動的応答解析によるインテグラル複合ラーメン橋の耐震性能に関する検討

高木優任*，本間宏二**，藤川敬人***

*工修　新日本製鐵㈱　技術開発本部　鉄鋼研究所　鋼構造研究開発センター　主任研究員
**工博　新日本製鐵㈱　技術開発本部　鉄鋼研究所　マネジャー
***工修　新日本製鐵㈱　鉄構海洋事業部　建設・技術部　グループリーダー

近年，中小スパン橋梁の経済化に有効な橋梁形式として，上部工(鋼桁)，下部工(RC 橋台)，ならびに基礎(鋼管杭)を一体化したインテグラル複合ラーメン橋が注目されている。わが国において本構造形式を適用するためには耐震性能を明らかにしておく必要があると考えられる。上下部工を一体化したインテグラル形式において特長的なのは，橋梁の背面に裏込土が存在することである。本報告では，裏込土がインテグラル橋の耐震性能に与える影響を把握するために，裏込土の剛性をパラメータとして，実橋をモデルに時刻歴応答解析を行った。その結果，橋梁本体の応答は裏込土の挙動に影響されるものの，十分な耐震性能を有することを確認した。

Key Words: Integral bridge, Steel-concrete composite structure, Seismic performance

1．はじめに

近年，社会環境の変化にともなって，橋梁分野においても従来にも増して更なる経済化，省力化，耐久性の向上などが求められている。中小スパン橋梁の経済化に有効な橋梁形式として，上部工(鋼桁)，下部工(RC 橋台)，ならびに基礎(鋼管杭)を一体化し，構造の合理化によって経済化を図るインテグラル複合ラーメン橋が注目されている。このような橋梁形式は欧米では経済的であると認識され，すでに一般的となりつつあるようである[1]。しかしながら，わが国においてはこれらの国と自然条件，とくに耐震性能への要求が大きく異なるため，本構造形式を適用するためには耐震性能を明らかにしておく必要があると考えられる。上下部工を一体化したインテグラル形式において特長的なのは，橋梁の背面に裏込土が存在することである。従来の橋梁上部工の耐震性の検討は，構造的な連続性がないため，周辺地盤とは分離して考えるのが普通である。このため，橋梁上部工の耐震検討において，周辺地盤との相互作用を考慮した例はほとんどなく，したがって本橋のような基礎や周辺地盤までを一体化したインテグラル構造の耐震性能に関する研究は見当たらないのが現状である。

そこで本研究では，インテグラル橋を対象として，裏込土が橋梁の耐震性能に与える影響を把握するために，実橋をモデルに時刻歴応答解析を行った。本文は，橋台の背面に存在する裏込土の剛性がインテグラル橋の地震応答に及ぼす影響を調査した結果を報告するものである。

2．検討方法

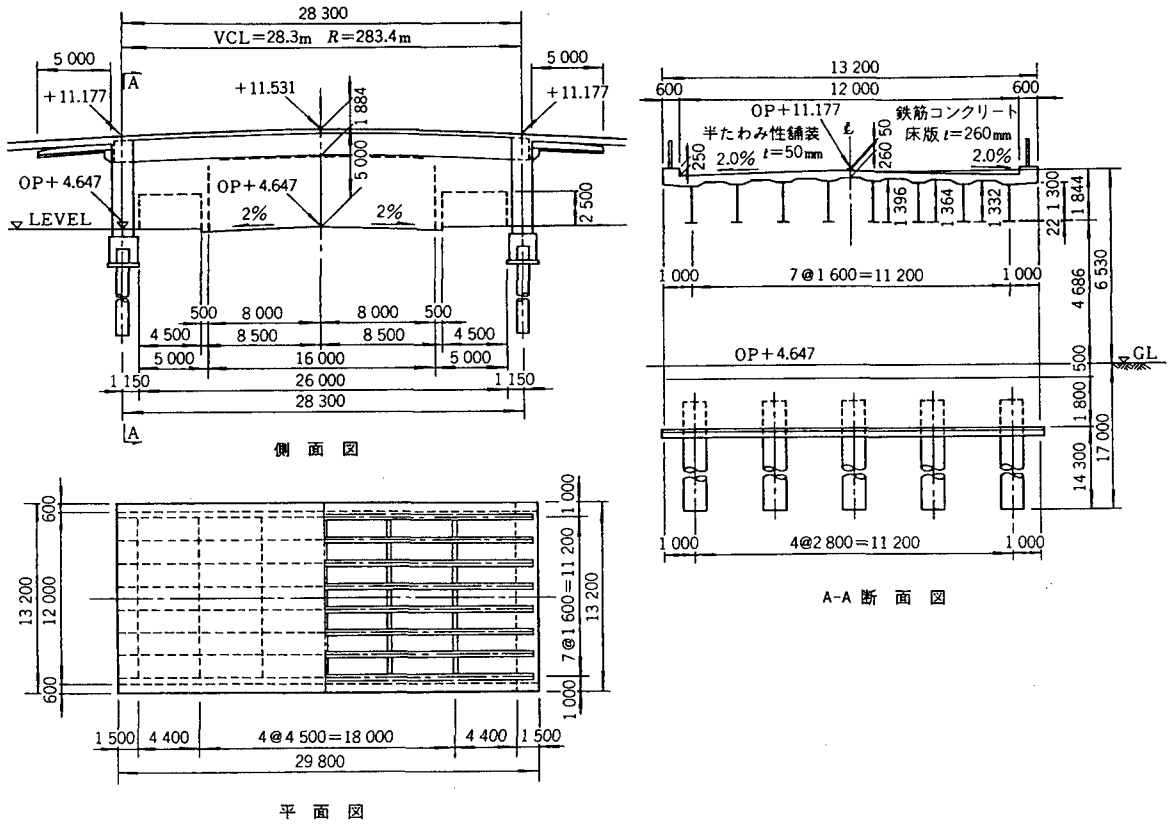
2.1 検討の対象とした橋梁

解析の対象とした橋梁の概要を図－1に示す。対象橋梁は，兵庫県姫路市の製鉄所内に建設された，鋼桁－RC 橋台－鋼管杭を一体化したインテグラル複合ラーメン橋[2]である。本橋の構造上の特徴は，上下部工を一体化し，温度変化等による桁の伸縮を可能な限り拘束しないように，杭を橋軸方向に1列配置とし，変形しやすくしている点である。製鉄所構内であることから，重量 900 kN の特殊車両が通行するため，荷重の分散を図る目的で主桁本数が8本と比較的多く，非合成桁として設計されている。

