

高架橋等の新旧構造物接続部材の設計に関する考察

JR 東日本コンサルタンツ 正会員 ○ 山本 忠

JR 東日本コンサルタンツ 非会員 Laurensia M. ANGGRAINI

JR 東日本コンサルタンツ 正会員 野上 雄太

1. 目的

既設高架橋に隣接してホーム等を増設する場合、新旧構造物を橋軸直角方向の梁で連結する。本稿は、連結梁部材に着目し、橋軸方向（以下、L 方向）地震時の設計断面力を簡易に算出するモデル化を提案するものである。また、このモデル化を用い、主要なパラメータの組み合わせを考慮して、連結部材の断面力および新旧構造物の応答値の発生状況を考察した。

2. 解析モデル

解析モデルは、新旧構造物の L 方向の挙動を各々 1 質点系の非線形ばねでモデル化し、連結部材を設置する（図-1）。連結部材は両端剛結合を想定し、両構造物の L 方向の相対変位に伴う梁のせん断力を表現するばねでモデル化して、水平面内の曲げ剛性と部材長からばね定数を設定する ($K_s=12EI/L^3$)。連結部材には鉛直面内と水平面内の 2 方向の荷重が作用するが、安全を考慮して水平面内には降伏しないようにする。

本稿では、事例として新旧高架橋と連結部材のパラメータを表-1 のように設定し、組合せを考慮して試算する。構造物 1 と 2 の重量比は 2 : 1、構造物の骨格曲線は Bilinear 型、第二勾配比は 0.1、履歴モデルは修正武田型とし、除荷時の剛性低減係数を 0.2 とする。減衰定数 h は 15% とし、モード減衰を適用する。時刻歴応答解析は Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) とし、時間間隔は 0.001s とする。

入力地震動は鉄道耐震標準の L2 スペクトルII (G3 地盤) とし、最大加速度は 872.2gal である。

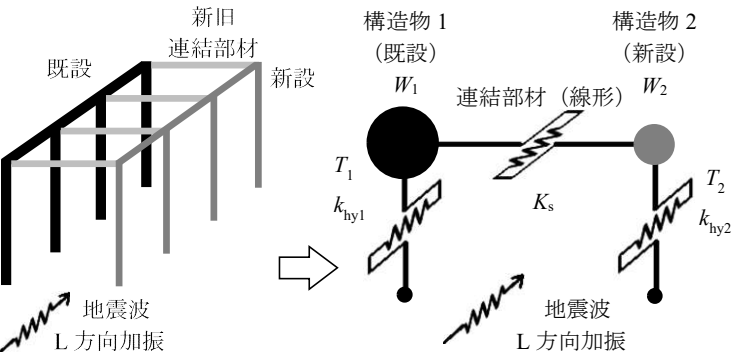


表-1 構造物のパラメータ

パラメータ			値
構造物 1・2	降伏震度	構造物 1 k_{hy1}	0.3
		構造物 2 k_{hy2}	0.3, 0.7
	固有周期 [s]	構造物 1 T_1	0.4~1.6, @0.02
		構造物 2 T_2	0.4~1.6, @0.02
	重量 [kN]	構造物 1 W_1	6000
		構造物 2 W_2	3000
連結 部材	ヤング係数 [kN/m ²]		E 2.5E+7
	断面二次モーメント [m ⁴]		I 1000, 0.03 (柔)
	長さ [m]		L 5.0

図-1 動的解析モデルイメージ図

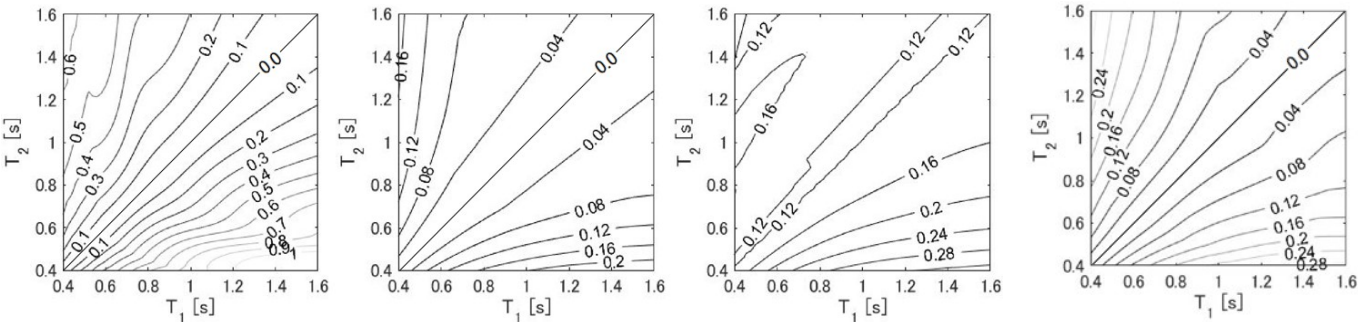


図-2 連結部材の最大せん断力 V_c/W_1

キーワード 新旧構造物連結部材, 耐震設計

連絡先 〒141-0033 品川区西品川 1 丁目 1-1 大崎ガーデンタワー14 階 JR 東日本コンサルタンツ株式会社 TEL03-5435-7625

3. 解析結果 1 (連結部材のせん断力)

