

エトリンサイト生成系超高強度繊維補強コンクリート および制震ダンパーを用いた歩道橋の設計 — リバーサイド千秋連絡橋(仮称) —

南雲 広幸*1・松木 聡*2

1. はじめに

リバーサイド千秋連絡橋は、新潟県長岡市に建設中の商業街区（千秋が原開発計画）において、ショッピングセンターとシネマコンプレックスとの建物間に、車道を跨ぎ2階同士を連絡する橋長30.5 mの歩道橋である。長岡市では条例により道路上の建築限界が5.5 m以上必要であるため、材料にエトリンサイト生成系超高強度繊維補強コンクリート（以下、AFt系UFC）を使用し、桁高を小さくするよう配慮した。また、下部工については、耐震性向上を目的に、

新構造技術として開発した橋脚の制震工法を採用した。これらの新技術を適用したことにより、本橋は今までにない形式の歩道橋となっている。本稿は当橋梁の一連の設計結果および検討結果について報告するものである。

2. 橋梁概要

本橋の一般条件を以下に示す。

企業者名：ユニー（株）・長鐵工業（株）

橋名：リバーサイド千秋連絡橋（仮称）

工事場所：新潟県長岡市

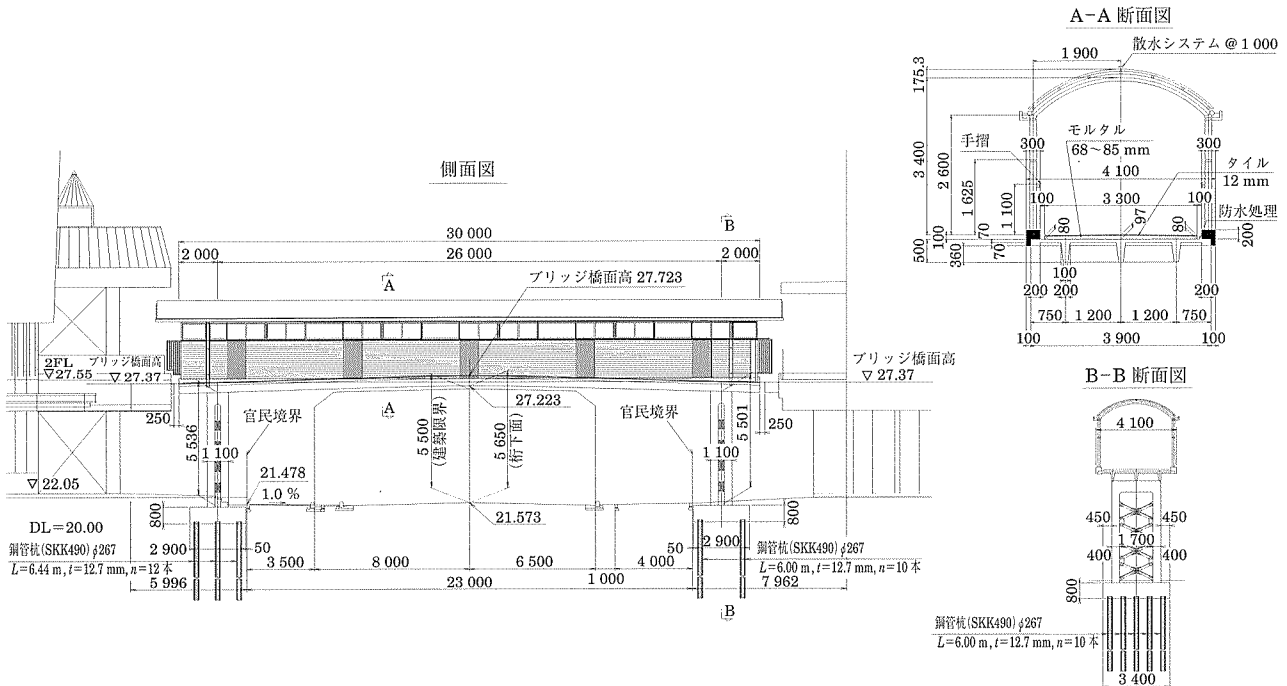
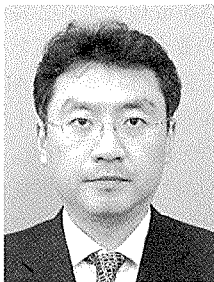


