部+増しコンクリート厚として併せて検討を行った。表-3 より 300mm モデル (No.5~No.7) において、一体型 (No.5) および  $E_c$  (No.6) が OK であるものの、 $E_c/1000$  (No.7) は OUT の判定となる。一方、界面剛性が  $E_c/1000$  のモデル (No.4, No.7, No.10) の比較において、増しコンクリート厚の増大に伴い端横桁の曲げは改善される。その理由として、増しコンクリートにより連結 PC 鋼材の作用力が分散され、増しコンクリート厚が大きい程有効であると考えられる。今回の解析では界面剛性  $E_c/1000$  の場合、増しコンクリート厚は 400mm 必要となるという結果である。No.7 (300mm) の場合、鉄筋の引張応力において OUT であることから、今回の横桁は横締めプレストレスが小さいことによる影響が考えられる。以上のように、今回用いた曲げ応力の照査法により、増しコンクリートで補強を行った場合の端横桁の曲げ評価が行えるものと考えられる。

(2) せん断に対する照査

図-14 に PC 鋼材箇所での端横桁中央部の断面図におけるせん断応力分布図を示す。凡例において赤色部 (色の濃部分) は、コンクリートの終局時せん断応力の最大値 ( $\tau_{\max}=4.0\text{N/mm}^2$ )<sup>1)</sup> 以上の箇所である。また、分布図には押抜きせん断破壊方向として、支圧板端から 45° 方向に直線を併記している。図より端横桁における破壊形態は増しコンクリートの設置により押抜きせん断破壊から床版および主桁との接合面におけるコンクリート

のせん断破壊に移行するものと考えられる。また、No.1におけるせん断応力の分布はほぼ全断面において $\tau_{max}$ 以上であることから、端横桁はせん断破壊に至っていると考えられる。また、No.5（一体型）およびNo.6は同じ応力分布である。一方、No.7（ $E_c/1000$ ）は増しコンクリート部の応力が大きく、また端横桁と床版との接合点において局所的に応力が集中している箇所を確認できる。

図-15に端横桁中央部におけるせん断応力分布を示す。なお、全ケースにおいて載荷面において局所的な値となっている。以下、局所的な箇所を除いて評価を行う。No.1の場合、端横桁部におけるせん断応力は $\tau_{max}$ 以上である。また、 $E_c/1000$ モデルの内No.4（200mm）およびNo.7（300mm）は増しコンクリート部におけるせん断応力は $\tau_{max}$ 以上である。ただし、3ケースとも端横桁部の応力は $\tau_{max}$ 以下である。つまり、No.1は端横桁部に

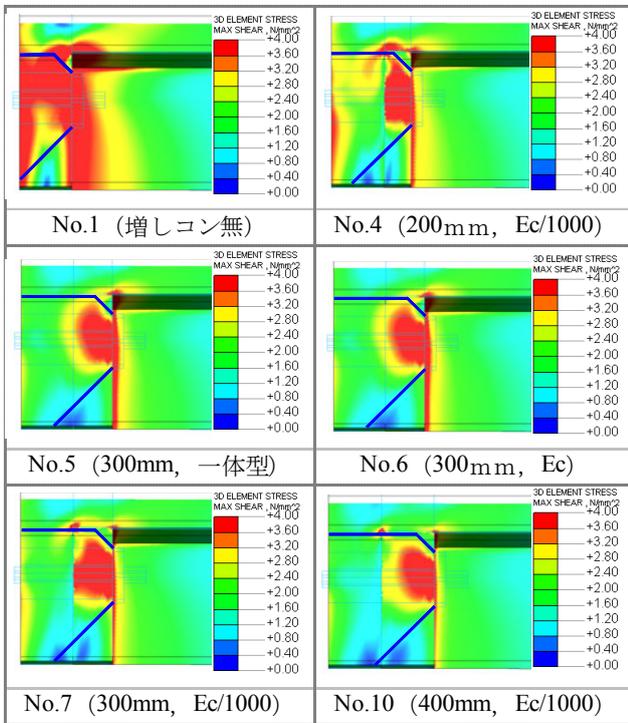


図-14 せん断応力分布図

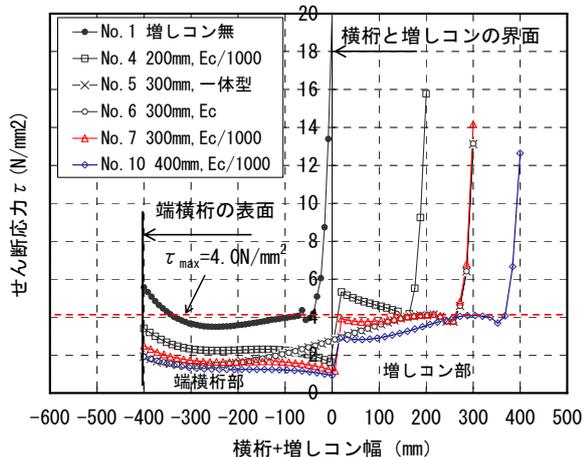


図-15 せん断応力分布

においてせん断破壊に至り、No.4 および No.7 は増しコンクリート部においてせん断破壊に至ると考えられる。一方、No.10（400mm）は端横桁部および増しコンクリート部とも $\tau_{max}$ 以上である。

以上のように、今回の有限要素解析のモデル化により増しコンクリートで補強を行った場合の両部材の終局時の破壊状態を想定できるものと考えられる。

## 5. まとめ

本研究では、有限要素法を用いた耐震補強時における端横桁の耐力照査を行った。その結果を以下に示す。

- (1) 端横桁に補強として増しコンクリートを設置することは有効であると考えられる。その場合、増しコンクリート厚や既設コンクリートの付着強度を考慮した照査が必要となるが、有限要素法を用いた照査においては、複雑形状のモデル化も容易であることから、より高精度な照査を行うことが可能となる。
- (2) 今回のモデル化による有限要素解析結果を用い、端横桁の断面に作用する曲げモーメントを算出し、曲げ応力の照査を行うことで、増しコンクリート厚の評価が可能であると考えられる。
- (3) 同様に、終局荷重作用時のコンクリートの平均せん断応力度を用いたせん断破壊に対する照査を行うことにより、端横桁および増しコンクリートの両部材の終局時の破壊状態が想定できるものと考えられる。

## 謝辞

本論文における動的解析は、(株)クレアテックの大滝健氏に多大なご協力をいただいた。ここに謝意を表す。

## 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震編, pp.154-158, pp.273-276, 2002.3
- 2) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC橋の支承部および落橋防止システムに関する設計資料(案), pp.156-170, 2005.7
- 3) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集, pp. I -34-35, I -97-107, 2005.4
- 4) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N.M. : Reinforce Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No. ST12, pp.2557-2573, December, 1970
- 5) FEA 理論マニュアル Ver2.60 1st Edition, pp. 2006
- 6) Kaneda, K. Iraha, S. Takamine, T. Shimabuku K.: An analytical study of rectangular plates under triangularly distributed regional loads, Journal of Applied Mechanics, JSCE, Vol.8, .pp.17-27, August.2005