令和７年道路橋示方書による単純合成鈑桁の設計例
～ 耐荷性能の評価を中心とした改定の主なポイントについて ～

設計小委員会　設計東日本部会
北山 暢彦　東 博年　佐野 泰如

１．はじめに

本稿では，令和７年道路橋示方書（以下，R7 道示）に準拠した，単純合成鈑桁の設計例を紹介する。ここでは全般的な設計計算一式を示すのではなく，R7 道示において大きな改定点となる，主桁の耐荷性能の評価について，具体的な数値を用いて紹介する。R7 道示では，橋の耐荷性能を満足させるために必要な機能として，「主桁・主構機能」，「床版・床組機能」，「立体的構造保持機能」という 3 つの機能が示され，それぞれの機能を担うための部材等の系統を必ず有していなければならないとされている。しかし，ここで示す単純合成鈑桁は，いわゆる従来鈑桁形式であり，対傾構や横構を有する構造である。これらの部材をみなし規定により配置し，従来の方法で設計することにより，立体的構造保持機能を有しているとみなすことができるため，本稿では対象外とする。

２．R7 道示改定の概要

R7 道示の改定においては，安全性の向上，技術開発・新技術導入の促進，ライフサイクルコストの縮減が図られ，適切な維持管理による橋の長寿命化が期待されている。また大きな改定のポイントとして，以下の３つが挙げられている[1)]。

① 新しい形式の提案に対しても適切に性能を評価するための枠組みを充実
② 様々な耐久技術の開発を見据え，耐久性能の評価方法を明確化
③ 令和６年能登半島地震を踏まえた対応(復旧性を向上させるための規定を充実)

①については，上部構造，下部構造，上下部部接続部のそれぞれが備えていなければならない機能系統という概念を導入し，それぞれの機能系統が，確実に機能を発揮できる状態であることについても照査することとしている。このとき，R7 道示に示されている荷重組合せだけでは機能系統が求められた機能を発揮できるための条件を満足しているとは限らないため，必要な荷重条件について橋ごとに検討を行い，必要に応じて適切な荷重条件を検討しなければならないと規定されている。

②について，R7 道示では橋を構成する部材ごとに必要な耐久性を確保しなければならないとしている。これに伴い，橋全体の設計耐久期間を定めるとともに，部材等の設計耐久期間を定めるようにしている。ただし，橋の耐荷性能が維持されることを想定する期間としての目標の期間である橋の耐久期間は，標準的に橋の供用期間と同じとしてよいとしている。また，部材等の設計耐久期間が，橋の設計耐久期間より短い場合には，それぞれの部材について適切に補修や更新等の維持管理を行うよう設計されなければならないとしている。疲労に対する耐久性能については，100 年間の計画交通量に対応する荷重の繰返し載荷に対して，疲労設計曲線を用いて評価することが標準とされている。また風による振動に伴う疲労についても，制振方法の検討について記載されている。

③については，令和６年能登半島地震において，橋の区間の通行性に深刻な影響を及ぼす事例が見られたため，橋の区間につながる区間を，橋梁接続区間と定義し，橋の設計を行う場合に何らかの配慮を求めることとしている。また，落橋防止システムについては，地震時にあらゆる上部構造の動きに対応して，上下部接続部や下部構造から逸脱して落下することがないよう求めており，構造の名称を含め関連の規定が見直されている。直近では令和８年熊本地震が発生しており，R7 道示の改定内容の有効性の評価は，今後の検討結果が待たれる。

３．試設計

（１）設計条件

試設計対象橋梁の構造諸元を**表-3.1**に，断面図及び上部構造を構成する部材の３次元図をそれぞれ**図-3.1**及び**図-3.2**に示す。なお，これらは設計例[2)]と同様の構造諸元である。

橋の耐荷性能の評価にあたり，上部構造が有すべき機能系統としてR7道示Ⅰ共通編（以下，［道示Ⅰ］）2.4.2に規定された以下３機能系統を担う部材等を**表-3.2**のように決定した。

・主桁・主構機能系統

・床版・床組機能系統

・立体的構造保持機能系統

また，上部構造の立体的な機能を満足させるために，R7道示Ⅱ鋼部材・鋼上部構造編（以下，［道示Ⅱ］）11.3.2対傾構及び［道示Ⅱ］11.3.3横構の規定も満足させた。

橋の耐荷性能については，［道示Ⅰ］5.2.1(1)に従い各機能系統を構成する部材の耐荷性能で代表させることとした。［道示Ⅰ］5.2.1(5)によると，変動作用および偶発作用支配状況において，橋の状態としての適合性を吟味したうえで一部の部材において限界状態１を超える状態を想定することも可能であるが，本書では各部材がそれぞれ限界状態１から限界状態３の全てを超えないものと定めた。なお，限界状態２の導入により，例えば既設橋拡幅時に既設桁に適用することで補強が不要になる等のメリットが考えられる。**表-3.2**に，部材毎に設定した限界状態を合わせて示す。

表-3.1 構造諸元

重要度	B種
耐荷性能	耐荷性能２
設計供用期間	100年
構造形式	単純活荷重合成鈑桁橋
床版	RC床版（σ_{ck}= 30 N/mm^2）
橋長（支間長）	34.000m（33.000m）
総幅員（有効幅員）	9.700m（8.500m）
支承条件	A1：固定、A2：可動
活荷重	B活荷重
設計震度	Kh1 = 0.20（レベル１地震動） Kh2 = 0.60（レベル２地震動）