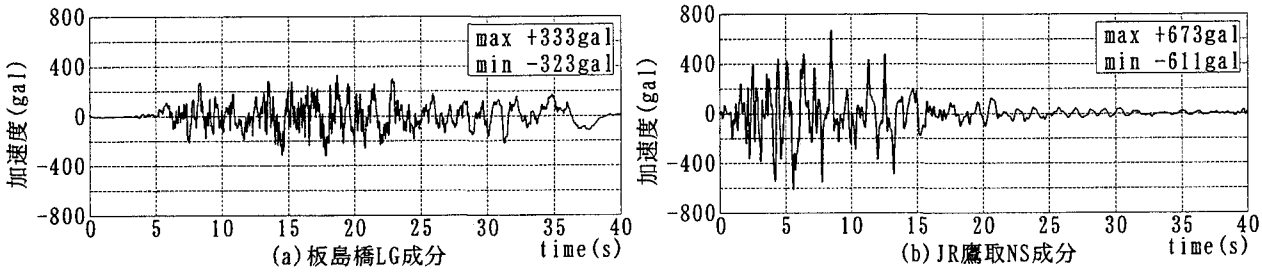
2.2 解析方法

道路橋示方書[3]においては，地震時の挙動が複雑な橋あるいは従来採用事例のない新形式の橋については動的応答解析を行い，耐震性能を確認することとされている。本検討は，大規模地震時におけるインテグラル橋の応答の特徴を調査することが主要な目的である。そのため，供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を有する道路橋示方書のレベルⅡ地震を対象とし，大きなひずみ履歴を受けると予想される橋台，裏込土の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んだ時刻歴応答解析を実施することとした。解析には汎用動的応答解析プログラム TDAPⅢ[4]を用いた。

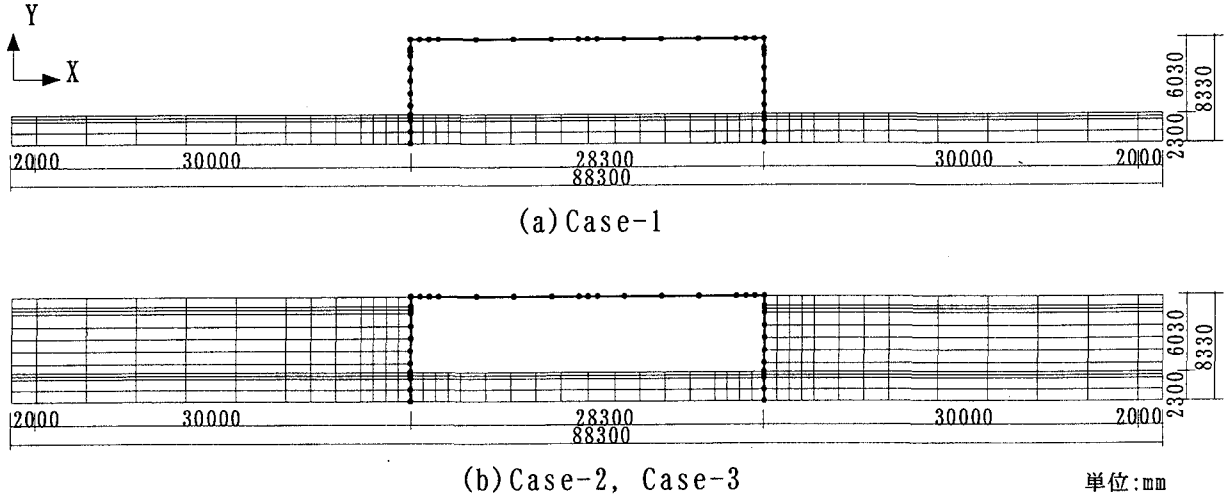
入力地震波は，架橋位置の地盤がⅡ種地盤であったことから，Ⅱ種地盤で観測された代表的な地震波，



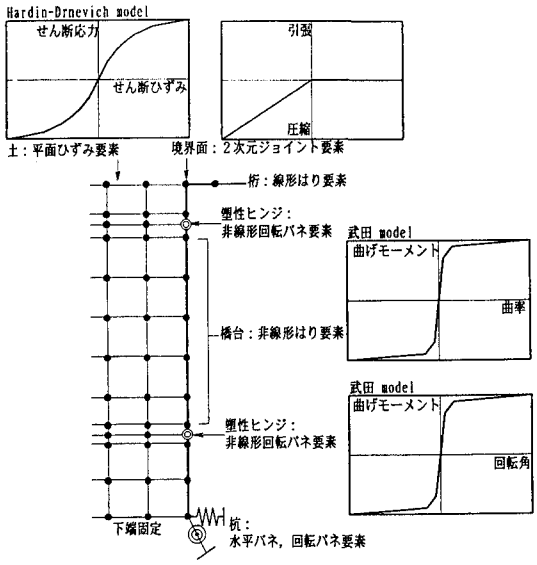
図－1　検討対象とした橋梁



図－2　入力地震波



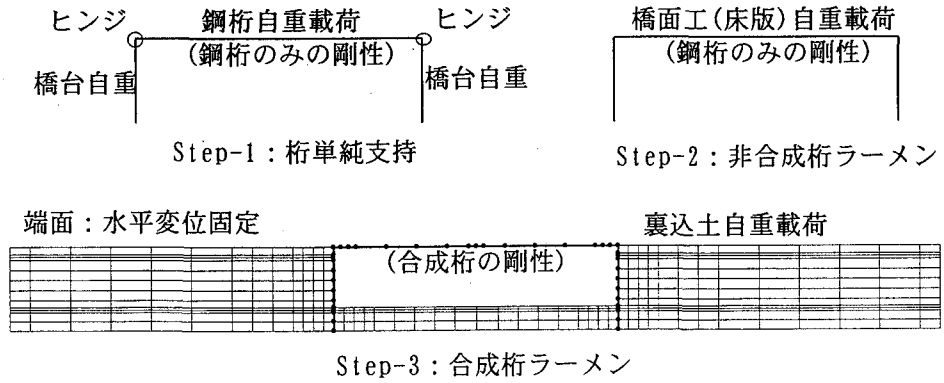
図－3　解析モデルのメッシュ分割



図－4　解析モデルと構成則

表－1　部材のモデル化

構造部位	モデル化要素	構成則	減衰
桁	線形はり要素	－	0.02
橋台	非線形はり要素	武田モデル	0.03
杭基礎	線形バネ要素（水平，回転）	－	0.10
裏込土	平面ひずみ要素	Hardin-Drnevich モデル	0.10
橋台－裏込土の界面	ジョイント要素	圧縮・摩擦伝達，引張時剥離	－



