

I-22 仮栈橋工法を応用した道路橋の開発とその構造特性

株式会社高知丸高 ○山本 公平

(研究当時高知工科大学 学生会員)

高知工科大学 フェロー会員 藤澤 伸光

1.はじめに 建設工事用の仮栈橋のために開発された工法で、簡易な構造で橋梁に近い構造物を構築する工法がある。これを道路橋に適用できれば、大幅なコスト削減と工期の短縮が期待できよう。一方、公共交通に供される橋梁では、道路構造令、道路橋示方書の規定を満たさなければならない。元々、仮設備用として開発された本構造では、道路橋示方書に規定されている耐震性能を満たしているかどうか重要なポイントとなる。

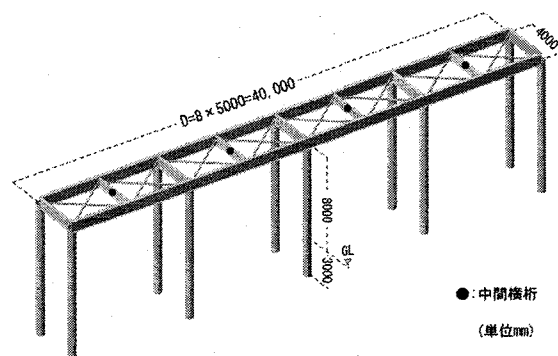


図1 改良構造物

表1 部材断面一覧

補強後	H	B	tw	tf
主桁(H)	900	300	16	30
横桁(H)	800	300	14	26
中間横桁(H)	588	300	12	20
横構(アングル)	100	100	8	8

	Φ	tw
橋脚	609.6	12.7

単位(mm)

まず、オリジナルの構造に対して、死荷重、活荷重、およびレベル1地震動に対する線形解析（静的解析）、脚の塑性化を考慮したレベル2地震動に対する動的解析の2種類の解析を行った。ただし、残留変位の算出に必要な降伏変位は、プッシュオーバー解析から求めた。なお、動的解析、プッシュオーバー解析では、橋脚にのみ塑性ヒンジが生じ、主桁、横桁（以下、上部工と言う）は弾性範囲内にとどまるものとしている。解析の結果、自重、活荷重、レベル1地震動に対しては、作用応力度は全て許容応力度以下であったが、レベル2地震動で橋軸直角方向に加振した場合に、残留変位が許容値を超えることが分かった。また、主桁、横桁の応力度も降伏応力度を遥かに超えており、主桁、横桁の補強が必要であることが分かった。

2.改良 図1、表1に補強後の構造物の概要を示す。主な改良点は横桁のサイズアップと横構の新設である。中間横桁の応力は小さく、大きな曲げモーメントを受けるのは脚に接合された横桁だけであるので、この横桁のサイズを変更した。

表2 最大応力度

	荷重	最大応力度(N/mm ²)
主桁	TR-T2-3(all)	117
横桁	TR-T2-3(all)	215
横構	TR-T2-3(all)	173

本構造では、床版としてPC床版の使用を想定しているが、床版パネル間の接合部の剪断強度を期待できるかどうか不明なため、解析では床版、舗装は重量のみを考慮し、剛性は考えていない。このため、橋軸直角方向の地震では主桁が弱軸方向の曲げを受けて降伏した。これに対して主桁のサイズアップで対処するのは構造的に合理的でないため、横構を設けて水平トラスを構成することとした。この構造を橋軸直角方向にタイプ2地震波で加振したときの各部位の最大応力を表2に示す。今回の設計では主桁、横桁、橋脚の材料は全てSS400であるので、許容軸方向引張応力度、許容曲げ引張応力度は140N/mm²となり、作用応力度はこれを超えている。しかし、レベル2地震動に対しては、上部工は弾性範囲にあればよいと考えられる。SS400の降伏点は235N/mm²であり、作用応力度はこれより小さいので問題ないと考えられる。