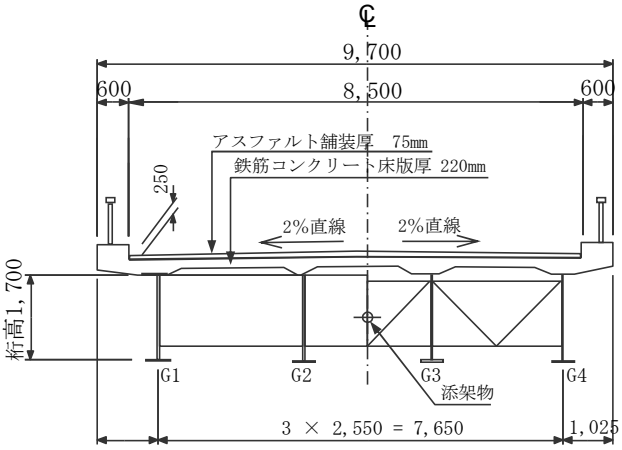


図-3.1 断面図

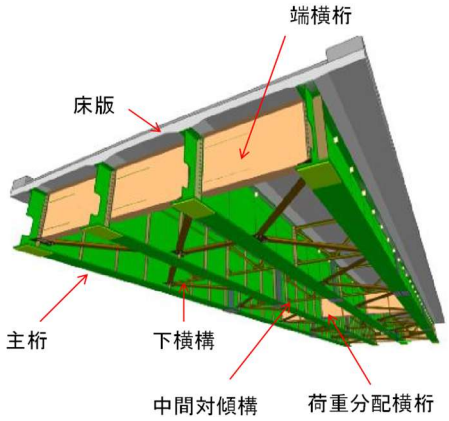


図-3.2 上部構造を構成する部材

表-3.2 部材別の限界状態

部材等	永続作用	変動作用		偶発作用
	鉛直方向	鉛直方向（活荷重等）	水平方向（風荷重等）	水平方向（地震荷重等）
主桁・主構機能系統				
床版	限界状態１	限界状態１	－	－
主桁	限界状態１	限界状態１	限界状態１（ずれ止め）	限界状態１（ずれ止め）
床版・床組機能系統				
床版	限界状態１	限界状態１	－	－
端横桁	限界状態１	限界状態１	－	－
立体的構造保持機能系統				
床版	－	－	限界状態１	限界状態１
荷重分配横桁	限界状態１	限界状態１	限界状態１	限界状態１
中間対傾構	限界状態１	限界状態１	限界状態１	限界状態１
端横桁	－	－	限界状態１	限界状態１
下横構	－	－	限界状態１	限界状態１

（２）主桁の設計

１）曲げモーメントを受ける鋼桁

R7 道示では，鋼部材およびコンクリート部材等で限界状態 2 の定義の充実が図られた。限界状態 1 や 2 は，基本的には橋の設計供用期間中に時々刻々応答が変化しつつも，その限界状態を超えない範囲であれば定常的かつ安定的に，荷重変位曲線の載荷・除荷経路が変わらないことが担保されるように定義されている。部材等の限界状態の定義を**表-3.3** に示す。

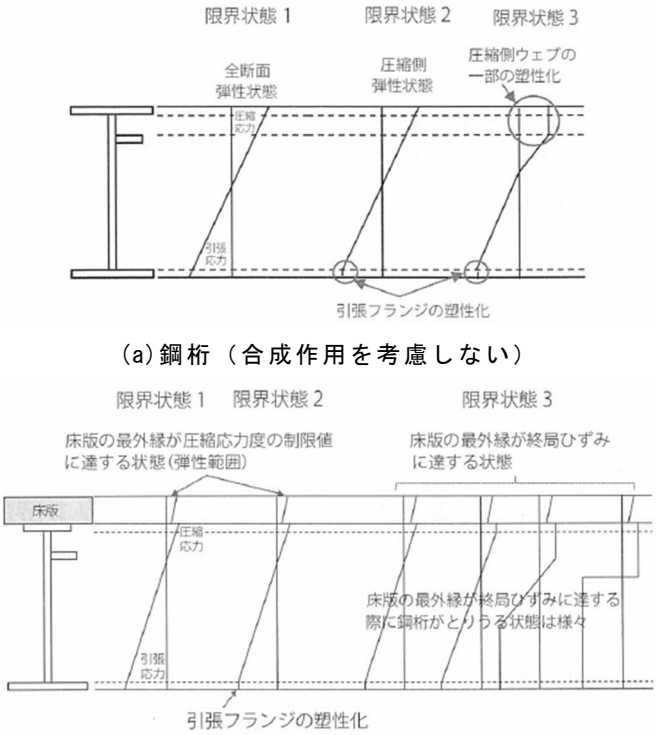
表-3.3 部材等の限界状態

限界状態 1	1)から 3)のすべてを満足する。 1)部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態 2)部材等の能力を低下させる変位および振動に部材等が至らない限界の状態 3)部材等の設計で前提とする耐荷機構が成立している限界の状態
限界状態 2	1)かつ 2)，または，1)かつ 3)を満足する。 1)部材等の挙動が可逆性を失うものの，作用の繰返しに対して耐荷力を安定して発揮できる限界の状態 2)部材等としての最大強度点を超えず，部材等の能力を低下させる残留変位の急増や剛性の急変に部材等が至らない限界の状態 3)部材等に十分な塑性変形能が残存する限界の状態
限界状態 3	部材等の挙動が可逆性を失うものの，耐荷力を完全には失わない限界の状態

表-3.3 における限界状態 2 の 1)および 3)を同時に満足する限界の状態は，レベル 2 地震動を含む設計状況において，橋脚躯体構造の一部が塑性変形によるエネルギー吸収を踏まえた橋の耐荷性能を評価するためのもので，平成 29 年道路橋示方書（以下，H29 道示）が踏襲されている。

