複合構造物に関する改訂標準（案）と現行標準との比較

上村　寿志*　　斉藤　雅充*　　山下　健二*
堀　　慎一**　　西川　雄也***　　谷口　　望#

A Trial Design and Evaluation of Steel-Concrete Hybrid Structures Applying a Comparative Design between the Revised Design Standard and the Current One

Hisashi UEMURA　　Masamichi SAITO　　Kenji YAMASHITA
Shinichi HORI　　Yuya NISHIKAWA　　Nozomu TANIGUCHI

The design standard for railway hybrid structures, currently based on the limit-state design method, is under revision to the performance based design method. In order to evaluate the effect of the revision, we carried out trial designs of hybrid structures according to the revised design standard and the current one. In this report, the trial designs of concrete encased H-steel girders, a portal frame bridge pier with concrete filled steel tube columns, and a rigid frame viaduct with concrete filled steel tube columns, were carried out by the two different design methods. Consequently, we have verified that more efficient design results can be obtained by the new design standard.

キーワード：性能照査，H 鋼埋込み桁，CFT ラーメン橋脚，CFT ラーメン高架橋，影響分析

1．はじめに

現在,「鉄道構造物等設計標準･同解説（鋼とコンクリートの複合構造物）」の改訂が進められている。設計標準の改訂により，現行の限界状態設計法（以下，現行標準[1]という）に基づく照査と比較して，改訂事項が照査結果に及ぼす影響を把握しておくことが重要である。

本稿は，現行標準に対して，新たに性能照査型設計に体系化された設計標準（以下，改訂標準（案）[2]という）に基づく照査が，どのような照査方法となるのか，個々の照査結果が，現行標準と比較してどのような傾向となるのかを確認するために，鋼とコンクリートの複合構造物の代表的な構造形式において，現行標準と改訂標準（案）に基づく試設計を実施し，改訂に伴う影響分析を行ったものである。

2．試設計および分析

2.1　試設計の条件

(1) 対象構造形式

試設計を行う構造形式として，H 鋼埋込み桁，SRC ラーメン橋脚，CFT ラーメン橋脚，CFT ラーメン高架橋の 4 種類を対象とした。本稿では，このうち SRC 橋脚を除く構造形式について，その試設計結果および影響分析を示す。

(2) 安全係数の組合せ

安全係数の組合せは，改訂標準（案）に示されている安全係数の標準的な値に基づき設定することとした。

＊　構造物技術研究部　鋼・複合構造研究室
＊＊　構造物技術研究部　コンクリート構造研究室
（現　西日本旅客鉄道株式会社）
＊＊＊　構造物技術研究部　鋼・複合構造研究室
（現　ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社）
＃　構造物技術研究部　鋼・複合構造研究室
（現　前橋工科大学）

2.2　照査の比較項目

現行標準と改訂標準（案）における照査項目の比較を表 1 に示す。本試設計では，H 鋼埋込み桁は表 1 に示す項目について照査を実施し，CFT ラーメン橋脚および CFT ラーメン高架橋は，地震時における検討により CFT 柱の断面諸元が定まることが多いため，復旧性（損傷）により比較することとした。

表 1 に示すとおり，改訂標準（案）では従来の終局限界状態に相当する照査は安全性（破壊）として，疲労限界状態に相当する照査は安全性（疲労破壊）として扱う。また，使用限界状態に相当する照査は安全性（走行安全性），使用性（乗り心地），使用性（外観）に区分して扱う。さらに，復旧性（損傷）を考慮するとともに，施工時の安全性に相当する照査は施工時（破壊）として扱うこととした。

複合構造物の性能照査は，以下の式を満足していることを確認することにより行う。

$$\gamma_i \cdot I_{Rd} / I_{Ld} \leqq 1.0 \qquad (1)$$

ここに，I_{Rd} は設計応答値，I_{Ld} は設計限界値，γ_i は構造物係数である。本稿では，左辺により算定される値を照査結果と称する。例えば，「現行標準と比較して照査結果が小さい」とは，改訂標準（案）の適用により，現行標準に比

