

HyBRIDGE Ver.6.00『道路橋示方書・同解説（令和7年）』への対応について

JIPテクノサイエンス株式会社

1. 概要

道路橋示方書・同解説（令和7年10月）改定に対応しました。

2. 改定内容

鋼橋分野の上部工は前回の平成29年道路橋示方書から大幅な変更が行われています。

(1) 設計体系と基本方針の変更

性能ベース設計への移行:

従来の特定の構造を前提としたみなし規定から、橋を構成する機能（主桁機能、床版機能、立体的構造保持機能など）を定義し、それを保証する性能規定へとシフトします。

限界状態設計法の強化:

合理的で説明性の高い設計を目指し、塑性化後の挙動を考慮した「限界状態2、3」の概念を導入・強化します。

立体的構造保持部材の導入:

橋全体を「上部構造」「下部構造」「上下部接続部」に分解し、機能系統に基づいた性能評価・保証を行う仕組みを導入します。

(2) 鋼橋の設計・照査方法の主な変更

応力度照査から耐力照査へ:

従来の応力度ベースの評価から、降伏域を活用した耐力による評価へと大きく変わります。ただし補剛材や継手計算などのため応力度の照査も依然として必要です。

塑性化の考慮:

限界状態2および3において、鋼材の塑性化や塑性化後の挙動(断面の耐力評価)を精緻に取り入れるようになります。

設計耐荷力曲線の見直し:

応力度の照査で連成座屈の領域を合理的に使用できるようになります。

手計算の困難化:

耐力評価に収束計算が必要です。合成桁の制限値の手計算は事実上不可能です。

(3) 部材・材料に関する変更

2次部材の概念廃止:

対傾構や横構などの2次部材の区分が廃止され、主桁と同様の性能評価が求められることで、断面増の可能性があります。

水平補剛材の規定変更:

補剛材2段の間隔照査が1段と同等に整理されます。2段は禁止されたわけではなく安定照査では2段配置も有効です。

新材料・スペックの追加:

・鋼材:

SBHS700 の導入。ただし、令和 7 年道路橋示方書の時点では実験データ不足等の理由から桁橋での使用には制限があります。

・床版コンクリート:

基準強度に $\sigma_{ck}=35, 50$ が追加されました。

・鉄筋:

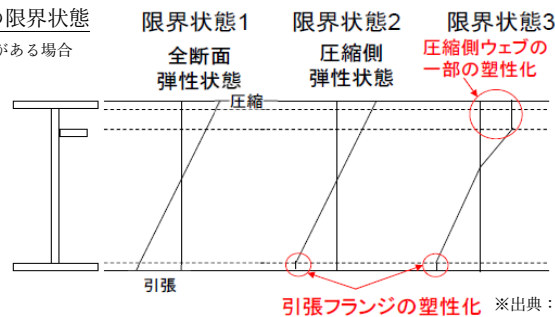
支配状態(永続+変動、偶発)に応じた制限値の使い分けが整理されました。

3. HyBRIDGE の対応

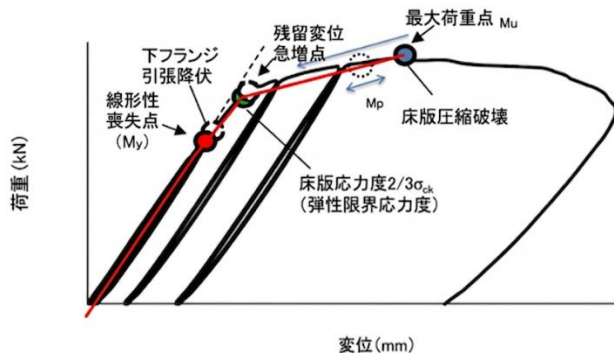
鋼橋の体力(断面力)照査/限界状態 1,2,3 への対応 (限界状態 2,3 の塑性化後の状態を考慮)

曲げモーメントを受ける鋼桁の限界状態

I 又は U 形断面の直線かつ水平補剛材がある場合



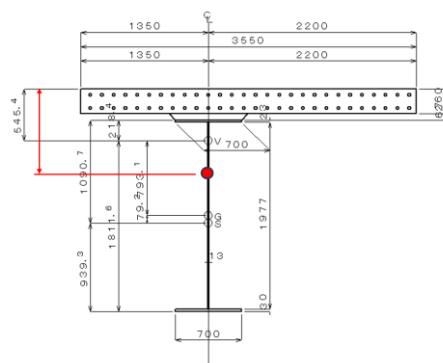
※出典：日本道路協会 R7「道路橋示方書・同解説」に関する講習会資料



限界状態 1:弾性限界。引張側フランジ縁が降伏に達する
 限界状態 2:断面塑性化の進行。引張側ウェブトップが降伏に達する
 限界状態 3:終局耐力。床版圧壊または圧縮側フランジやウェブが座屈