一方，1)および 2)を同時に満足する限界の状態は，レベル 2 地震動を含む設計状況や，柱や梁などの部材等がおかれる断面力の組合せに関係なく，材料の一部が塑性化し，繰返しその状態に達したとしても，荷重変位曲線における除荷・再載荷時の剛性や割線剛性の低下は限定的で，残留変位は急増することのない状態にとどまることが意図されおり，R7 道示で新たに追加された。

ここで，I 形断面の鋼桁の限界状態 1 から 3 の断面強度の特性値について耐荷機構を**図-3.3** に示す。ここで，引張フランジが塑性化することに伴う中立軸位置の変化も考慮する。



(a)鋼桁（合成作用を考慮しない）

(b)コンクリート系床版を有する鋼桁（合成作用を考慮）

図-3.3 曲げモーメントを受ける鋼桁の限界状態 [3)]

［道示Ⅱ］5.5.5.2 では，限界状態 2 は，鋼桁の腹板やフランジには，腹板に残留変形が現れない範囲で，引張側鋼材で一部の塑性化が許容され，桁として残留変位の増加や剛性の低下が顕著にならないことが示されている。そして，実験結果に対して安全側にとどまるよう引張降伏している領域が引張フランジの全断面を超えないこととされている。

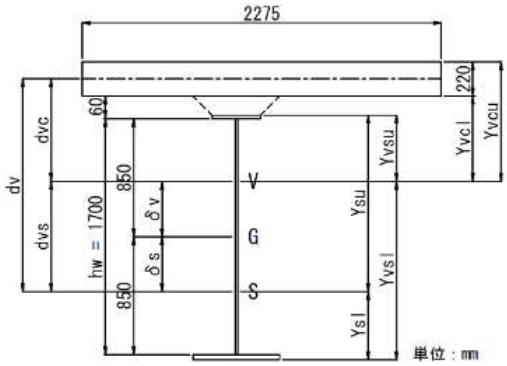
また，合成作用を考慮しない鋼桁の限界状態 3 については，実験結果などから圧縮側のフランジと水平補剛材位置までの腹板の範囲を圧縮柱のように捉え，弾性応答する耐荷機構が考えられている。また，合成作用を考慮するコンクリート系床版を有する鋼桁の限界状態 3 は，圧縮側コンクリートの最外縁のひずみが終局ひずみに達する限界の状態と捉え，制限値が規定されている。

これらの規定は，実験結果からある程度の知見が蓄積された範囲に限定して定められており，適用の範囲が直線桁かつ面内に載荷を受けるとみなせる状態や，I 形，U 形の断面を有する場合などが併せて規定されている。

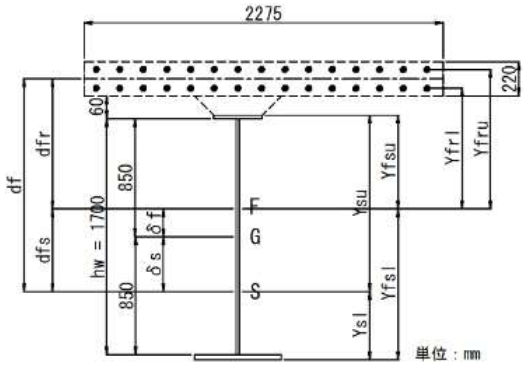
次に，設計例[4)]に示す断面を用いて，R7 道示による曲げモーメントを受ける鋼桁の試算を紹介する。対象は合成桁のため，次の２つの状態について照査を行う。また，対象とした断面諸元を**図-3.4**，および**表-3.4** に示す。

・架設時（合成前）は，鋼桁の耐荷性能として［道示Ⅱ］5.5 の規定に従い，各限界状態に対して断面力照査を行う。

・完成時（合成後）は，コンクリート床版を有する鋼桁の耐荷性能として，［道示Ⅱ］11.7 の規定に従い，各限界状態に対して断面力照査を行う。



(a) 鋼桁･コンクリート合成断面



(b) 鋼桁＋鉄筋断面

図-3.4 対象断面

表-3.4 断面諸量

	鋼桁・コンクリート合成断面	鋼桁＋鉄筋断面
床 版	2275×220	上段 D19-19 本 下段 D19-19 本
U-Flg	310×28 (SM490Y)	
Web	1700× 9 (SM490Y)	
L-Flg	550×32 (SM490Y)	

■架設時（合成前）の制限値

限界状態１の曲げモーメント制限値は，鋼桁全体が弾性挙動する限界の状態と考えるため，平面保持が成立している断面として，以下の手順により曲げモーメントの制限値を算出する。

①各応力度の制限値算出［道示Ⅱ］5.5.4.2

②着目する応力度位置の断面係数 W を算出

③①×②により曲げモーメント制限値を算出

ここで，各応力度の制限値を示す。

・引張応力度の制限値［道示Ⅱ］5.4.6 より

$\sigma_{tud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Ut} \cdot \sigma_{yk}$

$= 0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 355 = 271.6$ N/mm^2

ここに，σ_{tud} ：曲げ引張応力度の制限値 (N/mm^2)

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_{Ut} ：抵抗係数

σ_{yk} ：鋼材の降伏強度 (N/mm^2)

・曲げ圧縮応力度の制限値［道示Ⅱ］5.4.6 より

$\sigma_{cud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{brg} \cdot \sigma_{yk}$

$= 0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 0.690 \times 355 = 187.4$ N/mm^2

ここに，σ_{cud} ：曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm^2)

Φ_U ：抵抗係数

ρ_{brg} ：曲げ圧縮による横倒れ座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数

・局部座屈に対する圧縮応力度の制限値［道示Ⅱ］5.4.2 より

$\sigma_{crld} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{crl} \cdot \sigma_{yk}$