表１　照査の比較項目

項目	改訂標準（案）	現行標準
1	安全性（破壊）	終局限界状態
2	安全性（疲労破壊）	疲労限界状態
3	安全性（走行安全性）	使用限界状態
4	使用性（乗り心地）	
5	使用性（外観）	
6	復旧性（損傷）	－
7	施工時（破壊）	施工時の安全性

注）上記以外に，耐久性（鋼材の腐食）についても比較する。

表２　設計作用の組合せ（H 鋼埋込み桁）

要求性能	性能項目	設計作用の組合せ
安全性	破壊	$1.1D_1+1.2D_2+1.1L+1.1I+\{L_F\}$
	疲労破壊	$1.1D_1+1.2D_2+1.1L+1.1I$
	走行安全性	$[D_1+D_2]+L+I$…列車荷重によるたわみ
使用性	乗り心地	$[D_1+D_2]+L+I$…列車荷重によるたわみ
	外観	$D_1+D_2+S_H+C_R$
復旧性	損傷	$D_1+D_2+L+I+[L_F]$
施工時	破壊	$1.0D_1+E_R$

※ { } を付けた作用は，従たる変動作用を意味する。
※ [ ] を付けた作用は，必要に応じて組合せを考慮する。
※ 作用の記号は下記のとおり。
D_1：固定死荷重，D_2：付加死荷重，L：列車荷重，I：衝撃荷重
L_F：車両横荷重および車輪横圧荷重，S_H：コンクリートの収縮の影響
C_R：コンクリートのクリープの影響，E_R：施工時荷重

べて部材の断面を小さくすることができ，より合理的・経済的な構造物とすることが可能となることを示している。

2.3　H 鋼埋込み桁

H 鋼埋込み桁の試設計は，在来線および新幹線を対象とし，在来線は支間 20.0m，30.0m および 40.0m の 3 パターンについて，新幹線は支間 20.0m について検討した。

2.3.1　試設計条件

構造形式：単線 H 鋼埋込み桁（図 1 参照）
桁長：①在来線
・20.6m（支間：20.0m，桁高：860mm）
・30.6m（支間：30.0m，桁高：1280mm）
・40.6m（支間：40.0m，桁高：1700mm）
②新幹線
・20.6m（支間：20.0m，桁高：1200mm）
軌道構造：スラブ軌道，直線
列車荷重：①在来線：EA 荷重
②新幹線：H 荷重
設計速度：①在来線：130km/h
②新幹線：260km/h
列車本数：①在来線：旅客 80 本 / 日，貨物 75 本 / 日
②新幹線：新幹線 130 本 / 日
設計作用の組合せ：各性能項目の照査において，設計応答値が最大となる作用の組合せ（表 2 参照）

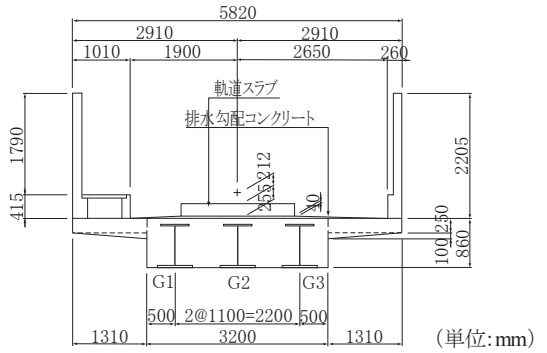
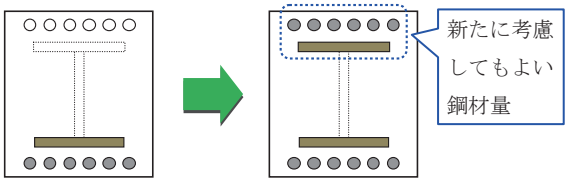


図１　H 鋼埋込み桁断面図（在来線　支間：20.0m）

表３　設計衝撃係数 i の見直し

支間（m）	列車荷重	設計衝撃係数 i		
		現行標準	改訂標準（案）	改訂 / 現行
20.0	EA	0.406	0.212	0.522
	H	0.512	0.599	1.170
30.0	EA	0.367	0.303	0.826
40.0	EA	0.344	0.345	1.003



(a) 現行標準　(b) 改訂標準(案)