図－5　死荷重による断面力の解析モデル

Type Ⅰ（プレート境界型大地震）：板島橋 LG 成分
Type Ⅱ（直下型大地震）：JR 鷹取駅 NS 成分

の 2 波を対象とし，加速度応答スペクトルが道路橋示方書のレベルⅡ地震の標準加速度応答スペクトル（減衰率３％）とほぼ等しくなるように振幅調整した上で入力した。入力地震波を図－２に示す。

また，非線形解析であることから，収束性を考慮して積分時間間隔を細かくとることとして，積分時間間隔を Δt =0.002 秒とし，Newmark-β 法（β=0.25）によって積分を行った。

3．解析モデルの設定

3.1　構造要素のモデル化

本研究では，裏込土の影響を調査することを目的としている。そのため，この影響が顕著に現れると考えられる橋軸方向のみを検討の対象とし，2 次元平面モデルで解析を行った。

解析モデルのメッシュ分割図を図－３に示す。今回は，フーチングより上面を対象としてモデル化を行い，杭はバネにモデル化して解析を行った。フーチングより上を対象としたのは，文献 5)において，地盤振動に対して杭基礎はほぼ周辺地盤に追従して振動することが指摘されており，解析対象とした橋梁は杭を橋軸方向に柔らかくしてあるために，通常の杭基礎と同様に周辺地盤と同じ挙動を示すと考えたためである。

解析モデル，ならびにその構成則の概要を図－4 に，構造部材と解析モデルの対応を表－１に示す。桁部分は線形はり要素，橋台は非線形はり要素，裏込土は平面ひずみ要素，杭は回転バネ，水平バネでモデル化した。さらに，橋台の塑性化が見込まれる部位には非線形回転バネを取り付け，フーチングと桁―橋台の剛結部は剛なはりとした。裏込土と橋台の境界面にはジョイント要素を挿入し，圧縮力ならびに摩擦力は伝達するが，引張力は伝達しないようにした。

また，構造要素の減衰は，道路橋示方書に示されている構造要素の減衰定数の参考値を基に，表－１のように設定した。

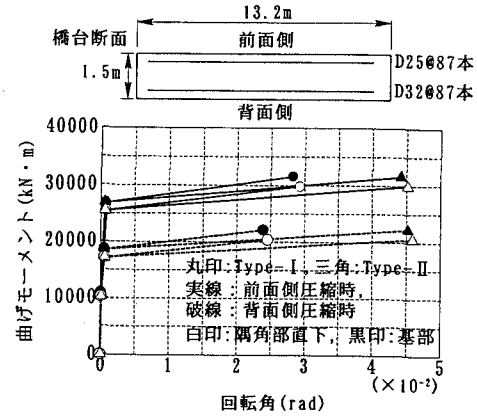
本解析は２次元モデルであるため，解析対象とした地盤の奥行きは橋梁幅員と同じとし，橋台，桁は奥行

表－2　構造部材の断面諸元と重量

	断面積 A(m²)	断面2次モーメント I(m⁴)	弾性係数 E(N/mm²)	ポアソン比	単位長さあたり重量 w(kN/m)
桁 (合成：鋼材換算)	0.765	0.0822	2.06E+05	0.3	150.3
橋台 (全断面有効)	19.8	3.71	3.00E+04	0.2	495.0

表－3　裏込土の材料特性

N値	土質種類	単位体積重量γ (kN/m³)	内部摩擦角 (°)	せん断弾性係数 (N/mm²)	ポアソン比	せん断波速度 (m/s)
10	砂質土	18.5	27.2	57.6	0.45	172.3
20	砂質土	18.5	32.3	91.3	0.45	217.2



図－6　ヒンジ部バネのM－θ関係

き方向の断面性能を合計した 1 本のはりでモデル化している。地盤の非線形性はせん断応力-せん断ひずみ関係に Hardin-Drnevich モデル [5](以下，H-D モデルと称する)を適用することで考慮した。境界条件は，地盤の側面に側方境界要素を配し，基盤面は固定として，基盤より橋軸方向に地震波を入力した。

解析ケースは，裏込土の影響を調査するために次の 3 種類とした。

Case-1：橋梁本体(桁，橋台，フーチング)の骨組みを主体とし，裏込土を考慮しないモデル
Case-2：裏込土を考慮したモデル(N 値=10)
Case-3：裏込土を考慮したモデル(N 値=20)

Case-1 は裏込土をなしとして，対象とする橋の基本的な挙動を調べるケースである。Case-2 および 3 は橋台背面の裏込土をモデル化したインテグラル橋であり，N値をそれぞれ 10,20 と変化させて裏込土をモデル化したケースで，橋台背面の裏込土の性状が全体挙動に及ぼす影響を調査するために設けた。

なお，解析に際しては，初期値として死荷重による断面力を考慮することとした。今回解析の対象としたインテグラル複合ラーメン橋のような不静定構造では，建設手順によって初期の応力状態が異なることになる。対象橋梁の建設においては，まず最初に杭施工・橋台の建設を行い，橋台の上で鋼桁を支持し，剛結部の施工を行ったあとに床版の打設を行った。また橋体の完成後，裏込土の埋め戻しを行っている。死荷重の評価には，これらの手順を考慮した，自重を載荷した静的解析を実施し，死荷重により部材に発生する断面力を初期値として部材に取り入れた。施工段階は下記の 3 段階に分け，静的解析の結果を足し合わせた断面力を初期荷重として部材に取り込んだ。

Step1:桁単純支持(桁自重，橋台自重載荷)
Step2:非合成桁ラーメン(床版他橋面工自重載荷)
Step3:合成桁ラーメン(土圧載荷)

死荷重による断面力を算出するための解析モデルの概要を図－5に示す。なお，コンクリート部材のクリープ・乾燥収縮の影響は小さいと考え，これらは無視した。

3.2　部材特性ならびに材料特性

(1)RC 橋台

解析に使用した断面諸量を表－2に示す。橋台のM－φ(曲げモーメント－曲率)関係は，道路橋示方書に従い，死荷重による軸力を考慮して，コンクリートのひび割れモーメント，鉄筋の降伏モーメントを折れ曲がり点とするトリリニアモデルとし，繰り返し荷重に対する構成則に武田モデル [4]を用いた。なお，軸力は死荷重による初期軸力のみを考慮し，軸力の変動は考慮していない。