$= 0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 1.00 \times 355 = 271.6$ N/mm^2

ここに，σ_{crld} ：局部座屈による圧縮応力度の制限値 (N/mm^2)

ρ_{crl} ：局部座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数

限界状態１における曲げモーメントの制限値

限界状態 1 に対する制限値 M_{1s1d} を**表-3.5** に示す。

表-3.5 曲げモーメントの制限値 M_{1s1d}

	σ (N/mm^2)	W (mm^3)	曲げモーメント (kN･m)
引張応力度	271.6	31506194	8557
曲げ圧縮応力度	-187.4	-20599521	3860
圧縮応力度（局部座屈）	-271.6	-20599521	5595
M_{1s1d}	－	－	3860

限界状態２における曲げモーメントの制限値

限界状態２に対する制限値 M_{1s2d} は，［道示Ⅱ］5.5.5.2(3) に規定する引張側フランジが降伏

に至る前に，**表-3.5** に示す横倒れ座屈による圧縮応力度の制限値で決まるため，曲げモーメントの制限値 M_{1s2d} は，［道示Ⅱ］5.5.4.2 の規定による限界状態 1 の M_{1s1d} となる。

$M_{1s2d} = M_{1s1d} = 3860$ kN･m

限界状態 3 における曲げモーメントの制限値

限界状態 3 に対する制限値 M_{1s3d} は，［道示Ⅱ］5.5.6.2 から **表-3.6** により算出する。

表-3.6 曲げモーメントの制限値 M_{1s3d}

水平補剛材有り		
$\alpha \leqq 0.2$	$\alpha > 0.2$	
	$M_{cu} > \frac{I}{yc} \cdot \sigma_{ykf}$	$M_{cu} \leqq \frac{I}{yc} \cdot \sigma_{ykf}$
M_{cud}	$\rho_{brg} \cdot M_{cud}$	min（M_{cud}, M_{rud}）

$\alpha = 0.952 > 0.2$ かつ，

$M_{cu} = 8101$ kN･m $> \frac{I}{yc} \cdot \sigma_{ykf} = 7314$ kN･m より

$M_{1s3d} = \rho_{brg} \cdot M_{cud} = 0.690 \times 6197 = 4276$ kN･m

ここに，

α ：座屈パラメータ

ρ_{brg}：曲げ圧縮による横倒れ座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数

I ：総断面の中立軸まわりの断面二次モーメント（mm^4）

y_c ：桁の総断面の中立軸から圧縮縁までの距離（mm）

σ_{ykf} ：フランジの降伏強度の特性値（N/mm^2）

M_{cu} ：圧縮フランジの局部座屈に対する曲げモーメントの特性値（N･mm）

M_{cud}：圧縮フランジの局部座屈に対する曲げモーメントの制限値（N･mm）

M_{rud} ：横倒れ座屈に対する曲げモーメントの制限値（N･mm）

■完成時（合成後）の制限値

変動作用支配状況および永続作用支配状況における鋼桁・コンクリート合成断面と鋼桁＋鉄筋断面の制限値について，以下に示す。

鋼桁・コンクリート合成断面の制限値

・限界状態 1 は，［道示Ⅱ］11.7.6 より引張側フランジ縁が引張応力度の制限値を超えない。または，圧縮フランジ縁が圧縮応力度の制限値を超えない限界の状態とする。

・限界状態 2 は，［道示Ⅱ］11.7.7 より引張側フランジが降伏するものの，引張側フランジと腹板の縁が引張応力度の制限値を超えない。または，圧縮フランジ縁が圧縮応力度の制限値を超えない限界の状態とする。

・限界状態 3 は，［道示Ⅱ］11.7.8 より部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとして特性値を算出し，抵抗側の部分係数を乗じて算出した制限値を超えない限界の状態とする。

・各限界状態の制限値を算出する際のコンクリートおよび鋼材の応力度-ひずみ曲線を **図-3.5** に示す。

ここで，曲げモーメント M は，**図-3.5** の応力度-ひずみ曲線を用いて，**図-3.6** に示す各限界状態で規定された引張側フランジの降伏ひずみ ε_s と圧縮コンクリートの最外縁の終局ひずみ 0.0035 に達する状況におけるひずみ分布から **図-3.7** に示す引張力 T と圧縮力 C の力のつり合いにより算出する。なお，限界状態 1，2 の曲げモーメントは，［道示Ⅱ］5.4 で算出される制限値（σ_{tud}，σ_{cud}）を使用するため留意する。