図２　釣合い鋼材比 p_b の算定の見直し
（着色部の鋼材を考慮して p_b を算出）

2.3.2　改訂標準（案）における主な変更点

(1) 部材係数 γ_b の変更
安全性（破壊）の耐力算定時の部材係数 γ_b に関して，現行標準の γ_b=1.15 から改訂標準（案）では γ_b=1.1 に変更した。

(2) 疲労破壊に関する安全性の照査
安全性（疲労破壊）の照査に関して，鉄骨の照査は「鋼・合成標準」[3] によることから，累積疲労損傷度を用いた照査方法に変更した。なお，本試設計では，疲労限による照査を満足するため，繰返し数の影響を考慮した耐疲労性の照査は省略している。

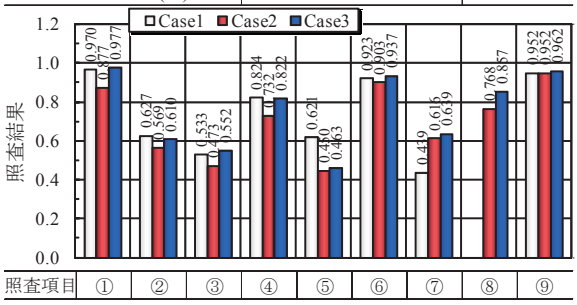
(3) 衝撃係数の算定方法の見直し
衝撃係数の算定方法に関して，「コンクリート標準」[4] との整合を図ることにより，設計衝撃係数 i が表 3 のように算定されることとなった。

(4) コンクリートのひび割れ幅算定式の見直し
コンクリートのひび割れの検討について，「コンクリート標準」[4] によりひび割れ幅を算定することから，耐久性と使用性（外観）の算定式が統一された。また，耐久性の検討における設計作用の組合せにおいて，外観の照査に準じて，列車荷重による影響を考慮しなくてもよいこととした。

表４　H 鋼埋込み桁の試設計条件および照査結果

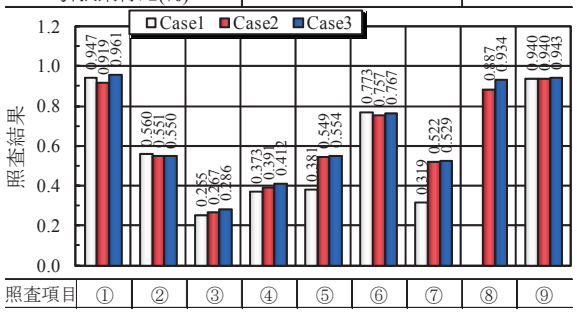
(a) 支間:20.0m（在来線） 列車荷重:EA荷重

検討ケース		Case1	Case2	Case3
適用標準		現行標準	改訂標準（案）	
鉄筋 SD345	圧縮側	D16 - 37本	Case1と同じ	
	引張側	D16 - 16本		
鉄骨 SM490Y	3-上ﾌﾗﾝｼﾞ	500×22	Case1 と同じ	500×22
	3-ウェブ	706×10		710×10
	3-下ﾌﾗﾝｼﾞ	620×32		620×28
$0.75p_b$（p_b:釣合い鋼材比(%))		2.318	3.375	3.383
引張鋼材比(%)		2.303		2.027



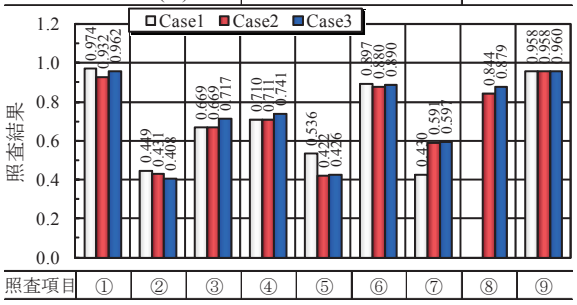
(b) 支間20.0m（新幹線） 列車荷重:H荷重

検討ケース		Case1	Case2	Case3
適用標準		現行標準	改訂標準（案）	
鉄筋 SD345	圧縮側	D13 - 47本	Case1と同じ	
	引張側	D19 - 30本		
鉄骨 SM400	4-上ﾌﾗﾝｼﾞ	430×36	Case1 と同じ	430×36
	4-ウェブ	1036×9		1038×9
	4-下ﾌﾗﾝｼﾞ	580×28		580×26
$0.75p_b$（p_b:釣合い鋼材比(%))		2.560	3.195	3.180
引張鋼材比(%)		1.284		1.203