図 - 1 全体一般図



*1 Hiroyuki NAGUMO

鹿島建設(株) 土木設計本部
プロジェクト設計部 設計長



*2 Satoshi MATSUKI

鹿島建設(株) 土木設計本部
プロジェクト設計部 設計主査



図 - 2 完成予想図

橋 種：プレストレストコンクリート歩道橋

構造形式：

上部工 3 径間連続ラーメン橋

下部工 柱式橋脚

基礎工 杭基礎

主桁形式：超高強度繊維補強コンクリート 3 主版桁

橋 長：30.500 m

桁 長：30.000 m

支 間 長：2.000 m + 26.000 m + 2.000 m

幅 員：全幅 4.100 m 有効幅員 3.500 m

平面線形： $R = \infty$

縦断勾配：(↙) 2.720 % ~ 2.720 % (↘)

横断勾配：おがみ勾配 1.0 %

斜 角：90°

舗 装：モルタル，タイル

高欄形式：屋根付き高欄

本橋の全体一般図および完成予想図をそれぞれ図 - 1，図 - 2 に示す。

3. 本橋に採用した新技術

3.1 橋脚の制震工法 (HiFleD 橋脚工法)

本橋では、耐震性向上を目的に橋脚にダンパーを組み込む制震工法²⁾を採用した。

本工法は橋脚を 4 本のコンクリート柱により構成し、これらの間に鋼製トラスを用いて制震ダンパーを設置し、地震時の応答加速度の低減を図る工法である (図 - 3)。トラス格点の上下方向の相対変位でダンパーが塑性変形することでエネルギー吸収を行う。制震装置として、建築分野での使用実績が豊富な鋼材ダンパーであるハニカムダンパー³⁾

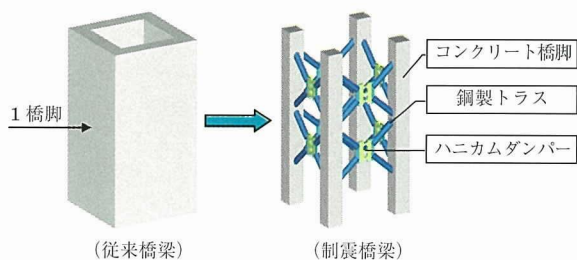


図 - 3 制震工法のコンセプト

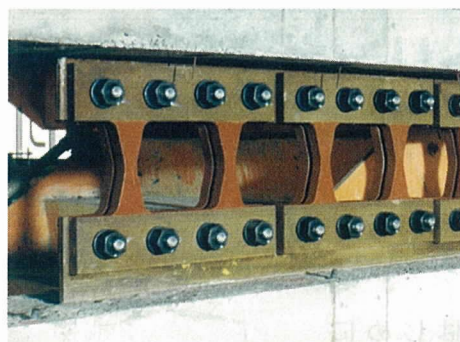


写真 - 1 ハニカムダンパー

表 - 1 ダンパーに用いる低降伏点鋼の機械的性質

降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	全伸び (%)
215 ~ 245	300 ~ 400	40 以上

(写真 - 1) を用いる。制震装置は橋脚全長に配置する。

本工法の特徴を以下に示す。

① 地震エネルギーの吸収

ハニカムダンパーは低降伏点鋼 (表 - 1) の塑性変形により地震エネルギーを吸収する減衰性能を有する。

本工法は組柱構造を橋軸方向・橋軸直角方向の双方に組み合わせることにより、双方向の地震に対して制震効果が発揮できる工法である。

② 橋梁の長周期化による応答加速度の低減

構造物の固有周期と地震動の卓越周期が一致すると地震被害が大きくなることが知られている。そのため、耐震性を高めるために構造物の固有周期をシフトさせて地震動の卓越周期と一致しないように設計することは有効な方法である。本工法では、組柱構造が柔構造で長周期化が図れるため、地震時の応答加速度が大幅に低減される。