以上より，鋼桁・コンクリート合成断面の各限界状態における曲げモーメントの制限値を **表-3.7** に示す。

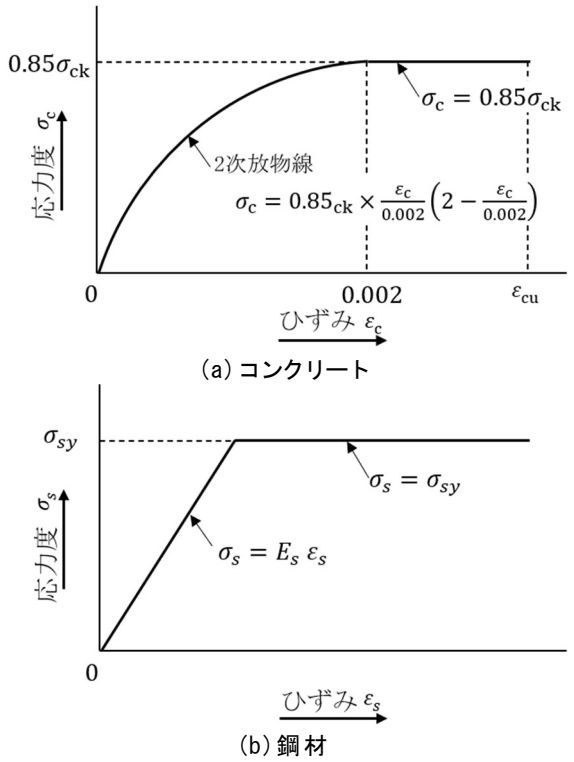


図-3.5 コンクリートおよび鋼材の応力度-ひずみ曲線

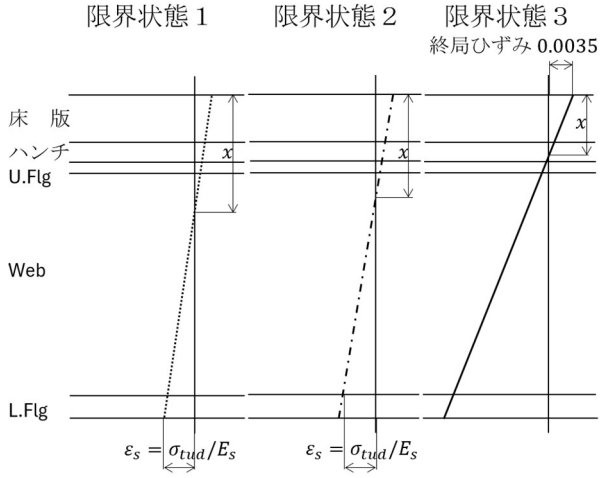
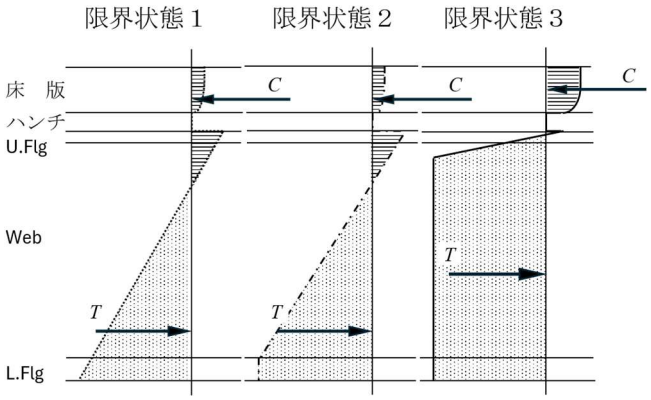


図-3.6 各限界状態におけるひずみ分布図



$$C + T = 0,\ M = C \cdot y + T \cdot y$$

図-3.7 各限界状態における応力図

表-3.7 曲げモーメントの制限値（鋼桁・コンクリート合成断面）

	床版上面～中立軸 x(mm)	特性値 M_{lsu} (kN・m)	ξ_1	ξ_2	Φ_U	制限値 M_{lsd} (kN・m)
限 1	626.1	－	－	－	－	11116
限 2	623.9	－	－	－	－	11275
限 3	260.5	17405	0.90	0.90	0.80	11278

表-3.8 曲げモーメントの制限値（鋼桁＋鉄筋断面）

	床版上面～中立軸 x(mm)	特性値 M_{lsu} (kN・m)	ξ_1	ξ_2	Φ_U	制限値 M_{lsd} (kN・m)
限 1	1064.8	－	－	－	－	9926
限 2	1059.4	－	－	－	－	10136
限 3	［道示Ⅱ］11.7.8.4(4)より，限界状態 2 と同じ					

<u>鋼桁＋鉄筋断面の制限値</u>

表-3.8 に鋼桁＋鉄筋断面の各限界状態における曲げモーメントの制限値を示す。算定に当たっては以下の方針による。

・正曲げモーメントに対する制限値を算出する。

・限界状態 1，2 は，鋼桁・コンクリート合成断面と同じ状態の考え方で算出する。

・限界状態 3 は，［道示Ⅱ］11.7.8.4(2)の解説に示すようにコンクリートの圧壊により定まる耐力であり，鋼桁＋鉄筋断面ではコンクリートを考慮しない断面のため，条文(2)に該当しない。よって，同項(4)の適用となり，限界状態 2 の制限値と同じになる。

■曲げモーメントによる照査

R7 道示の改定により，これまでの応力度による照査から曲げモーメントによる断面力照査が示された。しかしながら，コンクリートに生じるクリープや乾燥収縮による軸力，およびコンクリートと鋼桁の温度差により生じる軸力は，骨組格子解析により算出される死・活荷重曲げモーメントと単純に足し合わせることができない。また，作用する軸力のひずみを初期ひずみとして制限値に組み合せることも考えられるが，温度差や温度変化などの荷重の組合せごとに制限値が与えられることとなり，断面の安全性を把握する観点では煩雑となり，実務的に課題がある。よって，クリープ，乾燥収縮，温度差の影響は，原則，応力度による照査により断面を決定し，適切に安全性を評価する必要がある。

以上から，ここでは，死・活荷重による作用曲げモーメントの応答値と制限値を比較し，断面力の照査とする。**表-3.9** に作用曲げモーメント，**表-3.10** に断面力による照査結果を示す。

表-3.9 作用曲げモーメント (kN·m)

	① 永続作用支配状況	② 変動作用支配状況
死荷重 D（前）	3158	3158
死荷重 D（後）	525	525
活荷重 L	－	4351
作用曲げモーメント	3683	8034

表-3.10 断面力による照査結果 (kN·m)

	①永続作用支配状況			②変動作用支配状況		
	応答値	制限値	判定	応答値	制限値	判定
限 1	3683	9926	Ok	8034	11116	Ok
限 2		10136	Ok		11275	Ok
限 3					11278	Ok