(c) 支間40.0m（在来線） 列車荷重:EA荷重

検討ケース		Case1	Case2	Case3
適用標準		現行標準	改訂標準（案）	
鉄筋 SD345	圧縮側	D19 - 40本	Case1と同じ	
	引張側	D25 - 20本		
鉄骨 SM570	3-上ﾌﾗﾝｼﾞ	680×43	Case1 と同じ	680×43
	3-ウェブ	1509×15		1511×16
	3-下ﾌﾗﾝｼﾞ	770×48		750×46
$0.75p_b$（p_b:釣合い鋼材比(%))		2.604	4.020	4.043
引張鋼材比(%)		2.053		1.927



(d) 照査項目

照査項目		改訂標準（案）	現行標準
①	曲げ	安全性（破壊）	終局限界状態
②	せん断		
③	鉄筋	安全性（疲労破壊）	疲労限界状態
④	鉄骨（疲労限）		
⑤	たわみ	使用性（乗り心地）	使用限界状態
⑥	ひび割れ	使用性（外観）	
⑦	ひび割れ	耐久性（腐食）	
⑧	曲げ	復旧性（損傷）	－
⑨	横ねじり座屈	施工時（破壊）	施工時の安全性

(5) 釣合い鋼材比 p_b の算定式の見直し

曲げモーメントの影響が支配的な部材において，引張鋼材量があまりに多い場合，コンクリートの圧縮破壊が先行し，脆性的な破壊が生じる場合がある。これを防ぐために，すべての部材断面において引張鋼材比を釣合い鋼材比 p_b の 75% 以下とする必要がある。図 2 に示すとおり，現行標準では釣合い鋼材比 p_b の算定において，引張側の鉄骨フランジと鉄筋のみを考慮していたが，改訂標準（案）では圧縮側の鉄骨フランジと鉄筋も考慮して算定してもよいこととした。

2.3.3 試設計結果・分析

試設計条件および照査結果を表 4 に示す。ここで，Case1 は現行標準に基づく照査により定まる H 鋼埋込み桁の断面であり，Case2 は Case1 と同断面の桁に対して，改訂標準（案）に基づく照査を行った場合に得られた結果である。また，Case3 は改訂標準（案）に基づく照査により定まる桁断面である。改訂標準（案）に着目した分析結果を以下に示す。なお，支間 30.0m の結果については，支間 40.0m の結果と同様の傾向であったため，本稿では省略する。

(1) 衝撃係数の算定方法を見直したことにより，表 3 に示すとおり，設計衝撃係数 i は現行標準に比べて在来線では 5 割～同等程度の値となるが，新幹線では 2 割程度大きな値となった。しかし，部材係数 γ_b の見直しにより，同断面である Case1 と Case2 の比較から，桁断面の設定において主要な照査項目である安全性（破壊）の曲げの照査結果は，在来線および新幹線ともに小さくなる傾向となった。

(2) コンクリートのひび割れ幅算定式の見直しにより，耐久性（腐食）の照査結果が現行標準に比べて大きくなった。しかし，本試設計では構造上の決定要因とはならなかった。

(3) 支間 30.0m および 40.0m における Case2 では，Case1 と同断面で照査したが，鉄骨のウェブの幅厚比が板要素の照査（施工時）を満足しない結果となった。これは，施工時の鉄骨の板要素の破壊に対する検