塑性化が見込まれる橋台の基部ならびに隅角部近傍に挿入した非線形回転バネの曲げモーメント－回転角の関係を図－6に示す。非線形はり要素と同様，コンクリートのひび割れモーメント，鉄筋の降伏モーメントを折れ曲がり点とするトリリニアモデルであり，繰り返し荷重に対する構成則は武田モデルを用いた。

なお，塑性ヒンジ長は，道路橋示方書に示されているコンクリートラーメン橋脚の塑性ヒンジ長算出の式，

$Lp=0.2h-0.1D$　－(1)

ここに，h:橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離の 1/2
D:断面高さ

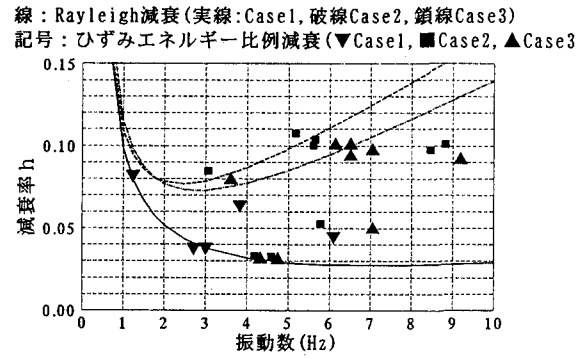
より算出した。

(2)桁

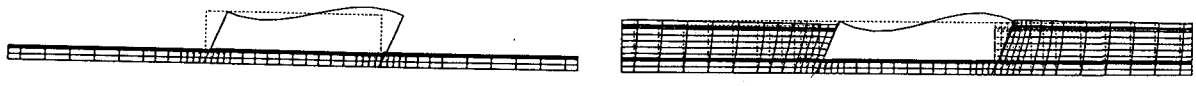
対象とする橋梁は非合成桁として設計されているが，桁には土圧などの水平力により軸圧縮力が作用すること

表－4　固有値解析結果

		固有振動数(Hz)	刺激係数(Tx)	ひずみエネルギー比例減衰(%)
Case-1	1次	1.867	22.59	5.498
	6次	11.45	56.98	3.076
Case-2	1次	3.065	179.8	7.887
	5次	5.178	67200	9.999
Case-3	1次	3.608	140.5	7.491
	6次	6.521	52790	9.999



図－8　設定したRayleigh減衰とひずみエネルギー比例減衰との比較



(a)Type-1　　(b)Type-2,Type-3

図－7　1次固有振動モード

や，設計上は非合成桁とされている橋でも実際は合成桁として挙動することが指摘されていることなどから，全断面有効の合成桁として解析を行った。

(2)杭

杭を模擬したバネの特性は，杭頭部を固定とし，設計地盤面より上の部分をh=0として，道路橋示方書に示されている杭のバネ定数算出方法により算定した。

設定した杭のバネ定数は，以下のとおりである。

$k_H=3.26\times10^5$(kN/mm²)

$k_\theta=5.40\times10^5$(kN·m/rad)

(3)裏込土

土の材料特性は与えられたN値を基に式(2)によって初期せん断剛性G_0を推定した。仮定した裏込土の材料特性を表－3に示す。

$$G_0=\left(\frac{\gamma_t}{g}\right)V_{si}^{\ 2}\qquad(kN/mm^2)-(2)$$

ここに，γ_t:土の単位体積重量(N/m³)

V_{si}:平均せん断弾性波速度(=80N$^{1/3}$)　(m/sec)

また，H-Dモデルの設定に必要な土質データ(G/G_0=0.5となる基準ひずみ)は，文献7)に示されている砂質土のせん断剛性のひずみ依存性の推定式(3)から推定した。

$$\left[\frac{G}{G_0}\right]_p=\left[\frac{G}{G_0}\right]_{p=10N/mm^2}\cdot P^{m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})}-(3)$$

ここに，P:平均有効主応力

$m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})$:ひずみの関数である指数

$[G/G_0]_{p=10N/mm^2}$，ならびに$m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})$は文献7)の数表より求めた

3.3　固有値解析と減衰の設定

時刻歴応答解析に先立ち，固有値解析を行った。その結果のうち，水平方向の振動が卓越するモードの振動数ならびにひずみエネルギー比例減衰を表－4に，それぞれの1次振動モードを図－7に示す。

これらの結果を踏まえ，時刻歴応答解析時の減衰は，主要な振動モードに着目できるよう　Rayleigh 減衰を用いた。Rayleigh 減衰の係数は，表－4に示す水平方向の振動が卓越する振動モードに対してひずみエネルギー比例減衰と等価になるように設定した。図－8に，設定した Rayleigh 減衰と固有値解析で得られたひずみエネルギー比例減衰の関係を示す。

4．結果ならびに考察

4.1　解析結果

時刻歴応答解析結果のまとめを表－5に，桁中央部の応答変位，ならびに応答加速度を図－9～12 に，橋台部非線形バネの M-θ 履歴曲線を図－13 にそれぞれ示す。橋台の基部はいずれも塑性化していなかったので，図－13 には塑性化の生じた隅角部直下の非線形バネの応答のみを示した。

Type-Ⅰの Case-3 を除くすべてのケースで橋台の隅角部直下で鉄筋が降伏しているが，橋台基部，ならびに桁，杭などほかの構造部位は降伏にまで至っていない。これは，インテグラル橋の特徴である橋軸方向に変形しやすい杭のために橋脚基部は拘束が弱く，比較的剛な隅角部

表－5　解析結果のまとめ

地震波		構造	最大応答加速度(gal)	最大応答変位(mm)	残留変位(mm)	橋台塑性ヒンジ部 θmax(rad) 基部	橋台塑性ヒンジ部 θmax(rad) 上部	橋台 Smax(kN)	桁 Mmax(kN·m)	桁 Nmax(kN)	杭 Mmax(kN·m)
Type Ⅰ	板島橋 LG (g_{max}=333)	Case-1	-526	-19.5	-2.14	1.50E-4	1.42E-3	3363	-21380	2054	1536
		Case-2	363	-18.3	-1.15	1.61E-4	9.02E-4	4702	-25500	2763	1529
		Case-3	404	-9.54	0.157	1.34E-4	3.92E-4	5028	-18190	2988	940
Type Ⅱ	JR 鷹取 NS (g_{max}=673)	Case-1	-669	49.3	1.81	2.39E-4	6.37E-3	3981	-30460	2013	3824
		Case-2	-570	50.0	14.7	5.33E-4	4.64E-3	6779	-34320	2646	4166
		Case-3	680	29.7	7.14	4.08E-4	2.47E-3	8053	-32670	3599	2469

