

高速道路橋における鋼連続合成桁の限界状態設計法の適用に関する検討報告

東日本高速道路(株) 正会員 本間 淳史 ○正会員 高久 英彰 非会員 及川 俊介
(株)高速道路総合技術研究所 正会員 酒井 修平 (株)東京鉄骨橋梁 非会員 佐々木 力

1. はじめに

近年、NEXCO では高速道路の鋼橋の建設において PC 床版を有する少数主桁化、連続合成桁化など構造合理化を積極的に図り、鋼橋の構造形式の革新を実現してきたところである。しかし、今後の道路建設において更なるコスト削減が求められ、鋼橋の分野においてもより一層の技術革新が求められている。

すでに構造合理化されたシンプルな形式である鋼連続 2 主鈑桁橋において、さらなる合理化を目指すためには、AASHTO (図-1) などの海外基準にみる限界状態設計法 (正確には部分係数法 (LRFD など)) の採用や、最近の道路橋示方書の性能規定化の動きなど、更に詳細で高度な設計照査を行うことで、その可能性を秘めていると考えられる。

このような背景のもと、NEXCO では鋼連続合成桁の限界状態設計法を用いた設計法について試案 (以下、設計案という) を取りまとめた。本設計案の内容は、海外基準等を参考にした限界状態設計法における照査方法や設計合理化の効果についての検討にとどまらず、性能設計を意識して従来の許容応力度設計法による橋梁と同等程度以上の性能を有する設計体系について取りまとめたものである。

本稿は上記設計案等を参考に、実橋レベルで具体的な検討に取り組むこととした国内で初めてとなる高速道路橋の詳細設計に関して、検討過程ではあるが現時点における断面構成結果について報告するものである。

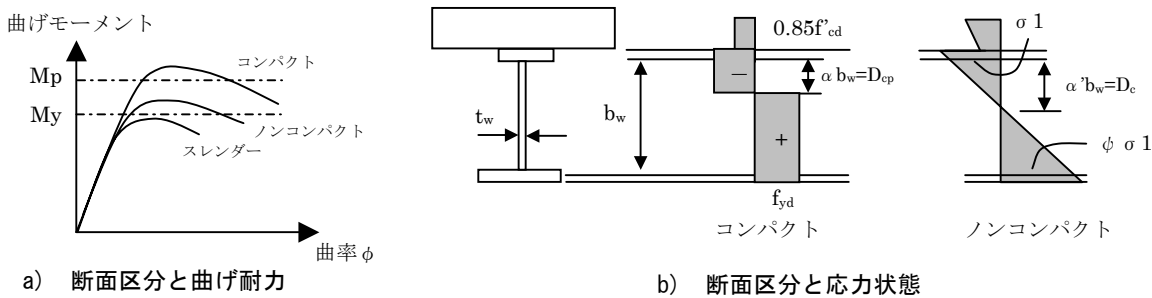


図-1 限界状態設計法の設計概念

2. 橋梁諸元

橋梁諸元は以下の表-1 のとおりである。

既報の検討結果¹⁾ から限界状態設計法を適用した場合の最適な桁高スパン比の目安は約 1/25 程度であると想定されたため、本橋の桁高は 1500mm とした。(図-2, 3)

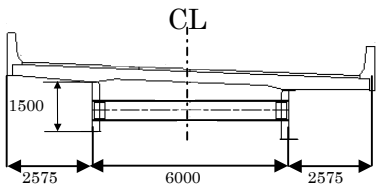


図-2 橋梁横断面図

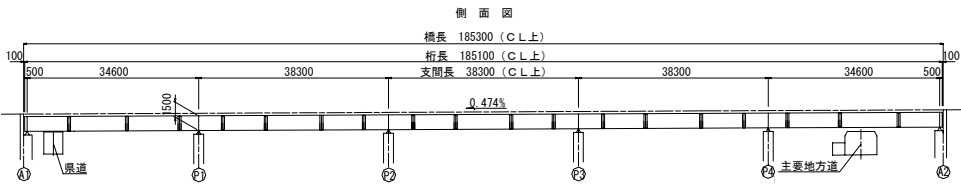


図-3 橋梁一般図

表-1 対象橋梁の諸元

道路規格	第1種2級 B規格
橋梁形式	鋼5径間連続合成2主鈑桁橋
橋 長	185.3m
支 間 長	34.6m+3@38.3m+34.6m
有効幅員	10.310m
平面線形	R=1400m~A=700m
斜 角	90° 00' 00"

3. 設計条件

図-1 a) に AASHTO における断面区分の考えを示す。本設計では、設計

キーワード：鋼橋 設計 限界状態設計法 コンパクト断面 ノンコンパクト断面

連絡先：〒110-0014 東京都台東区北上野 1-10-14 Tel:03-5828-8723 Fax:03-5828-8194

条件として、支間部は全塑性モーメントに到達しても十分な変形性能を有するコンパクト断面、支点部は圧縮域の最縁端で降伏ひずみに到達するが、局部座屈の発生により全塑性モーメントまで達しないノンコンパクト断面とした。(図－1b) 参照)

また、荷重条件及び安全係数について表－2に示す条件で検討した。

本橋における各限界状態での照査項目及び方法を表－3に示す。

4. 検討結果

検討結果の一部を表－4に示す。全体の鋼重を比較すると設計案による断面は従来の許容応力度設計法と比較して16%の減となっている。なお、断面構成にあつては支点上(ノンコンパクト断面)において、SM490Y材の使用では下フランジ厚が80mm以上となるため、支点上のみSM570材を使用している。