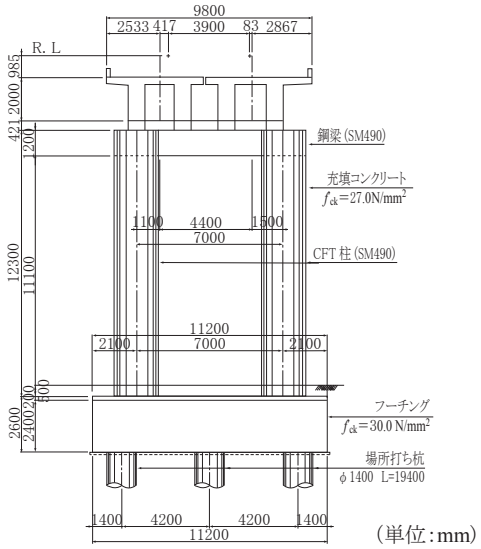


図３　CFT ラーメン橋脚断面図

表５　設計作用の組合せ（CFT ラーメン橋脚）

要求性能	性能項目	設計作用の組合せ
復旧性（地震時）	損傷	$1.0D_1+1.0D_2+1.0E_Q+\{L\}$

※{ } を付けた作用は，従たる変動作用を意味する。
※作用の記号は表 2 に示すほか，下記のとおり。
E_Q：地震の影響

討が「鋼・合成標準」[3] によることから，幅厚比の算定方法が見直されたためである。したがって，Case3 では鉄骨のウェブの板厚を増した断面となった。

(4) 釣合い鋼材比 p_b の算定式の見直しにより，在来線の Case1 では，引張鋼材比は適用範囲の上限値に近い値となったが，Case2 および Case3 では充分余裕のある結果となった。

(5) Case1 と Case3 の比較より，支間および列車荷重によらず，現行標準よりも標準改訂（案）の方が鉄骨の断面を縮小することが可能となる結果となった。

2.4　CFT ラーメン橋脚

2.4.1　試設計条件

構造形式：複線 CFT 門型ラーメン橋脚（図 3 参照）
上部構造：単純合成桁（支間 40.0m+40.0m）
橋脚高さ：12.3m（フーチング天端～梁下端）
橋脚中心間隔：7.0m
軌道構造：バラスト軌道，直線
列車荷重：EA 荷重
設計速度：130km/h
地盤種別：G3 地盤
設計地震動：L1 地震動，L2 地震動（スペクトルⅡ）
設計作用の組合せ：表 5 参照

2.4.2　改訂標準（案）における主な変更点

(1) CFT 部材の曲げ耐力・変形性能の算定法の見直し
鋼管内に充填されたコンクリートの拘束効果の評価を見直した。

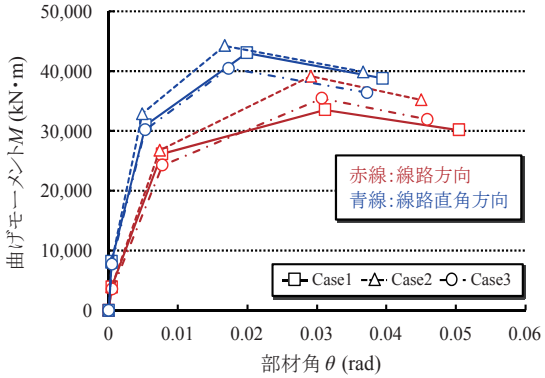


図４　CFT ラーメン橋脚の柱の M － θ 関係
（線路方向：柱基部，線路直角方向：左柱基部）

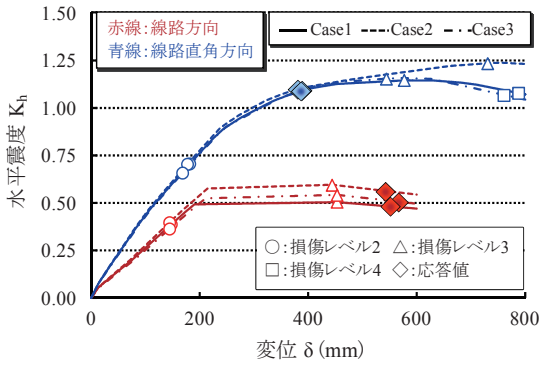
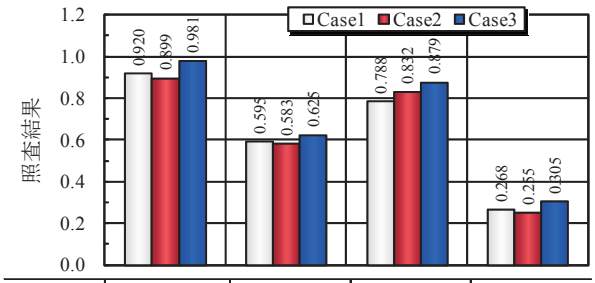