*g_{max}：入力地震動の最大加速度(gal)

直下の部分に荷重が集中し，この部分に塑性化が現れたものと考えられる。図-13 より，Type-Ⅰ，Type-Ⅱのいずれについても，塑性化した部分の塑性回転角は裏込土のない Case-1 が最も大きく，次いで比較的柔らかい裏込土を有する Case-2，比較的硬い裏込土を有する Case-3 は Type-Ⅰでは塑性化に至らず，Type-Ⅱでも最も塑性変形量が小さいという結果が得られた。

また，桁中央部の変位の応答が最大となったときの変形状態を図－14 に示す。この図から，土と構造物はほぼ一体となって変形している様子がわかる。図－9，図－11 に示した桁中央部の応答変位でも，各ケースごとに応答変位の傾向は異なる結果が得られた。すなわち，裏込土のない Case-1 と柔らかい裏込土を有する Case-2 とを比較すると，Type-Ⅰ，Type-Ⅱともに応答変位の最大値はほぼ同じであるが，時刻歴の変位経路には若干の相違が見られる。それに対し，裏込土の剛性のみが異なる Case-2 と Case-3 を比較すると，Case-3 の応答変位量の最大値は，Type-Ⅰ，Type-Ⅱともに，Case-2 の 60% 程度に低下しているが，時刻歴の変位経路はほぼ相似形になっている。これらのことから，橋梁の応答変位は裏込土の挙動に大きな影響を受けていると考えられる。

Type-Ⅱの Case-2，Case-3 では他のケースより比較的大きい残留変位が見られ，裏込土が柔らかい Case-2 の値は Case-1 のほぼ倍であった。これは，裏込土が柔らかくなるほど大きな塑性履歴を受け，残留変形が大きくなるためであるが，その絶対量は最大の Type-Ⅱの Case-2 でも約 14mm と小さい。図－15 に，Type-Ⅱでの橋台背面裏込土地表面での履歴曲線を示す。この図より，裏込土は大きなせん断ひずみ履歴を受けていることがわかる。とくに，裏込土の柔らかい Case-2 では，Case-3 の２倍近いひずみ履歴を受けており，この差が残留変形の差として現れたことがわかる。

また，裏込土の影響として，表－5より，橋台の背面に作用する土圧により，橋台部のせん断力，ならびに桁の軸力が増加している。橋台のせん断耐力については後で述べる。

以上より，検討対象とした橋梁はレベルⅡ地震に対して一部降伏するが，損傷は限定されたものであり，崩壊につながるものではなく，十分な耐震性能を有することがわかる。また，裏込土を有する場合は周辺地盤と一体となって挙動しており，応答は裏込土の挙動に影響されているが，今回解析を行なったいずれの場合においても問題となるレベルのものではない。

4.2　終局状態の照査

道路橋示方書においては，ラーメン橋脚の終局状態は，複数箇所に形成される塑性ヒンジがすべて終局状態に達するときと規定している。解析結果を見る限りでは，塑性化は隅角部直下で形成されているのみであり，十分耐震性が確保されていると考えることもできるが，より詳細な検討を行なうため，塑性回転角，せん断力，残留変位の各項目について照査を行なった。

(1)塑性ヒンジ部の回転角に対する判定

隅角部直下の橋台において鉄筋が降伏し，塑性化していることから，塑性ヒンジ部の応答回転角が許容値以下であることを照査した。安全性の評価に用いる許容回転角 θ_{pa} は次式により算出した。

$$\theta_{pa}=\theta_{py0}+(\theta_{pu}-\theta_{py0})/\alpha \quad -(4)$$

ここに，θ_{pu}：終局時の回転角(rad)

θ_{py0}：初降伏時の回転角(rad)

α：安全係数　Type-Ⅰの場合 3.0

Type-Ⅱの場合 1.5

照査結果を表－6に示す。照査の結果，すべてのケースにおいて，応答回転角の最大値は許容回転角を大きく下回っており，安全であることがわかる。

(2)橋台のせん断耐力

橋台に作用するせん断力の最大値がせん断耐力以下であることを確認した。橋台のせん断耐力は，道路橋示方書に示されている以下の式により算出した。

$$Ps=Sc+Ss \quad -(5)$$

ここに，Ps:橋台のせん断耐力

Sc:コンクリートが負担できるせん断耐力

Ss:帯鉄筋が負担するせん断耐力

Sc,Ss の詳細な求め方は道路橋示方書を参照されたい。

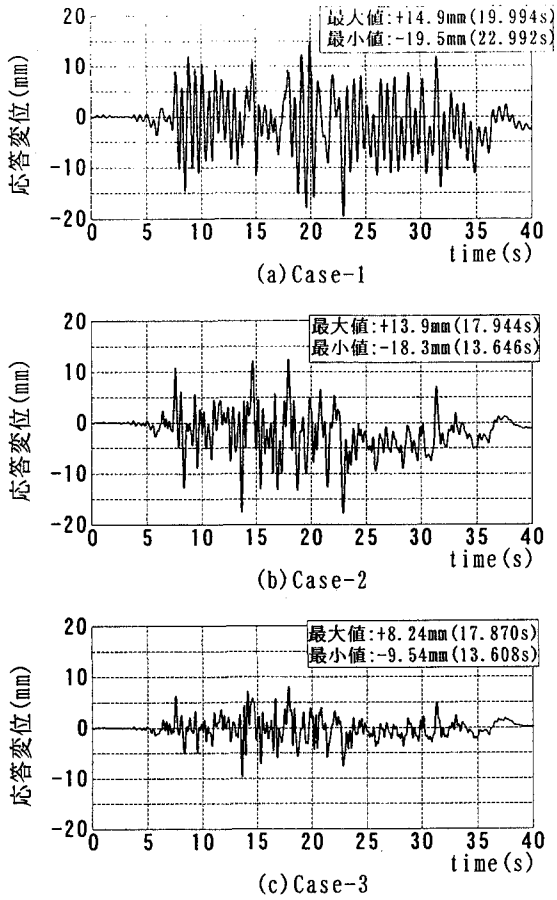


図- 桁中央部の水平変位応答(板島橋LG成分)