③ 施工コストの低減と地震後復旧の容易化

本工法の採用により、橋梁全体の構造の合理化 (コンクリート柱部材の数量減，基礎構造の小規模化，上部構造の耐震補強鋼材量の低減) が可能となるため、建設費の低減が期待できる。

ハニカムダンパーの適用により大地震時の鉄筋コンクリートの損傷が軽微になること、ハニカムダンパーは大地震を数回経験してもほぼ初期の減衰性能を維持できることから、大地震後の復旧が従来橋梁と比較して容易になる。

3.2 超高強度繊維補強コンクリート桁

長岡市では車道上の建築限界を 5.5 m 確保する必要があり、建物の 2 階のフロアレベルとの兼ね合いから桁高を小さく抑える必要があった。そこで、上部工材料として AFt 系 UFC を使用することで桁高を 50 cm (桁高-スパン比 1/52) と小さくして建築限界からのクリアランスを確保した。

本橋に用いた AFt 系 UFC は、鹿島建設 (株)，電気化学工業 (株)，住友電工スチールワイヤー (株) および三井住友建設 (株) によって共同開発された「サクセム」である。これは 200 N/mm² 級の圧縮強度を有し、長さの異なる 2 種類の特殊鋼繊維 (写真 - 2) の混入により高い引張強度と引張じん性を実現したものであり、基本的に構造物内に鉄

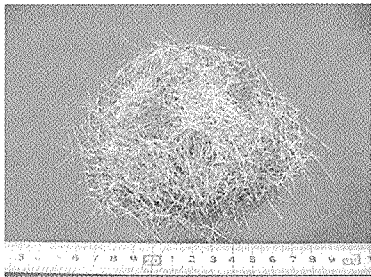


写真-2 特殊鋼繊維

筋を配置する必要がない。

4. 準拠規準および設計方針

本橋の準拠規準及び設計方針は以下のとおりとした。

歩道橋としての設計条件：

『立体横断施設技術基準・同解説（日本道路協会）』⁴⁾

上部工の設計条件，照査方法：

『超高強度繊維補強コンクリート設計・施工指針（案）（土木学会）』⁵⁾

上記以外の設計条件，照査方法：

『道路橋示方書・同解説Ⅰ～Ⅴ（日本道路協会）』⁶⁾

上記以外に，床版横方向については3次元FEM解析による照査を，さらに桁の主ケーブルプレストレスによる安定性については幾何学的非線形解析による照査を行うこととする。

5. 主方向の設計

主方向の設計では『超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案）』⁵⁾に準じて限界状態設計法を採用した。使用限界状態および終局限界状態を想定して外的作用力に対し構造物の応力度，断面力が応力度の制限値および断面耐力以下であることを確認した。

5.1 PC鋼材配置

主桁は床版厚70mm，ウェブ幅100～200mmと薄い部材から構成されており，内ケーブルより外ケーブルの方が有利であるため，本橋では主方向PC鋼材を全外ケーブル方式とし，SWPR7BL 19S15.2Bを4本配置した。

5.2 主桁の施工方法

主桁の施工手順を以下に示す。

- ① PC工場にてサクセム桁プレキャストセグメント（図-4参照）を製作する（セグメント割は後述する応力状態より設定）。
- ② 支保工上にプレキャストセグメントを設置する。
- ③ 現地にて間詰部（目地部）にサクセムを打設し（ウェ