図-2(a)～(d)は、動的解析による連結部材の最大せん断力 V_c のコンタを表しており、グラフの横軸と縦軸は両構造物の固有周期 T_1 と T_2 、コンタは V_c を構造物 1 の重量 W_1 で正規化して表している。

(a)は両構造物を線形、連結部材を剛とした結果であるが、 $T_1=T_2$ の場合は両構造物の地震時挙動が完全に一致して V_c は 0 になる。また、 T_1 と T_2 が相違するほど異なる挙動をしようとするため V_c が増加する。

(b)は両構造物の降伏震度を 0.3 としたケースであるが、(a)と比較すると構造物の降伏に伴って V_c が減少することが分かる。これは、降伏することで構造物全体系の等価ばね定数が小さくなった影響と考えられる。

両構造物で降伏震度が異なる(c)の場合、 $T_1=T_2$ においても V_c が発生する。これは、固有周期が同じでも降伏以降で両構造物の挙動が異なるためである。

(d)は連結部材の断面 2 次モーメントに現実的な値 ($I=0.03\text{m}^4$) を設定したケースであるが、(b)に比べて平均的にせん断力が約 1.4 倍になっている。連結部材の曲げ剛性が低下すると、両構造物に相対変位が生じ、両者の加速度が相違して V_c が増加したものと思われる。なお、 I が大幅に小さくなると、 V_c はゼロに近づくと考えられることから、連結部材の I と V_c の関係は極値を持っている。

4. 解析結果 2 (柱部材の応答)

図-3は、構造物 1 を単独 (非連結) で計算した柱部材の最大せん断力 $V_{1\text{非連結}}$ と、連結後 (連結部材 $I=0.03\text{m}^4$) の柱部材の最大せん断力 $V_{1\text{連結}}$ を求めて、両者の比率 $V_{1\text{連結}}/V_{1\text{非連結}}$ をコンタで示したものであり、1.0 を超えると連結前よりも柱部材のせん断力が増加することを表している。同図より、既設構造物のせん断耐力に余力がない場合は、新設構造物の固有周期を短くして (剛性を高くして)、せん断力比が 1.0 を下回るように設計するのが良いといえる。

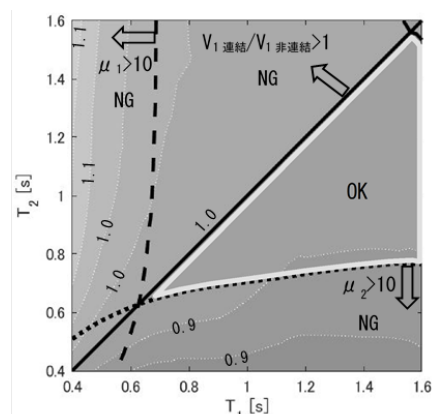
図-3には、両構造物の許容塑性率を 10 と仮定し、両構造物の最大応答塑性率 $\mu_1 \cdot \mu_2$ が 10 以上になる境界に破線・点線を重ね書きしている。両構造物の降伏震度を 0.3 とした(a)によれば、 $T_1 \cdot T_2$ 共に短い場合に $\mu_1 \cdot \mu_2$ が 10 を超過する。これは、単に降伏震度が低いと応答塑性率が大きくなることを表している。また、 T_1 と T_2 が相違する場合、固有周期が短い方の応答塑性率が大きくなるが、これは固有周期が短い方が剛性が高いため、降伏変位が小さくなることが影響していると考えられる。

図-3(b)は、 $k_{hy1}=0.3$ 、 $k_{hy2}=0.7$ としたケースであるが、(a)に比べて $V_{1\text{連結}}/V_{1\text{非連結}}$ の値が 1.0 以下となる領域が増えていることから、既設構造物の柱部材のせん断耐力に余裕がない場合は、新設構造物の固有周期は短くして降伏震度は高くするのがよいことが分かる。また、 μ_2 が 10 を超える領域は現れない。

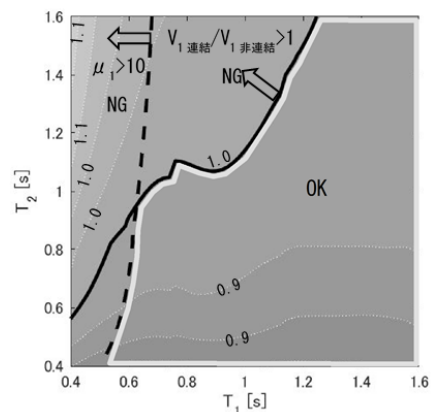
5. 結論

本稿は、既設高架橋にホームを増設する場合等の新旧構造物を連結する橋軸直角方向の梁部材について、橋軸方向地震時の簡易な設計手法を提案し、両構造物の固有周期や降伏震度の相違による連結部材の最大せん断力への影響を考察した。

また、既設構造物の柱部材のせん断耐力に余力がない場合、新設構造物単独での固有周期を短くして (剛性を高くして) 降伏震度を高くするのが良いが、新旧構造物を一体化した 3 次元骨組動的解析でトライアルするのは非常に手間がかかる。このため、新旧構造物単独の固有周期を算定することで、既設構造物の柱部材が負担するせん断力の増減の程度が把握できるようなパラメータスタディ結果の一例を示した。



(a) $k_{hy1}=0.3$, $k_{hy2}=0.3$



(b) $k_{hy1}=0.3$, $k_{hy2}=0.7$

図-3 柱部材の応答