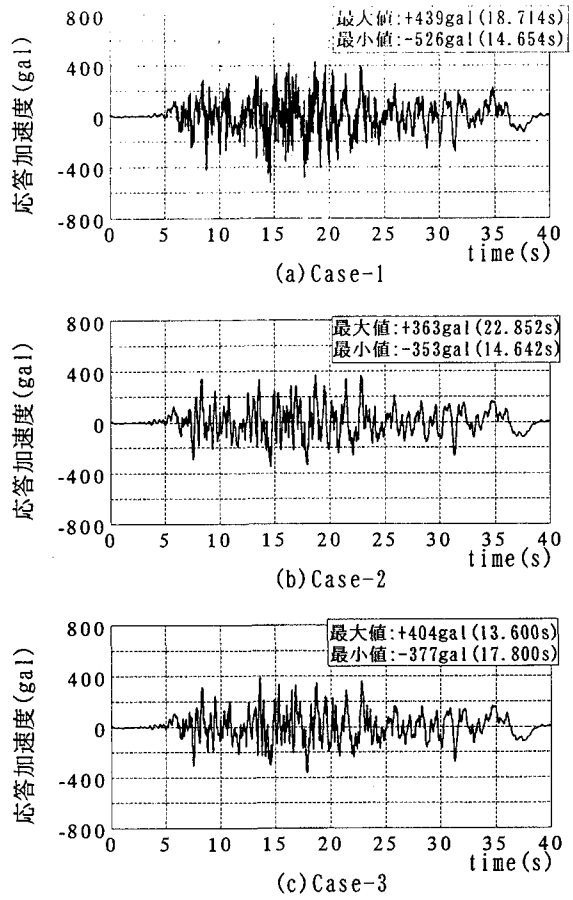


図- 桁中央部の水平加速度応答(板島橋LG成分)

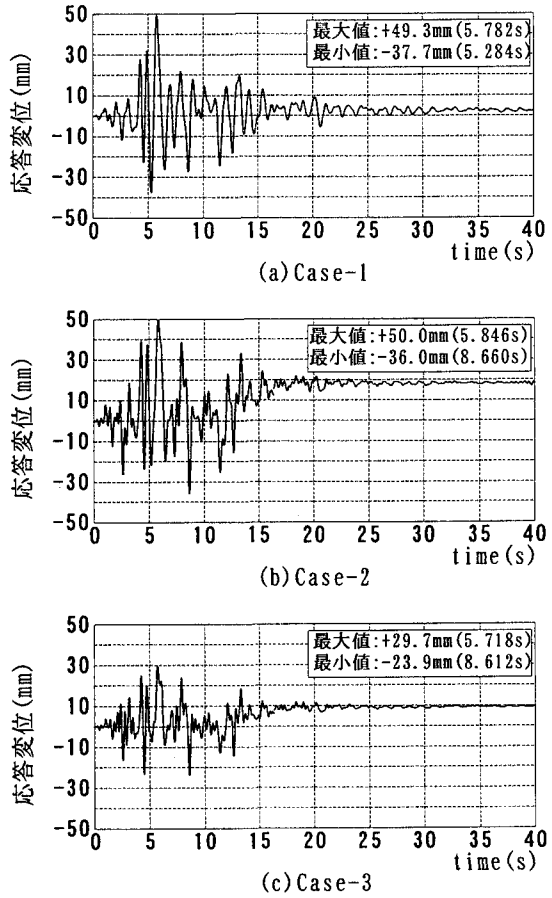


図- 桁中央部の水平変位応答(JR鷹取駅NS成分)