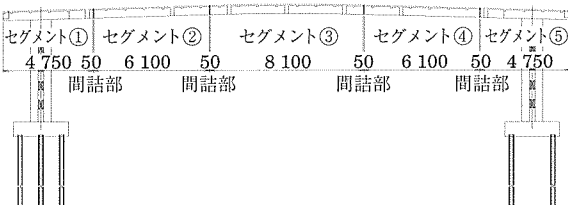


図-4 主桁セグメント割

ットジョイント)，養生を行う。

④ 間詰部の養生完了後，PCケーブルを緊張する。

⑤ 支保工を撤去する。

5.3 モデル化・断面力算定方法

解析モデルは橋梁全体系の2次元モデルとし，主桁，鉄筋コンクリート柱，ブレース材を線形要素，制震ダンパーおよび基礎を線形バネ要素でモデル化した。

断面力は，2次元フレーム解析により弾性理論に基づいて算出する。本橋では，プレストレスによる不静定力の影響で脚柱に発生する引張軸力を低減させる目的で，橋面工完成後にラーメン化することとし，施工中の構造系の変化を考慮して断面力を算出した。

5.4 使用限界状態の検討

『超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案）』⁵⁾にのっとり，使用限界状態における曲げ・軸力に対する検討，せん断力に対する検討では，作用断面力と部材剛性から算出した応力度が応力度の制限値（表-2）以下であることを確認する。

曲げ・軸力に対する検討では，曲げ圧縮応力度の最大値が構造系完成時において71.4 N/mm²，曲げ引張応力度については，死荷重+活荷重(max)+温度変化(-)+雪荷重+風荷重時において最小値が-4.3 N/mm²となった（図-5）。

せん断の検討では，斜引張応力度の最小値が1.72 N/mm²

表-2 応力度の制限値

曲げ	曲げ圧縮応力度の制限値	108 N/mm ²
軸力	曲げ引張応力度の制限値（一般部）	-8 N/mm ²
	曲げ引張応力度の制限値（間詰部）	-0 N/mm ²
せん断	斜引張応力度の制限値	-8 N/mm ²

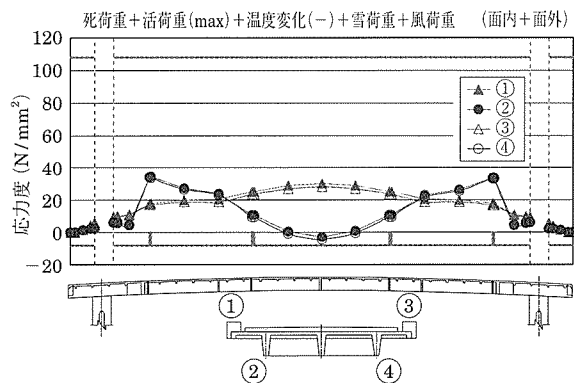
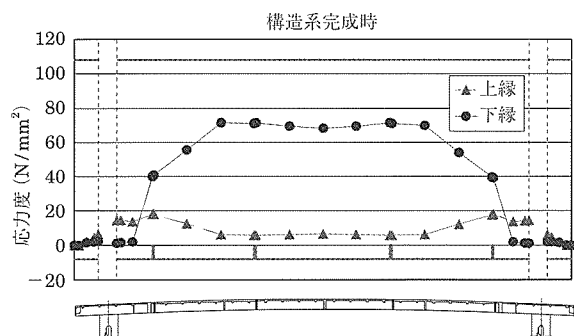


図-5 主桁の曲げ応力度

となり、いずれも応力の制限値を満足している。

間詰部ではすべての使用荷重作用時にフルプレストレスとする必要があることに配慮し、中央のセグメント（図-4のセグメント③）のセグメント長は極力大きくした。圧縮、引張応力度の最大値から AFt 系 UFC の強度特性を充分生かした設計となっている（図-5）。

5.5 終局限界状態の検討

終局限界状態の検討における曲げ、せん断に対する検討は、『超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案）』⁵⁾に基づき、曲げ耐力はコンクリートの引張強度を考慮して算出し、せん断耐力は鋼繊維の負担するせん断耐力を考慮して算出した。同指針（案）に示される照査式に従い安全性を確認した（図-6）。