２）せん断力を受ける鋼桁

鋼桁では，腹板に過大なせん断力が作用すると，せん断座屈が生じ，面外変形に非線形性が顕在化した後，腹板パネルにおいて対角線方向に引張応力が卓越する「斜張力場」による耐荷機構へ移行する。鋼桁は，このような後座屈強度が期待できるといった特性を有しており，許容応力度法を主軸としたこれまでの道示においても，この斜張力場による後座屈強度が許容応力度の設定に反映されてきた。そして，H29 および R7 道示における限界状態設計法と部分係数法による設計体系においても，基本的には従前の規定が踏襲されている。

令和７年の改定では，平成 29 年以降に新たに実施された載荷試験結果や理論的な研究成果を踏まえて規定の刷新が行われた。具体的には，直線部材かつ垂直補剛材を有するといった条件において，腹板の降伏以降の耐荷機構の形成過程を考慮できるように，新たに以下のような限界状態１から３の規定が追加された。なお，直線部材かつ垂直補剛材を設置しない場合および直線部材以外においては，H29 道示と同様の照査になることに留意が必要である。

限界状態 1：垂直補剛材とフランジまたは水平補剛材に囲まれた腹板の斜張力場となる腹板表面の一部が降伏する限界の状態

限界状態 2：斜張力場で降伏域が拡がり塑性変形が急増し始める限界の状態

限界状態 3：これらの降伏がさらに進展して最大強度点に達する限界の状態

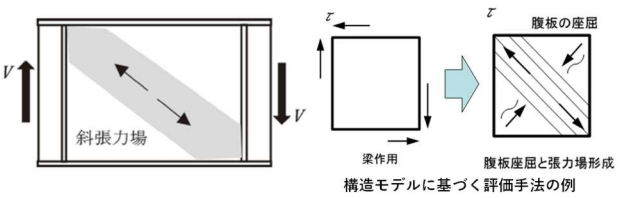
図-3.8 に，せん断力を受ける鋼桁の耐荷機構と限界状態２の耐荷力式を示し，以下にポイントについて概説する。

第１項：斜張力場の引張応力の負担分

第２項：隅角部の圧縮応力の負担分

式先頭の係数：耐荷機構の理論値と部材等の断面強度とを関連付ける係数

平成 29 年以後に行われた複数の繰返し載荷実験結果や数値解析結果の分析に基づいた特性値も提案されている。しかし，参照した実験や数値解析の寸法等の諸元が限定的であることも考慮し，R7 道示の改定にあたって，過去の設計実績に対するキャリブレーションが行われた。



［道示Ⅱ］5.5.5.3 せん断力を受ける鋼桁の限界状態２耐荷力式（特性値）

$$V_{ls2u} = 2.2t_w^2\sqrt{E\sigma_{yk}}\left(\underbrace{\frac{2}{1+\alpha}\sin\theta_b}_{\text{斜張力場 引張抵抗}}+\underbrace{\frac{1}{\sqrt{6}}}_{\text{隅角部 圧縮抵抗}}\right)$$

※垂直補剛材有り，水平補剛材無し，$\alpha \leqq 1.0$

図-3.8 せん断力を受ける鋼桁の耐荷機構と耐荷力式[3)]

以下に，限界状態２の制限値の計算例を示す。

せん断力の制限値（限界状態 2）

…［道示Ⅱ］5.5.5.3

<u>せん断力の特性値</u>　（α ＞1.0）

V_{1s2u}＝t_w×(b_w-b_{bw})×τ_{yk}

＋2.2×t_w^2×√(E×σ_{yk})×(sinθ_b＋1/√6)

＝9×(1700-1360)×205

＋2.2×9^2×√(200000×355)×(0.703+1/√6)

＝2296.2 kN

<u>せん断力の制限値</u>

V_{1s2d}＝ξ_1×Φ_{us}×V_{1s2u} …［道示Ⅱ］式(5.5.11)

＝0.90 × 0.90 × 2296.2 = 1859.9 kN

せん断降伏強度の制限値

V_{ud}＝b_w×t_w×τ_{ud}＝1700×9×157＝2402.1 kN

せん断力の制限値

V_{1s2d}＝min(1859.9,2402.1)＝1859.9 kN

※パラメータ

垂直補剛材間隔 a＝1375mm，腹板高 b_w＝1700mm，

腹板厚 t_w＝9mm，下段の腹板高 b_{bw}＝1360mm，

下段の腹板パネルのアスペクト比

α_b＝a/b_{bw}＝1375/1360＝1.011，

対象パネルの水平面からの対角線方向の角度

sinθ_b＝1360/√(1360^2+1375^2)＝0.703

（３）水平方向の作用に対する照査

床版部材には風および地震の水平方向の変動・偶発作用支配状況に対しても耐荷性能を確保することが求められている。連続桁の中間支点部を含む水平方向の作用に対する照査例は，細幅箱桁の設計例[5)]に示されており，様々な橋梁諸元において安全側の照査となるよう，上部構造に作用する風荷重および地震荷重に対してすべて床版で抵抗するものとし，支間部と中間支点部に分けて床版部材の照査方針を示している。これを基本として R7 道示を適用した照査方針を以下に示す。

鉛直方向の作用による主桁の曲げモーメントが正となる支間部では床版コンクリート断面を主桁の抵抗断面として見込み，偶発作用支配状況における制限値は[道示Ⅱ]11.7.6.2(限界状態 1,他の限界状態も同値)の規定による。主桁の曲げモーメントが負となる連続桁の中間支点部では床版コンクリート断面を主桁の抵抗断面として見込まず， 偶発作用支配状況における制限値は R7 道示Ⅲコンクリート部材・コンクリート上部構造編(以下,[道示Ⅲ])5.7.2(限界状態 1),5.8.2(限界状態 2),5.9.2（限界状態 3）の規定による。