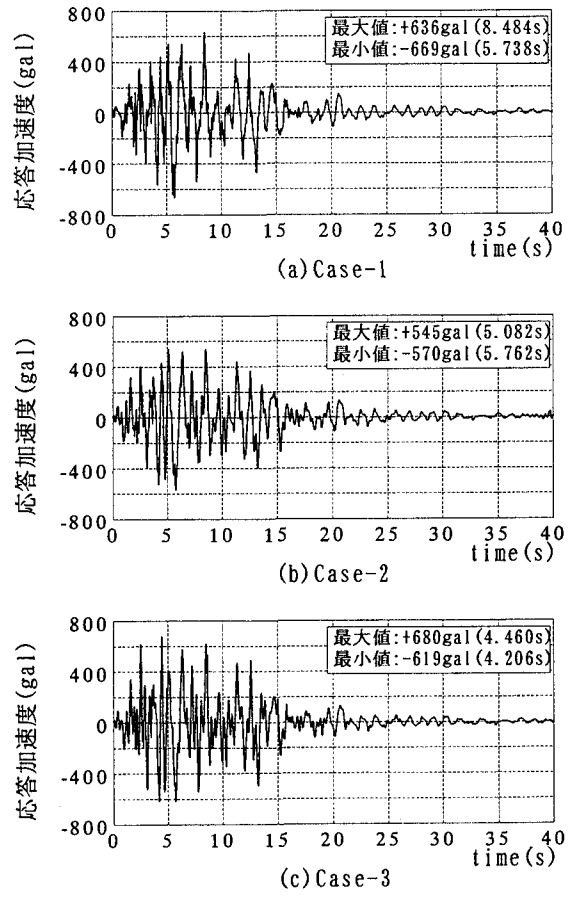
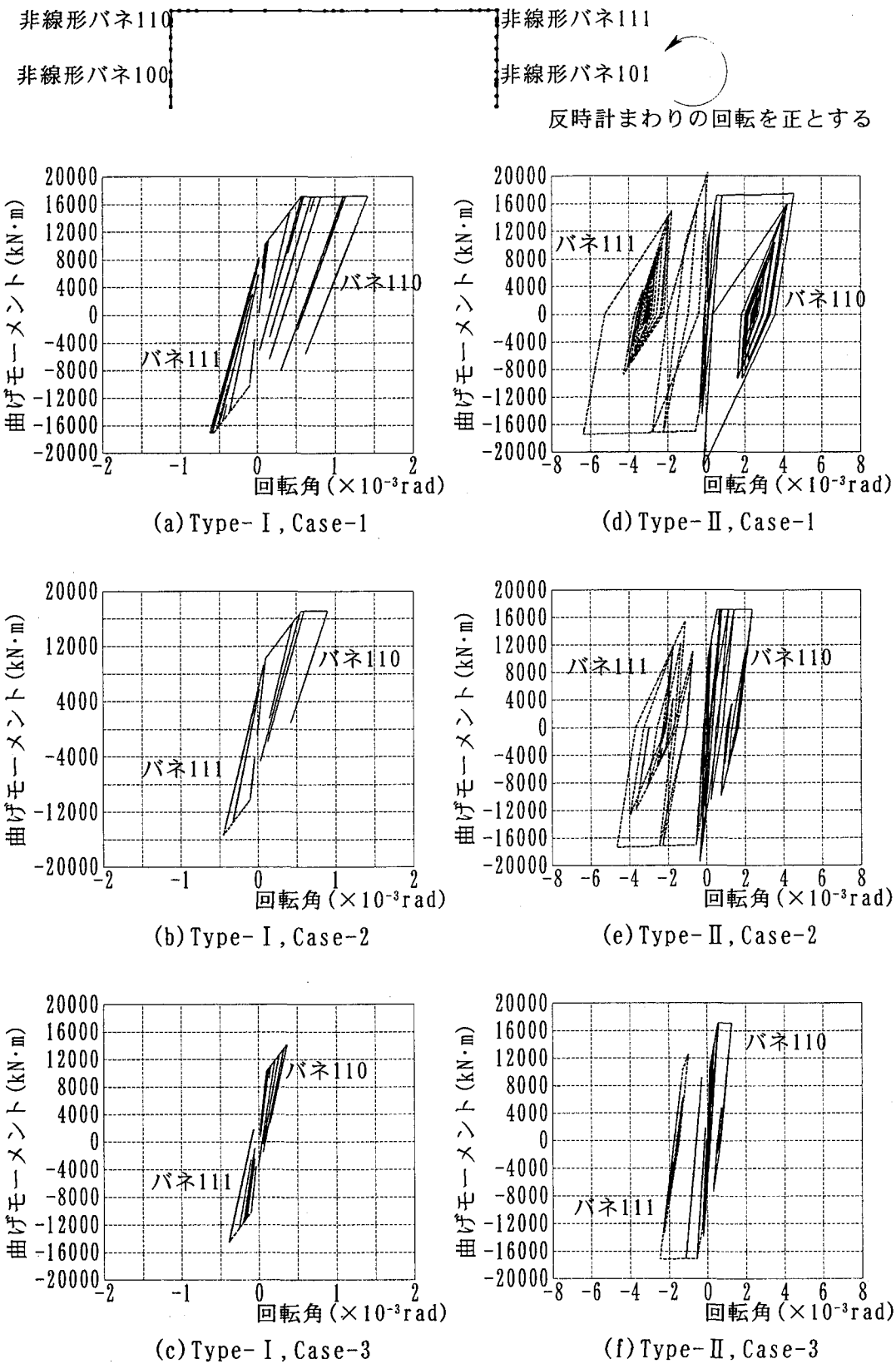
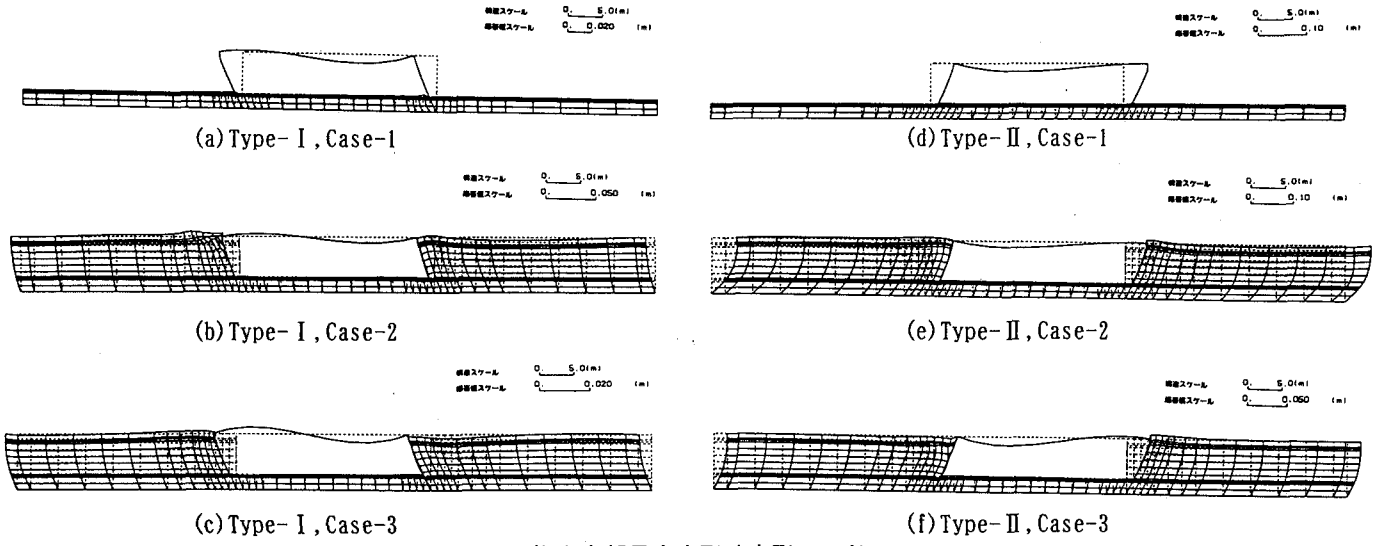


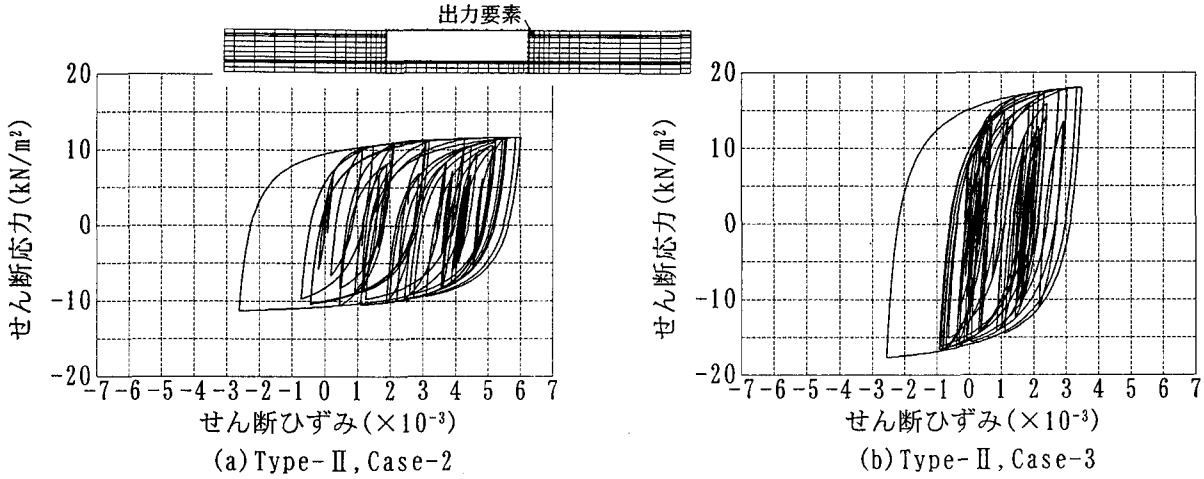
図- 桁中央部の水平加速度応答(JR鷹取駅NS成分)