図５　CFT ラーメン橋脚荷重－変位関係

表６　CFT ラーメン橋脚の試設計条件および照査結果

検討ケース		Case1	Case2	Case3
適用標準		現行標準	改訂標準（案）	
CFT柱 SM490	外径	2100	Case1 と同じ	2000
	板厚	18		18
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	線路方向	0.399	0.438	0.460
	線路直角方向	0.220	0.242	0.254
径厚比パラメータ R_t		0.152	0.152	0.144



照査方向	線路方向	線路直角方向	線路方向	線路直角方向
地震動	L1地震動		L2地震動	

(2) 各パラメータの適用範囲の拡大
CFT 部材の曲げ耐力・変形性能の算定法の適用範囲を，細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は $0.20 \leqq \bar{\lambda} \leqq 0.40$ から $0.12 \leqq \bar{\lambda} \leqq 0.60$ に，径厚比パラメータ R_t は $0.06 \leqq R_t \leqq 0.17$ から $0.04 \leqq R_t \leqq 0.17$ に変更した。

(3) 細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 算出時の材料係数 γ_m の考え方
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ の算出において，現行標準では，材料係数 γ_m を考慮していたが，改訂標準（案）では，考慮しない（γ_m=1.0）ように考え方を整理した。

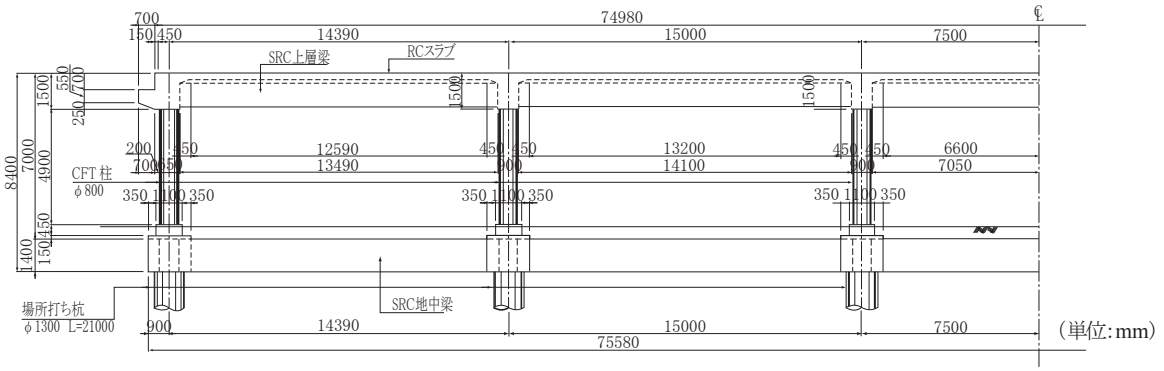


図６　CFT ラーメン高架橋立面図

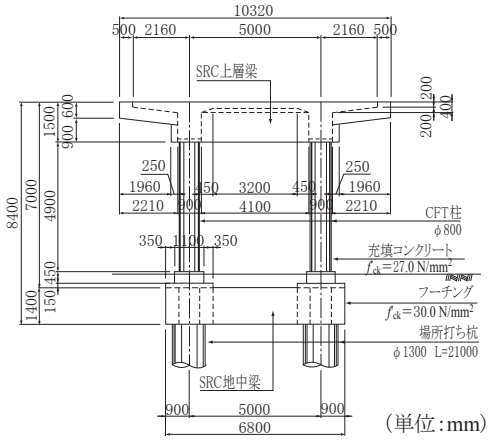


図７　CFT ラーメン高架橋断面図

表７　設計作用の組合せ（CFT ラーメン高架橋）

要求性能	性能項目	設計作用の組合せ
復旧性（地震時）	損傷	$1.0D_1+1.0D_2+[S_H+C_R+T]+1.0E_Q+\{L\}$

※ { } を付けた作用は，従たる変動作用を意味する。
※ [ ] を付けた作用は，必要に応じて組合せを考慮する。
※作用の記号は表 2 および表 5 に示すほか，下記のとおり。
T：温度変化の影響