$$\delta_R = C_R (\mu_r - 1) (1 - r) \delta_y \quad (1a)$$

$\mu_r = \text{最大変位} / \delta_y$
許容残留変位 $\delta_R a = 80\text{mm}$

表3

r	0.2
C _R	0.45

3.残留変位 次に残留変位を照査を行った。残留変位は、道路橋示方書耐震設計編に従って、式(1a)を用いて計算した。式中のr、C_Rには、表3の値を用いた。

μ_rについては、示方書にも明確な記述がない。脚の曲率を用いて塑性率を計算する方法は、1本の柱の

上部に質量が載っているような構造を想定したものであり、今回のようなラーメン構造では残留変位を過大に評価することになると思われる。そこで、今回は、プッシュオーバー解析から求めた橋脚降伏時の脚頂部、すなわち主桁の水平変位と動的解析から求めた最大変位の比で塑性率を定義することとした。最大変位としては、道路橋示方書に従って、3つの地震波で計算した最大変位の平均値を用いた。計算結果を表4に示す。タイプⅠ、タイプⅡ地震に対して橋軸、橋軸直角の両方向とも許容値以下の変位となっており、改良によって橋軸直角方向に対しても十分な耐震性が得られたと言える。

表4 残留変位

	δ_R
橋軸タイプⅠ地震動	-17.08
橋軸タイプⅡ地震動	8.21
橋軸直角タイプⅠ地震動	-12.49
橋軸直角タイプⅡ地震動	12.28

単位(mm)

4.スパン長、脚高を変更した場合の設計

4.1 スパンの変更 この橋梁の構造特性を調べるために、スパン長を変えた設計を試みた。鋼材は同じくSS400とし、上部工の水平曲げが問題になることを予測して横構斜材を100×8から130×10に変更した。また、スパンの増加によって横構の角度が変わり、トラス効果が減少することが考えられたため、中間横桁を増設した。スパン長13、14、15mの場合の死荷重+活荷重時の主桁の最大応力度を表5に示す。許容応力度140N/mm²を満たしているのは、スパン13m

表5 主桁の最大応力

	13m	14m	15m
応力度	120	148	170

単位(N/mm²)

表6 残留変位 (スパン13m)

	δ_R
橋軸タイプⅠ地震動	-9.24
橋軸タイプⅡ地震動	17.25
橋軸直角タイプⅠ地震動	3.36
橋軸直角タイプⅡ地震動	37.13

単位(mm)

だけであることが分かる。すなわち、ここで検討した主桁サイズでは、耐震性以前の問題として、自重、活荷重をクリアできない。従って、14m以上のスパンを実現するためには、主桁のサイズアップが必要となる。しかしながら、手延べ式に杭を打つ本工法では、過大なスパンによって架設が困難となることも考えられるので、ひとまず13m程度を実用的な限界とするのが良いのではないかと考えられる。スパン13m時の残留変位を表6に示す。全て許容値以下となっており、スパン13mまでであれば、耐震性についても特に問題はない。

4.2 脚高の変更 次に橋脚高を変更した設計を行った。スパン13mの構造に対して橋脚の高さを8m、および15mに変更した。結果は残留変位(表7)、最大応力(表8)とも、全て許容値以下となった。表から明らかなように、橋脚高の増加に伴って残留変位は単調に増加するが、最大応力は必ずしも増加するとは限らない。これは、橋脚高の増加によって固有周期が増加し、一種の免震作用が働いたためではないかと考えられる。各構造の固有周期を、表9に示す。橋脚高の増加に伴って、固有周期が著しく増加していることが分かる。ただし、このような特性は、地盤のパネ定数や地震波によっても変わってくる可能性が高く、一般性を有するかどうかについては、さらに検討が必要と思われる。

表7 残留変位

	橋軸直角方向	δ_R	δ_{Ra}
8m	タイプⅠ地震動	-2.66	50
	タイプⅡ地震動	11.11	
11m	タイプⅠ地震動	3.36	80
	タイプⅡ地震動	37.13	
15m	タイプⅠ地震動	28.35	120
	タイプⅡ地震動	86.11	

単位(mm)

表8 横桁の最大応力

	荷重	最大応力度(N/mm ²)
8m	TR-T2-3	181
11m	TR-T2-3	224
15m	TR-T2-3	180

表9 固有周期

	モード No	振動数(rad/sec)	振動数(cycle/sec)	周期(sec)
8m	1	14.084158	2.241563	0.446117
11m	1	9.846854	1.567176	0.638091
15m	1	5.293783	0.842532	1.186899

5.本橋梁の構造特性のまとめ

- 1) 仮架橋用に開発された工法は、適切な補強によって道路橋に適用できる。
- 2) 現在の主桁のサイズでは、スパン13m程度が限界である。
- 3) 橋脚高を変えた場合に関しては、一般的な設計法を示すのは困難である。