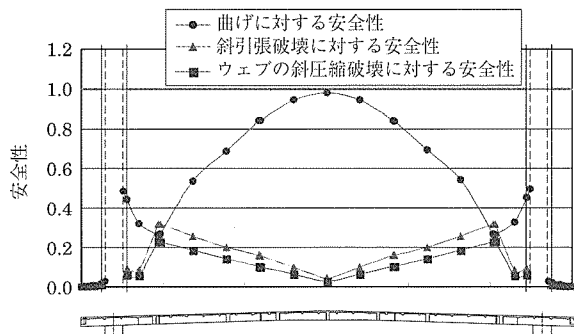


図-6 終局限界状態の検討（最大値をプロット）

6. 桁の振動に対する検討

歩行者の歩調はほぼ 2 Hz であり、歩行者が橋に与える力も 2 Hz の周期力とみなされる。したがって本橋の主桁のたわみ振動の固有振動数が 2 Hz に近い場合には、たわみ振動の振幅が大きくなり、歩行者に対する不快感を増し、構造物に対しても好ましくない影響を及ぼすことになる⁴⁾。

そこで、たわみ振動の固有振動数を固有値解析により算出し（表-3）、これが 2 Hz 前後（1.5～2.3Hz）ではないことを確認した。

表-3 固有値解析結果

モード次数	橋軸方向有効質量率	橋軸方向寄与率	固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)
1	0.023	0.023	0.38075	2.63
2	73.225	73.249	0.29490	3.39
3	11.827	85.076	0.14626	6.84
4	2.299	87.375	0.12079	8.28
5	0.135	87.510	0.09393	10.65
6	12.295	99.805	0.08225	12.16

7. 外ケーブル緊張時の座屈の検討

本橋は車道上の建築限界を 5.5 m 確保する必要があり、建物 2 階のフロアレベルとの兼ね合いから桁高が 0.5 m の非常にスレンダーな主桁になっている。一方、外ケーブル 4 本（19S15.2B）のプレストレスにより主桁には大きな軸圧

縮力が作用する。そのため、幾何学的非線形性を考慮した主桁の座屈解析を行い、座屈に対する安全性を検討した。

解析モデルは主桁、外ケーブル、偏向部をモデル化した 2 次元フレームモデルを用いた（図-7）。横桁位置での主桁と外ケーブルとの相対距離を保持するため剛部材をモデル化し両者の間に配置した。

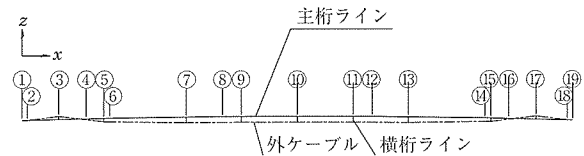


図-7 解析モデル（実構造モデル）

比較解析モデルとして、支間中央付近に配置されている 3 つの中間横桁（偏向部）による外ケーブルの変形拘束が無い場合を想定した解析モデルを用いた。これらの解析モデルを用いて外ケーブルの張力を増加させていき、主桁の座屈に対する安全性を検討した。解析結果を図-8 に示す。横軸は支間中央での鉛直変位、縦軸は外ケーブル 4 本分の張力を示す。

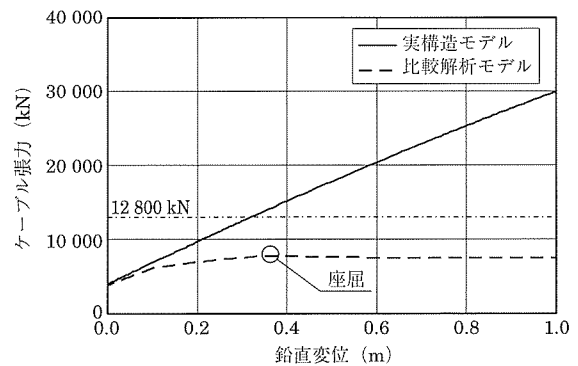


図-8 座屈解析結果

本橋の緊張端導入力ケーブル 1 本あたり約 3 200 kN、4 本で約 12 800 kN である。したがって、実構造モデルでは主桁は座屈しないが、比較解析モデルでは張力 8 000 kN 程度で座屈する結果となった。