2.4.3　試設計結果・分析

CFT 門型ラーメン橋脚は，構造物の振動モードが比較的単純であり，かつ塑性ヒンジの発生箇所も明確であることから，「耐震標準」[5] により，プッシュ・オーバー解析と非線形応答スペクトル法により，地震時の構造物の応答値を算定し，部材の損傷レベルの照査を行った。柱基部（線路方向）および CFT 柱の左柱基部（線路直角方向）の M－θ 関係を図 4 に，各 Case における荷重－変位関係を図 5 に示す。また，CFT 柱部の損傷レベルの照査結果を表 6 に示す。ここで，Case1 から Case3 の設定は 2.3 節と同様である。なお，本試設計では設計標準の改訂による変化に着目するため，鋼管の諸元に関して，表 6 に示すとおり，市場性のある鋼管の寸法や板厚によらず，板厚 1mm 刻みで検討することとした。図 4 および図 5 より，Case2 では Case1 に比べて，CFT 柱の曲げ耐力が増加すること，および応答震度が増加し，応答変位が減少していることが確認できる。改訂標準（案）に着目した分析結果は以下のとおりである。

(1) Case1 において，L1 地震動および L2 地震動ともに照査結果は若干余裕があるが，細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は線路方向および線路直角方向ともに適用範囲の上下限値に近い。すなわち，パラメータの適用範囲を満足するように柱断面が設定されたことから，照査結果に余裕があるものとなった。

(2) Case2 において，Case1 と比較すると L2 地震動の線路方向以外の照査結果は若干小さくなっている。これは，図 5 に示すとおり，CFT 部材の曲げ耐力の見直しにより，部材断面耐力が上昇したことに起因する。なお，L2 地震動の線路方向の照査結果が Case1 に比べて大きい要因は，CFT 部材の変形性能の見直しにより，変形性能がやや小さくなったためである。

(3) Case3 において，Case1 および Case2 の CFT 柱断面と比較すると，断面の外径が 2100mm から 2000mm に縮小でき，鋼重は 5% 程度小さくなった。これは，CFT の曲げ耐力・変形性能の算定法の見直しおよびパラメータの適用範囲の拡大によるものである。

2.5　CFT ラーメン高架橋

2.5.1　試設計条件

構造形式：ビームスラブ式ラーメン高架橋
（図 6・図 7 参照）
柱高さ：7.0m（フーチング天端～梁下端）
柱中心間隔：線路方向 15.0m，線路直角方向 5.0m
軌道構造：複線 弾性まくらぎ直結軌道
列車荷重：EA 荷重
設計速度：130km/h
地盤種別：G3 地盤
設計地震動：L2 地震動（スペクトルⅡ）
設計作用の組合せ：表 7 参照

