

第 1 編 材料

1 設計規準における使用鋼材の歩み

1.1 土木分野

1.1.1 鋼鉄道橋設計標準

(1) 設計規準改訂の歩み

現在迄何度か改訂されてきている鋼鉄道橋の許容応力度の変遷を、鋼材強度と許容引張応力度の関係については表 1.1 に、また許容軸方向圧縮応力度については表 1.2 にまとめて示す。

表 1.1 より、わが国で鉄道橋に関する最初の示方書は明治 45 年(1912 年)に公布された鋼鉄道橋設計示方書とみられるが、その内容は AREA(アメリカ鉄道工学協会)のそれとほとんど同じであった。昭和 3 年(1928 年)メートル化に伴い示方書も改訂された。昭和 15 年(1940 年)土木学会において鋼鉄道橋標準示方書が作成され、このとき初めて SS41 材がルール化されている。昭和 31 年(1956 年)第 2 次世界大戦後の復興期にあたり設計示方書も当時の技術の進歩、調査研究の成果をとり入れて改訂され、基本的にはそれが昭和 45 年まで適用された。このとき 41 キロ鋼に対する許容引張応

表 1.1 許容引張応力度の変遷(鋼鉄道橋) (kg/cm^2)

示 方 書	鋼 材		許容引張応力度 (σ_{ta})	σ_B/σ_{ta}	σ_Y/σ_{ta}
	引張強度(σ_B)	降伏点(σ_Y)			
明治 45 年(1912)	4218	—	1125	3.75	—
昭和 3 年(1928)	3900	—	1200	3.25	—
昭和 15 年(1940)	4100	—	1200	3.42	—
昭和 31 年(1956)	4100	2300	1300	3.15	1.77
昭和 34 年(1959)	5000	3200	1800	2.78	1.78
〃	5500	3600	2000	2.75	1.80
昭和 45 年(1970)	4100	2400	1400	2.93	1.71
〃	5000	3200	1900	2.63	1.68
〃	5000 または 5300	3600	2100	2.38	1.71
昭和 49 年(1974)	4100	2400	1400	2.93	1.71
〃	5000	3200	1900	2.63	1.68
〃	5000 または 5300	3600	2100	2.38	1.71
〃	5800	4600	2600	2.23	1.77
昭和 58 年(1983)	4100	2400	1500	2.73	1.60
〃	5000	3200	2000	2.50	1.60
〃	5000 または 5300	3600	2200	2.27	1.64
〃	5800	4600	2600	2.23	1.77

表 1.2 許容軸方向圧縮応力度の変遷 (鋼鉄道橋) (kg/cm^2)

示 方 書	鋼材 種別	許 容 軸 方 向 圧 縮 応 力 度	1/r=0における値と	
			σ_{ta} との比	σ_y との比
明治45年	41キロ	$1125-4.92(1/r) \leq 984 \text{ kg/cm}^2$	0.875	—
昭和 3年	39キロ 相当	$1/r < 40$ 1000 $40 \leq 1/r < 100$ $1200-5(1/r)$ $100 \leq 1/r$ $7000000(r/1)^2$	0.833	1/2.3
昭和15年	41	$0 \leq 1/r < 100$ $1100-0.04(1/r)^2$ $100 \leq 1/r$ $7000000(r/1)^2$	0.917	1/2.09
昭和31年	41	$0 \leq 1/r < 110$ $1200-0.05(1/r)^2$ $110 \leq 1/r$ $7200000(r/1)^2$	0.924	1/1.92
昭和34年	50	$0 \leq 1/r < 90$ $1700-0.1(1/r)^2 \leq 1600$ $90 \leq 1/r$ $7200000(r/1)^2$	0.945	1/2.0
昭和45年	41	$0 < 1/r \leq 28$ 1250 $28 < 1/r \leq 130$ $1250-8.0(1/r-28)$ $130 < 1/r$ $7400000(r/1)^2$	0.893	1/1.92
	50	$0 < 1/r \leq 24$ 1700 $24 < 1/r \leq 115$ $1700-12.5(1/r-24)$ $115 < 1/r$ $7400000(r/1)^2$	0.895	1/1.88
	53キロ 鋼級	$0 < 1/r \leq 22$ 1900 $22 < 1/r \leq 105$ $1900-14.8(1/r-22)$ $105 < 1/r$ $7400000(r/1)^2$	0.905	1/1.90
昭和49年	41	昭和45年版と同一規定	0.893	1/1.92
	50	昭和45年版と同一規定	0.893	1/1.88
	53キロ	昭和45年版と同一規定	0.905	1/1.90
	58	$0 < 1/r \leq 20$ 2400 $20 < 1/r \leq 95$ $2400-21.1(1/r-20)$ $95 < 1/r$ $7400000(r/1)^2$	0.923	1/1.92
昭和58年	41	$0 < 1/r \leq 9$ 1400 $9 < 1/r \leq 130$ $1400-8.0(1/r-9)$ $130 < 1/r$ $7400000(r/1)^2$	0.933	1/1.71
	50	$0 < 1/r \leq 8$ 1900 $8 < 1/r \leq 115$ $1900-12.5(1/r-8)$ $115 < 1/r$ $7400000(r/1)^2$	0.950	1/1.68
	53キロ 鋼級	$0 < 1/r \leq 8$ 2100 $8 < 1/r \leq 105$ $2100-14.8(1/r-8)$ $105 < 1/r$ $7400000(r/1)^2$	0.955	1/1.52
	58	$0 < 1/r \leq 10$ 2600 $10 < 1/r \leq 95$ $2600-21.1(1/r-10)$ $95 < 1/r$ $7400000(r/1)^2$	1.000	1/1.77