実構造モデルと比較解析モデルとの解析結果の比較から、支間中央付近の 3 つの中間横桁が外ケーブル緊張時の主桁の座屈防止に寄与していることがわかる。これらの中間横桁位置では図-9 に示すように、外ケーブルが主桁を下向きに押し下げる力が働いており、プレストレスによる主桁のそり上がる変形が拘束されることで座屈せず、対座屈安全性を確保しているものと考えられる。

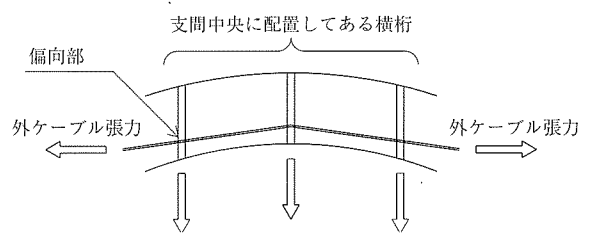


図-9 変形拘束のメカニズム

8. 横方向の設計

8.1 3次元 FEM 解析

本橋は AFt 系 UFC を採用することにより、厚さ 70 mm の非常に薄い床版を有している。このコンクリートは引張応力を負担できることから床版横締め用の PC 鋼材や補強鉄筋は配置しておらず、横方向の補強には横リブ（幅 100 mm、高さ 70 mm）を橋軸方向 1 m ごとに配置している。また、片持ち床版の先端には縦リブ（幅 200 mm、高さ 70 mm）も配置していることから、通常の設計で適用される 2 次元フレーム解析では、床版に発生する応力度を正確に評価することができないと考えられた。そのため、本橋では 3 次元 FEM モデルを用いて解析を行い、FEM 要素の応力度を用いて床版の設計を行った。主桁は構造中心に対して左右対称であることから、橋軸方向半断面モデルを用いた。図 - 10 に荷重載荷図を示す。

8.2 設計結果

床版の設計における応力度の制限値は主桁の応力度の制限値と同様（横方向にはセグメント分割をしないので引張応力の制限値は 8 N/mm^2 ）とし、応力度および断面耐力がそれぞれ制限値および断面耐力以下であるか照査した。使用限界状態の検討では、引張主応力度の最大値は、死荷重 + 活荷重 + 温度変化 (-) + 風荷重 + 雪荷重時に片持ち床版の付け根上面に発生し、 $5.78 \text{ N/mm}^2 (< 8.0 \text{ N/mm}^2)$ となった（図 - 11）。

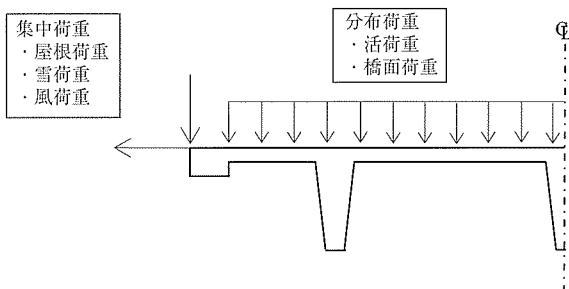


図 - 10 荷重載荷図

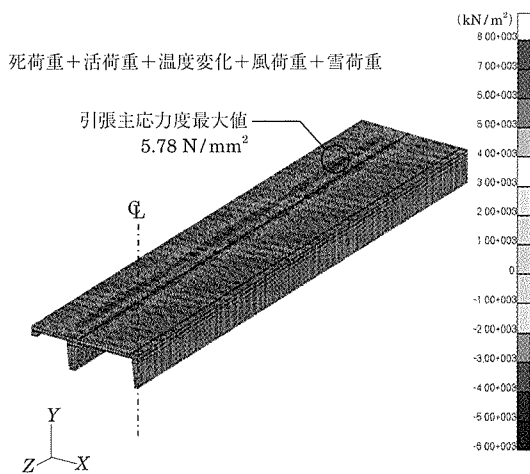


図 - 11 使用限界状態の検討

9. 橋脚の設計

本橋では、耐震性向上を目的として橋脚に制震工法を適用している。そのため、橋脚は 4 本の鉄筋コンクリート柱（RC 柱）とその間に配置される鋼製ダンパー、ならびにダンパーを設置するためのガセットプレート材、形鋼材により構成される（図 - 12）。橋軸方向のダンパーは RC 柱から張り出して設置されるガセットプレートに直接高力ボルトを用いて固定する。一方、橋軸直角方向のダンパーはガセットプレートに固定する形鋼材の格点になる位置に設置する。橋軸方向、橋軸直角方向の双方にダンパーを設置することで双方向の地震に対して地震応答の低減が可能となる。