My:弾性限界。引張側または圧縮側の鋼材が最初に降伏したとき
 Mp:全塑性モーメント。断面全体が塑性化した際のモーメント(塑性ヒンジ形成時)
 Mu:終局耐力部材が最終的に耐える最大のモーメント(終局耐力)

耐力の算出には収束計算が必要です。終局時の中立軸の位置で圧縮側の合力と引張側の合力が釣り合うまでトライアルします。塑性域では断面力と応力度の関係が変わるため、ひずみ分布から応力分布を求めて積分し釣り合い位置を探します。塑性域を活用するとき終局時の中立軸がウェブ内に深く入り込むため、非線形的な挙動を追う必要があります。従来のような代数的な手法では求められません。



仮定した中立軸からひずみを求め、CとTが釣り合うまでトライアル

探索範囲:	10.0000	100.0000			
1	100.00000000	-12997473.38294530	-8901692.43385966	12480.0	
2	295.60428866	-8901692.43385966	2046815.16647421	15882.0	
3	259.03621571	2046815.16647421	438531.52989296	15488.8	
4	249.06518037	438531.52989296	-126290.41365776	15345.1	
5	251.29463726	-126290.41365776	5992.16837582	15379.0	
6	251.19364679	5992.16837582	65.33079508	15377.4	
7	251.19253358	65.33079508	-0.04255393	15377.4	
8	251.19253430	-0.04255393	0.00000030	15377.4	

収束計算結果
 収束した中立軸位置 px= 251.192534304492
 圧縮縁から図心位置までの距離 yc= 504.531757148835
 $\Sigma C=$ 11.4420344142834
 $\Sigma T=$ -11.4420344142831
 $C+T=$ 2.998858690261841E-013
 曲げ耐力= 15377.4253028882

新しく導入された耐力計算では、断面フォルムによって終局時の中立軸が持つ意味が変化します。数値的な挙動が不安定になりやすい特性を踏まえ、耐力マネジメントの手助けとなる断面の評価も表示しています。

断面 4 部材左端 累加距離 27.938(m)

照査ケース 18 ⑤D+L+TH+T [合成断面の限界状態3]

床版上面ひずみが 3500μに達したときの
下フランジ下縁のひずみ -34914μ 降伏ひずみ 1175μの約 29.7倍
→ 下フランジの引張降伏が支配的な破壊
破壊モード：延性破壊(十分な延性がある断面)

曲げモーメントを受ける合成 I 断面の限界状態3の耐力は収束計算にて行う

鋼筋のみの初期ひずみ
前死荷重 4578 kN.m
初期中立軸 1138 mm (鋼筋上縁から)
初期緑ひずみ 510 μ (上フランジ端)

合成断面の限界状態3の収束計算(初期ひずみ考慮)
終局時の中立軸 px 222 mm (床版上縁から)
曲げ耐力の特性値 M3u 23037 kN.m

収束計算結果
ΣC 9065.9 kN
ΣT -9065.9 kN
C+T 0.7451E-11 N

塑性中立軸 PNA 179 mm
全塑性モーメント Mp 23078 kN.m

緑降伏時の中立軸 px_y 199 mm
降伏モーメント My 18857 kN.m

理想は $M_y < M_p < M_{3u}$ であるが、このケースでは $M_{3u} < M_p$ という結果になった。床版圧壊によって限界ひずみ(3500μ)に達したとき、鋼材の引張縁がまだ引張強さを十分に発揮するひずみレベルに到達していないためである。断面全体の耐力は理想的な全塑性モーメントに達する前に終局に達している

曲げ耐力の制限値 M3d = $\xi_1 \times \xi_2 \times \phi_u \times M_{3u}$
= $0.90 \times 0.90 \times 0.80 \times 23037$
= 14928 kN.m

連続合成 I 桁サンプル G1

断面 3 曲げ最大位置 累加距離 19.673(m)

照査ケース 4 ④D(+T) [せん断を受ける鋼筋の限界状態3]

ウェブの板幅 Hw = 1964 mm
ウェブの板厚 Tw = 13 mm
垂直補剛材間隔 A = 1375 mm
著目パネル Bw = $Hw \times (1.0 - 0.14)$
= 1689 mm

パネルのアスペクト比 $\alpha = A / Bw$
= 0.814072

鋼筋のヤング係数 Es = 2.0e5 N/mm²
降伏強度の特性値 $\sigma_{cy} = 355.0$ N/mm²
せん断降伏強度の特性値
 $\tau_{yk} = \sigma_{cy} / \sqrt{3.0} = 205.0$ N/mm²