令和 7 年の道示改定では[道示Ⅲ]5.8.2 に，可逆性を失うものの繰返し荷重に対して安定した耐荷力を発揮できる状態，かつ，残留変位の急増や剛性の急変に至らない状態として鉄筋コンクリート部材の限界状態 2 が新たに規定された。この限界状態 2 の考え方を適用した抵抗曲げモーメントの算出例を以降に示す。なお，本橋は単純桁であり中間支点は無いが，床版の水平方向の照査例として[道示Ⅲ]を適用した一例である。

[道示Ⅲ]で鉄筋コンクリート部材の限界状態は次のように規定されている。

限界状態 1 の制限値は **図-3.9** に示すように部材の最外縁の引張鉄筋が降伏強度に達するときの降伏曲げモーメントを特性値として算出する（[道示Ⅲ]5.7.2)。

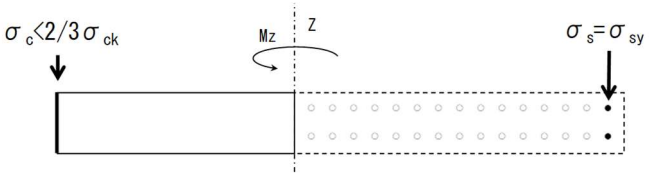


図-3.9　鉄筋コンクリート部材の限界状態 1 の模式図

限界状態 2 の制限値は **図-3.10** に示すように部材の全ての引張側鉄筋が降伏強度に達するときの全降伏曲げモーメントを特性値として算出する（[道示Ⅲ]5.8.2)。

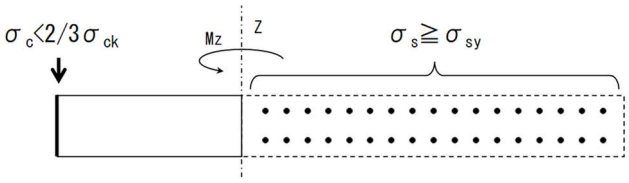


図-3.10　鉄筋コンクリート部材の限界状態 2 の模式図

限界状態 3 の制限値は **図-3.11** に示すように部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの破壊抵抗曲げモーメントを特性値として算出する（[道示Ⅲ]5.9.2)。

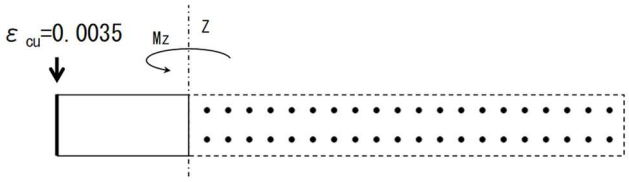


図-3.11　鉄筋コンクリート部材の限界状態 3 の模式図

これらの限界状態 1～3 の規定に基づいて算出した特性値および制限値を**表-3.11** に示す。なお，本稿のレベル 2 地震動による断面力は 8,698kN・m であり，限界状態 1 を超えない。

なお，床版断面の諸元は設計例[2)]のものを用いた（**図-3.12**)。

表-3.11 特性値・係数・制限値一覧

	特性値 (kN・m)	係数	制限値 (kN・m)
限界状態1	36,667	ξ_1=1.0 ϕ_u=1.0	36,667
限界状態2	59,982	ξ_1=1.0 ϕ_u=1.0	59,982
限界状態3	62,090	ξ_1=1.0 ξ_2=0.9 ϕ_u=1.0	55,881

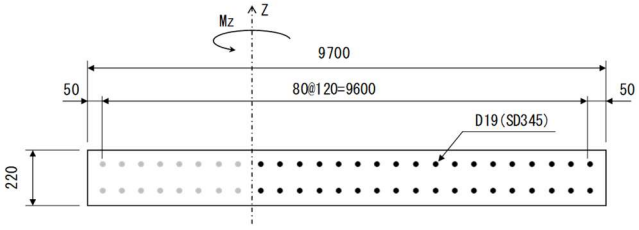


図-3.12 床版の断面諸量

表-3.11 の限界状態 2 の特性値 59,982kN・m は，全ての引張側鉄筋の降伏ではなく，圧縮側のコンクリートが 2/3σck に到達することにより決定している。また，限界状態 3 では部材・構造係数 ξ_2=0.9 が考慮される影響で，制限値は限界状態 2 よりも小さな値となっている。

床版張出し部が一部塑性化しても活荷重載荷範囲内が限界状態 1 を超えていなければ，特段の制限なく自動車が通行できる路面は保持できていると考えられる。そこで，床版部材の限界状態 2 の照査例として，**図-3.13** に床版張出し部の部分的な塑性化を許容した状態の模式図を示し，この状態で算出した特性値および制限値を**表-3.12** に示す。

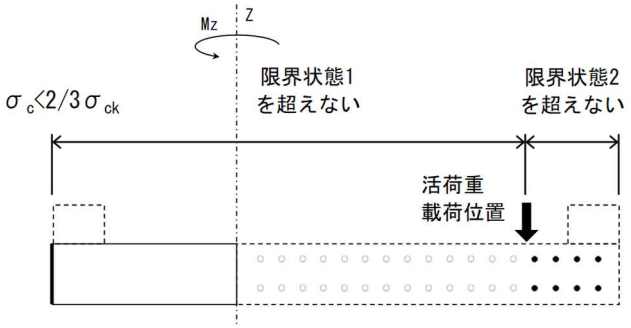


図-3.13 床版張出し部が塑性化する状態の模式図

表-3.12 特性値・係数・制限値一覧

	特性値 (kN・m)	係数	制限値 (kN・m)
張出し部 降伏時	40,730	ξ_1=1.0 ϕ_u=1.0	40,730

算出した制限値は 40,730kN・m となり，限界状態 1 の制限値 36,667kN・m と比べて 11%程度大きな値となった。

なお， 床版張出し部の降伏を許容する場合は，その降伏範囲が合成桁としての有効幅の範囲外となるよう，鉄筋量を増すことによって降伏範囲を制御するか，非合成桁として設計する必要がある。