RC 柱の断面図を図 - 13 に示す。主筋には D29 の高強度鉄筋（SD 490）を、帯鉄筋には D 13（SD 345）を 100 mm 間隔で配置している。RC 柱は $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$ のスレンダーな断面となっており鋼材のあきを確保してコンクリートの充てん性を良くするため、帯鉄筋にはフレアー溶接を用いた。

RC 柱の設計では、耐久性を考慮して断面の曲げ・せん断に対する照査に加えて、『コンクリート標準示方書 構造性能照査編』⁷⁾ に基づく曲げひび割れ幅の照査も実施した。

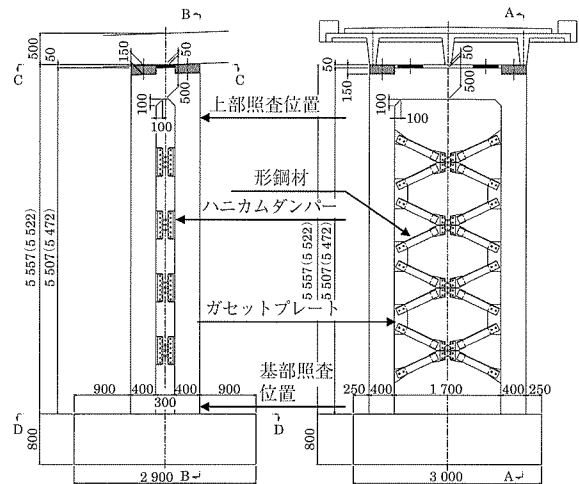


図 - 12 橋脚構造図

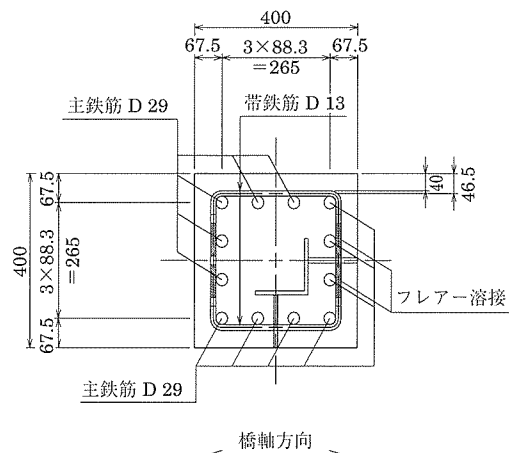


図 - 13 橋脚 RC 柱の断面図

その結果、耐久性に影響を与えるようなひび割れは発生しないことを確認している。

耐震設計については、レベル1地震、レベル2地震に対し橋脚を構成する各部材の安全性を確認した。制震装置を有する橋梁の地震時応答特性は静的解析では精度良く評価することができないため、材料非線形を考慮した時刻歴動的応答解析を用いて評価し、この解析結果を用いて耐震性能の照査を行うものとした。

表-4にRC柱の常時の曲げ照査結果、表-5に『道路橋示方書・同解説V. 耐震設計編（日本道路協会）』⁶⁾に規定されているレベル2地震時の曲げ・せん断に対する照査結果を示す。

本橋の特徴としては、常時の検討におけるひび割れ幅の制約から鉄筋径、本数等が決定されている。常時で決定された断面はレベル2地震時においても十分な耐力を有していることが確認された（表-5）。