図－13　隅角部直下の回転バネの履歴



図－13　桁中央部最大変形時変形モード



図－14　裏込土のせん断ひずみ履歴

表－6　塑性回転角の照査

地震波		構造	θpu	θpy0	α	θpa	θmax	θmax/θpa
Type Ⅰ	板島橋 LG	Case-1	0.0246	5.65E-4	3.0	0.00858	1.42E-3	0.166
		Case-2					9.02E-4	0.105
		Case-3					3.92E-4	0.0457
Type Ⅱ	JR 鷹取 NS	Case-1	0.0459	5.65E-4	1.5	0.0308	6.37E-3	0.207
		Case-2					4.64E-3	0.151
		Case-3					2.47E-3	0.0802

ここでは，実橋での構造詳細に則り，コンクリート強度24N/mm²，帯鉄筋(SD295)D29@25cm ピッチとしてせん断耐力を計算した。計算結果を表－7に示す。表－7より，橋台部に作用するせん断力の最大値はいずれのケースにおいてもせん断耐力以下であり，必要なせん断耐力を有していることがわかる。

インテグラル橋においては橋台背面の裏込土の土圧により，橋台に作用するせん断力は裏込土のないものよりも大きくなるが，橋台の設計時に土圧によるせん断力の増加が考慮されているため，問題となることはないと考えられる。

表－7　せん断耐力の照査結果

地震波	橋台部せん断耐力 Su(kN)	最大せん断力 Smax(kN)		Smax/Su
Type-Ⅰ：板島橋 LG	7318	Case-1	3363	0.460
		Case-2	4702	0.643
		Case-3	5028	0.687
Type-Ⅱ：JR 鷹取 NS	8520	Case-1	3981	0.467
		Case-2	6779	0.796
		Case-3	8053	0.945

(3)残留変位

道路橋示方書では，橋脚の許容残留変形量として，「橋脚下端から上部工の慣性力の作用位置の高さまでの

1/100」と規定している。この基準を準用すると，本解析における許容残留変位量は 83.3mm となる。表－5より，今回解析したいずれのケースにおいても，残留変位は許容残留変位を大幅に下回っており，十分に小さいと言える。

5.まとめ

上下部構造，ならびに周辺地盤と一体化を図ったインテグラル複合ラーメン橋を対象として，その耐震性能を調査するため，実橋をモデルに橋台背面の裏込土の剛性をパラメータとした時刻歴応答解析を実施した。その結果，以下の知見が得られた。

(1) 供用期間中に発生する確率は低いが，大きな強度をもつレベルⅡの地震動に対し，橋台の一部に塑性化が生じるものの，終局までは至らず，安全であることを確認した。
(2) インテグラル橋の挙動は，橋梁単独の場合の挙動とは異なり，裏込土の挙動に支配される。また，裏込土の剛性によって応答は変化し，裏込土が硬くなるほど橋梁の応答変位が小さくなり，損傷が抑えられる。
(3) インテグラル橋では温度変化などによる桁の伸縮を拘束しないように杭基礎を柔らかくしている。このため，検討対象とした複合ラーメンでは基部の拘束が弱く，レベルⅡ地震によって隅角部直下が塑性化したが，橋台基部，桁，杭は降伏に至らず，全体として軽微な損傷に収まっている。

インテグラル橋の耐震性能に影響を及ぼす要因は，今回の解析結果からもわかるように，橋梁の規模，裏込土の剛性・構成則の設定など，多くの項目があると考えられる。今回の解析は実橋を対象にした構造1ケースのみについての検討結果であるため，定量的な判断ができるまでには至っていないが，対象とした橋梁については，レベルⅡ地震という巨大地震に対して一部塑性化する部分はあるものの，その変形量は許容値以下であり，十分な耐震性能を有していることは確認できた。

インテグラル複合ラーメン構造は，その歴史が浅いために長期耐久性が明らかにされていないことや，上下部・基礎を含めた全体系での設計が必要になるために，設計が複雑になるなどの課題はあるものの，試設計によってもその経済性が確認されており，橋梁建設の経済化に有効な構造形式であると言える。今後，解析などの評価技術の発展，ならびに実橋での耐久性評価データの充実により，普及が期待されるところである。今後のインテグラル橋の普及・発展に際し，本報告がその一助になれば幸いである。

参考文献

1) たとえば，The Steel Construction Institute: Integral Steel Bridges –Design Guidance, 1997.
2) 道下泰博，本間宏二，平田尚，櫻井信彰，渡部弘明，藤川敬人：インテグラル複合ラーメン橋(西浜陸橋)の設計と施工，橋梁と基礎，Vol.35, No.2, pp.11-18, 2001.2
3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ.耐震設計編，1998.12
4) ㈱アーク情報システム：TDAPⅢ理論説明書，Ver.2.10, 2000.10.
5) (社)土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会，(社)日本鋼構造協会次世代土木鋼構造研究特別委員会橋梁システムと耐震性小委員会：橋梁システムの動的解析と耐震性，平成12年4月
6) 土岐憲三：構造物の耐震解析，新体系土木工学11 (土木学会編)，技報堂出版
7) 建設省土木研究所：地盤の地震時応答特性の数値解析法－SHAKE:DESRA-，土木研究所資料第 1778 号，昭和57年2月
8) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料―PCラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例―，平成10年1月

(2001 年 12 月 7 日受付)

Investigations on Seismic-Performance of Steel-Concrete Composite Frame Integral Bridge using Seismic Response Analysis

Masahide TAKAGI, Koji HOMMA and Norihito FUJIKAWA

In order to investigate the seismic performance of the steel-concrete composite frame integral bridge, seismic response analysis was conducted. The biggest characteristics of integral bridge in which a superstructure is integrated with a substructure and a pile foundation are that the back-fill soil exists in behind of the bridge. Three kinds of analytical models in which the stiffness of the back-fill soil set as a parameter were analyzed to evaluate the influence of the back-fill soil. As a result of the analysis, it was confirmed that the integral bridge had sufficient seismic performance regardless of the back-fill soil stiffness.