本設計法の採用により断面のスリム化を図っているため、活荷重たわみは大きくなっているが、道路橋示方書²⁾(L/(20,000/L)

L:支間長(m))及びAASHTOで規定している径間部のたわみの許容値(L/800)を満足している。

5. まとめ

本稿は新たな鋼橋の合理化として、限界状態設計法を用いて高速道路橋の詳細設計を実施し、その検討過程の断面構成より鋼重減が確認されたことから本設計法の採用がコスト縮減につながる可能性を示した。

本設計法の取りまとめにあたっては、「鋼連続合成桁の合理化に関する技術検討」委員会(委員長:依田照彦 早稲田大学教授)においてご指導頂いた。関係各位へここに謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 鈴木・本間・酒井・福永・鈴木・春日井:鋼連続合成桁の合理的な設計の適用性に関する検討,平成18年度全国大会第61回年次学術講演会
- 2) 道路橋示方書・同解説 II鋼橋編,日本道路協会

表－2 設計の条件

状態	照査	道路橋示方書	実施設計	
			コンパクト設計(支間部)	ノンコンパクト設計(中間支点部)
使用限界状態	荷重	1.0D, 1.0L, 1.0C, 1.0S, 1.0Tの組合せ	道示に同じ	道示に同じ
	安全係数	1.7	1.15	1.15
終局限界状態	荷重	1.3D, 2.0L, Pre, C, S, Tの組合せ	1.3D+2.0L ※C, S, Tは考慮しない	1.3D, 2.0L, 1.0C, 1.0Sの組合せ
	安全係数	1.0	1.0	1.0

ここで D:死荷重 Pre:プレストレス S:乾燥収縮の影響
L:活荷重及び衝撃 C:クラックの影響 T:温度変化の影響

表－3 設計照査項目とその方法

状態	断面決定指標	実施設計	
		コンパクト設計	ノンコンパクト設計
使用限界状態	①上フランジ応力(σ _u :N/mm ²)	[正曲げ] 床版コンクリートを桁の断面に算入 [負曲げ] 引張応力状態の床版のコンクリートを無視し、橋軸方向の鉄筋を断面に算入	[負曲げ] 引張応力状態の床版のコンクリートを無視し、橋軸方向の鉄筋を断面に算入
	②下フランジ応力(σ _u :N/mm ²)	$\sigma \leq \sigma_y/1.15, \tau \leq \tau_y/1.15$ $(\sigma/(\sigma_y/1.15))^2 + (\tau/(\tau_y/1.15))^2 \leq 1.2$	$\sigma \leq \sigma_y/1.15, \tau \leq \tau_y/1.15$ $(\sigma/(\sigma_y/1.15))^2 + (\tau/(\tau_y/1.15))^2 \leq 1.2$
	③ウェブ幅厚比 水平補剛材なし	b/tf ≤ 150	同左
	④圧縮フランジ幅厚比	bf/tf ≤ 12	同左
	⑤曲げせん断照査	道示解10.4.2式を用い 座屈安全率を1.15とする	同左
	⑥床版コンクリートひび割れ幅	wa=0.0035C	同左
終局限界状態	①限界モーメント比	M1 ≤ Mr=min(Mr1, Mr2) Mr1:全塑性モーメント Mr2:1.3My Q1 ≤ Qu Qu:限界せん断力(Basler式で算出)	—
	②圧縮フランジ	—	$\sigma \leq \min(\sigma_{nc1}, \sigma_{nc2})$ σ_{nc1} :道示の局部座屈に対する許容応力度*1.7 σ_{nc2} :道示の横倒れ座屈の許容応力度*1.7
	③引張フランジ	—	道示に同じ
	④曲げせん断照査	(M1/Mr) ⁴ + (Q1/Qu) ⁴ ≤ 1.0	同左
	⑤ウェブ幅厚比 水平補剛材なし	コンパクト断面条件 2Dcp/tw ≤ 3.76√(E/σ _y)	ノンコンパクト断面条件 2Dc/tw ≤ 5.74√(E/σ _y)
	⑥圧縮フランジ幅厚比	コンパクト断面条件 bc/2tc < 0.38√(E/σ _y):	ノンコンパクト断面条件 bc/2tc < 0.56√(E/σ _y):
架設時	①横倒れ座屈	σ ≤ σ _a *1.25	同左
	②フランジの座屈応力	σ ≤ σ _a *1.25	同左

表－4 検討結果一覧

			P2支点上断面	支間中央断面(P3-P4間)	全体鋼重比
従来設計	上フランジ	幅(mm)	520	520	1.00
		厚(mm)	53	29	
	腹板	高さ(mm)	2,447	2,471	
		厚(mm)	20	12	
	下フランジ	幅(mm)	670	670	
		厚(mm)	65	23	
	材質		SM490Y	SM490Y	
	断面積(cm ²)		1,201	601	
ノンコンパクト設計	たわみ比		—	1/2858	0.84
	上フランジ	幅(mm)	400	400	
		厚(mm)	59	30	
	腹板	高さ(mm)	1,441	1,470	
		厚(mm)	18	13	
	下フランジ	幅(mm)	550	550	
		厚(mm)	64	30	
	材質		SM570	SM490Y	
	断面積(cm ²)		847	476	
	たわみ比		—	1/995	
	上フランジ断面決定要因		終局時	架設時	
	下フランジ断面決定要因		終局時	終局時	