４．その他の改定点について

（１）温度差の影響

温度差の影響については，［道示Ⅰ］8.11 において規定が見直され，「鋼,コンクリートが複合する桁」が追加された。さらに，箱形断面で腹板が鋼材の場合には，左右の腹板に 15℃の温度差が生じる影響を考慮し，左側が高温となる場合と右側が高温となる場合の双方を検討する必要があるとされている。

（２）SBHS700（W）の追加

鋼材に関しては,［道示Ⅱ］1.4.2 および 4.1.2 等において SBHS700(W)が追加され，軸力を受ける部材に限定して照査基準が規定された。SBHS700(W)に関する主な改定事項を**表-4.1** に示す。

表-4.1 SBHS700(W)に関する主な改定事項

材料特性	JIS に基づく
耐荷性能	軸方向引張力を受ける部材，軸方向圧縮力を受ける両縁支持板，自由突出板など規定化
耐久性能（疲労）	従来鋼に準じる
製作性	入熱量 5,000J/mm 以下．余熱温度 50℃．プレス矯正によるひずみ取りは施工試験による

なお，高い降伏比の影響を考慮し，塑性化を考慮する部材や鋼桁，トラス橋の弦材，隅角部などは適用範囲外とされている。

（３）相反応力部材の照査

相反応力部材については，［道示Ⅱ］5.1.3 において規定が整理され，これまでの道示による場合と同等の水準の照査を行う目的から，Ⅰ編 3.2 の設計状況に対する照査とは別に照査を行うことや，照査式が条文化された。

（４）二次部材の廃止

部材の細長比については，［道示Ⅱ］5.2.2 の改定により，耐荷性能の評価において，部材等がどの機能系統を担うか特定し，機能の観点からそれぞれの部材等に求められる状態を達成するとされたため，部材には「主要部材」や「二

次部材」といった区分はなく「二次部材」の規定は廃止された（**表-4.2**）。

表-4.2　部材の細長比

部　材	細長比 (l/r)
圧縮部材	120
引張部材	200

（５）鋼桁の最小腹板厚の見直し

鋼桁の腹板厚については，［道示Ⅱ］5.5.3.2 において，水平補剛材を 1 段用いる鋼桁を対象とした実験的・解析的研究の結果から，最小板厚の規定値が変更された。また，施工実績を踏まえて，水平補剛材を 2 段設ける場合の規定は削除された。さらに，直線桁とそれ以外の桁で規定が整理された（**表-4.3**）。

表-4.3　腹板の板厚

		SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W
直線桁	水平補剛材のないとき	b/152	b/131	b/124
	水平補剛材を 1 段用いるとき	b/256	b/243	b/229
それ以外	水平補剛材のないとき	b/152	b/131	b/124
	水平補剛材を 1 段用いるとき	b/256	b/221	b/208

		SBHS400 SBHS400W	SM570 SM570W	SBHS500 SBHS500W
直線桁	水平補剛材のないとき	b/117	b/110	b/107
	水平補剛材を 1 段用いるとき	b/216	b/204	b/198
それ以外	水平補剛材のないとき	b/117	b/110	b/107
	水平補剛材を 1 段用いるとき	b/196	b/185	b/180

（６）合成作用を考慮する際の各限界状態におけるコンクリートと鉄筋の制限値の見直し

合成作用を考慮する際の床版コンクリートおよび鉄筋の制限値については，［道示Ⅱ］11.7 において見直しが行われた。具体的には，従来値の丸め処理のほか，偶発作用が支配的な状況に対する制限値の追加が行われている。また，設計基準強度 40N/mm^2 までの床版コンクリートの圧縮応力度および引張応力度の制限値が新たに規定された。

（７）立体的構造保持部材

立体的構造保持部材については，［道示Ⅱ］13 章に新たに規定が設けられ，上部構造全体として立体的構造を保持するために，立体的構造保持部材に求める所要の立体的構造保持機能の水準が明確となるよう，立体的構造保持機能のみを担う部材として構成された上部構造形式に対して，それらが満足すべき条件等が規定された。なお，従来の横構および対傾構に関する規定は，標準的な橋梁において，これらを満足するとみなせる条件として位置付けられている。このため，横構および対傾構は立体的構造保持部材として扱われることで，（４）項に示すとおり「二次部材」の規定が廃止された。

５．まとめ

橋の耐荷性能を満足させるために必要な機能として，3 つの機能系統の考え方が導入されて，性能照査型の規定が概成し，設計の自由度が高まったが，上部構造のみでなく，下部構造，上下部接続部，橋梁接続区間も含めて検討することが求められる。

今回は上部構造として単純合成鈑桁の設計の主なポイントを示したが，今後は少数 I 桁，細幅箱桁の設計例の改訂も進めていきたい。

［参考文献］

1) 国土交通省：「橋、高架の道路等の技術基準」（道路橋示方書）の改定について，2025.8.
2) 日本橋梁建設協会：合成桁の設計例と解説，2024.4.
3) 白戸真大，横井芳輝，森本敏弘，平野秀一，松實崇博：道路橋示方書（令和７年）部材等に関連する改定事項，橋梁と基礎，Vol.60，pp.31-36，2026.
4) 日本道路協会：平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例，2018.6.
5) 日本橋梁建設協会：細幅箱桁橋の設計例と解説，2021.6.