せん断座屈係数 ks = $4.00 + 5.34 / (\alpha^2)$ ($\alpha \leq 1.0$)
= 12.0578

弾性せん断座屈応力 $\tau_e = ks \times \frac{\pi^2 \times E}{12(1-\mu^2)} \times \left(\frac{t_w}{b_w}\right)^2$
= 129.1 N/mm²

せん断座屈応力 $\tau_{cr} = \tau_e$ ($\tau_e \leq 0.8 \tau_{yk}$)
= 129.1 N/mm²

腹板の降伏せん断強度 Vy = $\tau_{yk} \times Bw \times Tw = 4500.4e3$ N

せん断耐力の特性値 (水平補剛材あり)
 $V_{ls3u} = Tw \times (Hw - Bw) \times \tau_{yk} + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{yk}} + \frac{\sqrt{3}}{2} \times \frac{(1 - \tau_{cr} / \tau_{yk})}{\sqrt{1 + \alpha^2}}\right) \times Vy$
= 4686.2e3 N

せん断力を受ける鋼筋の限界状態3の制限値
 $V_{ls3d} = \xi_1 \times \xi_2 \times \phi_{us} \times V_{ls3u}$
= $0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 4686.2e3$ (④以外)
= 3585 kN

せん断耐力
垂直補剛材 4
最大間隔 1375 mm
水平補剛材数 1
桁高 1964 mm

せん断耐力
V1std 2445 kN
V1s2d 3799 kN
V1s3d 3585 kN

連続合成 I 桁サンプル G1

断面 3 曲げ最大位置 累加距離 19.673(m)

照査ケース 4 ④D(+T) [鋼+鉄筋断面の限界状態2]

曲げモーメントを受ける鋼+鉄筋 I 断面の限界状態2の耐力は収束計算にて求める

鋼+鉄筋断面の限界状態2の収束計算(初期ひずみ考慮)
終局時の中立軸 px 721 mm (床版上縁から)
曲げ耐力の特性値 M2u -21808 kN.m

収束計算結果
ΣC 11316.7 kN
ΣT -11316.7 kN
C+T 0.5104E-09 N

緑降伏時の中立軸 px_y 721 mm
降伏モーメント My -21808 kN.m

曲げ耐力の制限値 M2d = M2u
= -21808 kN.m

連続合成 I 桁サンプル G1

断面 3 曲げ最大位置 累加距離 19.673(m)

照査ケース 4 ④D(+T) [せん断を受ける鋼筋の限界状態2]

ウェブの板幅 Hw = 1964 mm
ウェブの板厚 Tw = 13 mm
垂直補剛材間隔 A = 1375 mm
著目パネル Bw = $Hw \times (1.0 - 0.14)$
= 1689 mm

パネルのアスペクト比 $\alpha = A / Bw$
= 0.814072
対角線角度 $\theta = \text{atan}(Bw / A)$
= 0.887534

鋼筋のヤング係数 Es = 2.0e5 N/mm²
降伏強度の特性値 $\sigma_{cy} = 355.0$ N/mm²
せん断降伏強度の特性値
 $\tau_{yk} = \sigma_{cy} / \sqrt{3.0} = 205.0$ N/mm²

$V_{ls2u} = Tw \times (Hw - Bw) \times \tau_{yk} + 2.2 \times (Tw^2) \times \sqrt{(Es \times \sigma_{cy})} \times \left[\frac{2}{(1 + \alpha)} \times \sin \theta + \frac{1}{\sqrt{6}}\right]$ ($\alpha < 1.0$)
= 4690.2e3 N

せん断力を受ける鋼筋の限界状態2の制限値
 $V_{ls2d} = \xi_1 \times \xi_2 \times \phi_{us} \times V_{ls2u}$
= $0.90 \times 0.90 \times 4690.2e3$ (④以外)
= 3799 kN

照査ケース 4 ④D(+T) [せん断を受ける鋼筋の限界状態1]

ウェブの板幅 Hw = 1964 mm
ウェブの板厚 Tw = 13 mm
垂直補剛材間隔 A = 1375 mm
パネルのアスペクト比 $\alpha = A / Hw$
= 0.700102

対角線角度 $\theta = \text{atan}(Hw / A)$
= 0.960002

鋼筋のヤング係数 Es = 2.0e5 N/mm²
降伏強度の特性値 $\sigma_{cy} = 355.0$ N/mm²

$V_{ls1u} = 2.2 \times (Tw^2) \times \sqrt{(Es \times \sigma_{cy})} \times \frac{2}{(1 + \alpha)} \times \sin \theta$ ($\alpha \leq 1.0$)
= 3019.1e3 N

せん断力を受ける鋼筋の限界状態1の制限値
= $0.90 \times 0.90 \times 3019.1e3$ (④以外)
= 2445 kN