2.5.2　改訂標準（案）における主な変更点

2.4.2 項に示したように，CFT 部材の曲げ耐力・変形性能の算定法を見直した。

2.5.3　試設計結果・分析

CFT ラーメン高架橋も，CFT 門型ラーメン橋脚と同様に，プッシュ・オーバー解析と非線形応答スペクトル法により，

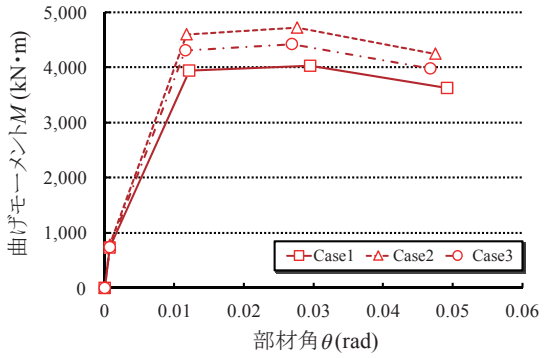


図８　CFT ラーメン高架橋の柱の M － θ 関係

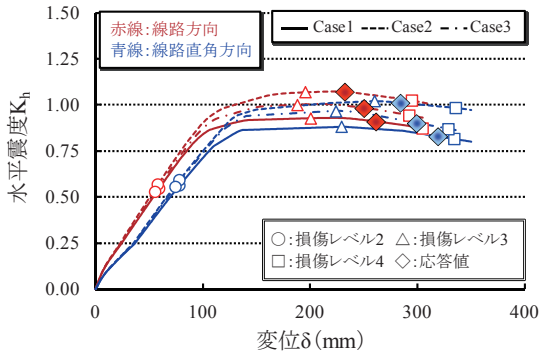


図９　CFT ラーメン高架橋荷重－変位関係

応答値を算定し照査を行った。最大軸力時の CFT 柱の M － θ 関係を図 8 に，各 Case における荷重－変位関係を図 9 に示す。また，CFT 柱断面の照査結果が最も高い橋軸直角方向載荷時の照査結果を表 8 に示す。ここで，Case1 から Case3 の設定は「2.3」節と同様である。なお，鋼管の諸元に関しては，CFT ラーメン橋脚と同様に，1mm 刻みで検討することとした。図 8 および図 9 より，Case1 と Case2 との比較では CFT ラーメン橋脚と同様の傾向が確認できる。改訂標準（案）に着目した分析結果は以下のとおりである。

(1) Case2 では，CFT 柱の曲げ耐力の増加に伴って，高架橋の応答変位が Case1 に比べて低下した。その結果，CFT 柱の照査結果が Case1 よりも小さくなった。

(2) CFT 柱の曲げ耐力の見直しにより，Case3 のように CFT 柱の限界値の増加，および応答値の減少により，照査結果が小さくなる。そのため，CFT 柱の鋼管厚を 13mm から 12mm に減少でき，鋼重を約 7.5% 小さくすることができた。

なお，本稿に示したパターン以外に，縦梁スパン 10.0m および 20.0m の CFT ラーメン高架橋についても試設計を実施したが，標準改訂（案）の適用により，本結果と同様に照査結果は若干小さくなるものの，鋼管厚が減少するほどではない結果であった。

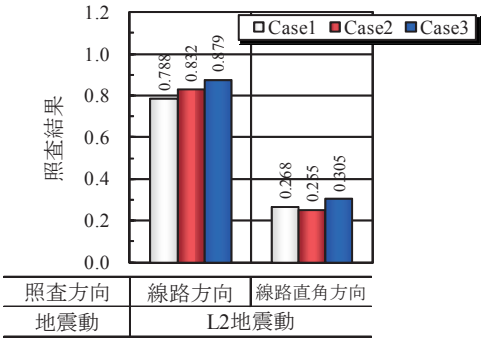
3．おわりに

複合構造物の代表的な構造である，H 鋼埋込み桁と CFT ラーメン橋脚，CFT ラーメン高架橋を対象に，現行標準および標準改訂（案）に基づく試設計を行い，照査結果や断面の比較を行った。その結果，H 鋼埋込み桁では現行標準より同等～ 8% 程度の鉄骨断面の縮小が図れること，ならびに CFT ラーメン橋脚および CFT ラーメン高架橋では，特に CFT 柱の耐力・変形性能の算定法の見直しとその適用範囲の拡大により同等～ 5% 程度の断面縮小が図れることを確認した。なお，本稿では省略しているが，SRC ラーメン橋脚に関しても試設計も実施しており，標準改訂（案）の適用により，現行標準とほぼ同等の結果が得られることを確認している。

以上より，改訂標準（案）を適用することにより，複合構造物の設計の自由度が増すとともに，合理的でかつ経済的な照査が可能であると考えられる。

表８　CFT ラーメン高架橋の試設計条件および照査結果

検討ケース		Case1	Case2	Case3
適用標準		現行標準	改訂標準（案）	
CFT柱 SM490Y	外径	800	Case1 と同じ	800
	板厚	13		13



謝　辞

本稿の内容は，「複合構造物設計標準に関する委員会」において審議頂いた。審議にあたられた上田多門委員長（北海道大学教授）および中島章典幹事長（宇都宮大学教授）をはじめ委員・幹事等の関係者各位のご尽力に対して，ここに謝意を表する。

文　献

1）鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），丸善，1998.8
2）複合構造物設計標準に関する委員会：鉄道構造物等設計標準・同解説，複合構造物設計標準委員会案，2013.8
3）鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），丸善，2009.7
4）鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004.4
5）鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，2012.9