表-4 RC柱の曲げ照査結果（常時・レベル1地震時）

		曲げ Max	
		常時	レベル1
曲げモーメント	kN・m	73.73	75.96
軸力	kN	-499.42	-574.83
部材断面幅	m	0.400	0.400
部材断面高	m	0.400	0.400
コンクリート応力度 σ_c	N/mm ²	3.9	3.7
許容応力度 σ_{ca}	N/mm ²	10.0	10.0
判定	σ_c / σ_{ca}	(0.39)	(0.37)
鉄筋応力度 σ_s	N/mm ²	160.4	173.9
許容応力度 σ_{sa}	N/mm ²	180.0	367.5
判定	σ_s / σ_{sa}	(0.89)	(0.47)
ひび割れ幅 w	mm	0.326	-
許容ひび割れ幅 w_s	mm	0.338	-
判定	w / w_s	(0.97)	-
照査位置		柱上部	柱基部

表-5 RC柱の曲げ・せん断照査結果（レベル2地震時）

検討ケース	照査位置	曲げ照査			せん断照査			
		θ_{Rmax}	許容値 θ_a	判定	S_{Rmax}	許容値 S_s	判定	
レベル2 タイプI	橋軸	上部	0.00070	0.00618	OK	69.7	185.4	OK
		基部	0.00092		OK			78.7
	直角	上部	0.00029	0.00618	OK	68.1	185.4	OK
		基部	0.00034		OK			77.9
レベル2 タイプII	橋軸	上部	0.00134	0.01765	OK	112.1	185.4	OK
		基部	0.00165		OK			126.6
	直角	上部	0.00060	0.01765	OK	104.6	185.4	OK
		基部	0.00068		OK			119.9

註) θ_{Rmax} : 最大回転角 (rad), θ_a : 許容回転角 (rad),
 S_{Rmax} : 最大せん断力 (kN), S_s : せん断耐力 (kN)

ハニカムダンパーの安全性の照査は、既往の実験結果³⁾を参考に Miner 則に基づく疲労損傷度の照査により行った。具体的には、動的応答解析の結果から求まる片振幅部材角に対する疲労寿命を算定し、疲労損傷度を求めた。表-6に照査結果を示す。いずれのケースにおいても許容値を満足しダンパーの安全性が確認された。

表-6 ダンパーの照査結果（レベル2地震時）

検討ケース	方向	疲労損傷度 D	$1/D$	許容値	照査
レベル2 タイプI	橋軸	0.1166 ~ 0.1187	8.43 ~ 8.57	2.00	OK
	直角	0.1115 ~ 0.1339	7.47 ~ 8.96		OK
レベル2 タイプII	橋軸	0.1373 ~ 0.1631	6.13 ~ 7.29		OK
	直角	0.2108 ~ 0.2268	4.41 ~ 4.74		OK

10. おわりに

以上、リバーサイド千秋連絡橋の上・下部構造の設計について報告した。AFt系UFCを用いることで桁高を小さくして建築限界を確保することを可能とするとともに、床版横締め、鉄筋を配置しない合理的な構造とすることができた。また、橋脚の制震工法（HiFleD橋脚工法）については、地震時の応答加速度を低減させることにより応答断面力を低減させた。なお、本橋はHiFleD橋脚工法のはじめての適用事例である。

本報告が今後の新構造技術を用いるPC橋における計画・設計の一助となれば幸いである。

最後に本橋の設計にあたり貴重な御意見をいただいた長岡技術科学大学の丸山久一先生に深謝いたします。

参考文献

- 例えば、一宮，本田，曾我部，松原：エトリングイト生成系超高強度繊維補強コンクリートの構造性能，プレストレストコンクリート，Vol.48，No.5，2006年9月
- 岡本，南雲，松木：制震橋梁に関する研究—橋脚に制震ダンパーを適用した新構造—，プレストレストコンクリート，Vol.48，No.3，2006年5月
- 田中，小堀，山田，福元：ハニカム開口を有する鋼板ダンパの低サイクル疲労特性に関する実験研究，構造工学論文集，Vol.37B，1991年3月
- 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，昭和54年1月
- 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004年9月
- 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I～V，平成14年3月
- 土木学会：コンクリート標準示方書（構造性能照査編），2002年12月

【2007年2月16日受付】