力度 (以下 σ_{ta} という) が 1200 kg/cm^2 より 1300 kg/cm^2 に引き上げられた。なお、示方書に鋼材の降伏点が明示されたのもこのときからである (ちなみに AREA では 1950 年、ドイツ国鉄では 1951 年からである)。昭和 34 年 (1959 年) には当時普及し始めたきた 50 キロ級高張力鋼を対象とした高張

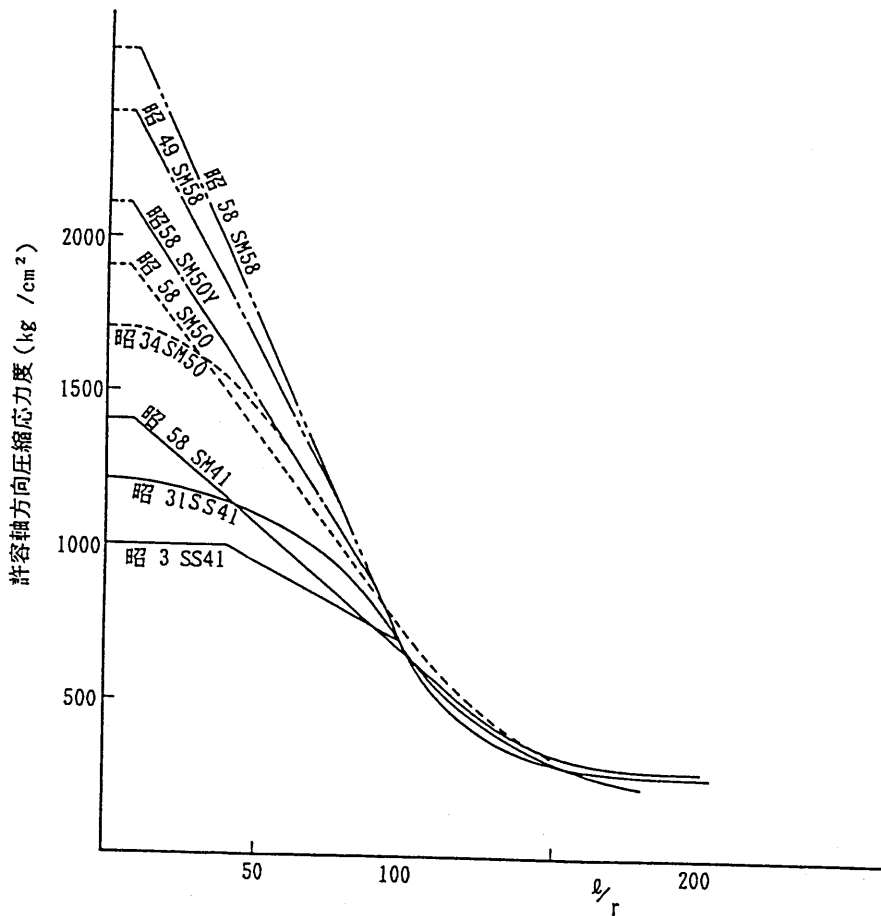


図 1.1 許容軸方向圧縮応力度

力鋼鉄道橋設計示方書案が国鉄より委託された土木学会の委員会で作成され、ここで初めて 50 キロと 55 キロ高張力鋼の σ_{ta} などが決められている。

その後昭和 45 年 (1970 年) に全面的な見直しが行われ、各クラスの鋼材の σ_{ta} はそれぞれ 100 kg/cm^2 ずつ引き上げられた。なおこの時対象とする鋼材として新 50 キロ鋼 (SM50Y, SM53) が初めてルール化され、その代わり昭和 34 年の時に対象となった SS50 がその姿を消している。昭和 49 年 (1974 年) の改訂増補時には、新たに 60 キロ鋼 (SM58) についての規定が追加された。さらに昭和 58 年 (1983 年) 国鉄より委託されてきた調査研究結果をとりまとめた大改訂が行われ、60 キロ鋼を除く各クラスの鋼材の σ_{ta} が 100 kg/cm^2 ずつ引き上げられている。

以上の経過をとりまとめた表 1.1 より許容引張応力度 (σ_{ta}) は降伏点の大略 $1/1.6 \sim 1/1.8$ の値をとっており、ここ 20~30 年の間に安全率は $0.1 \sim 0.2$ 程度低下していることがわかる (但し SM58 についてはルール化された後約 15 年間変わっていない)。

次に許容軸方向圧縮応力度について表 1.2 と図 1.1 にその変遷を示す。許容軸方向圧縮応力

度(以下 σ_{ca} という)は、昭和 3 年の改訂以前は適用する圧縮部材の長さが主要部材で $\ell/r = 100$ まで、2 次部材では 120 までであったので、オイラーの長柱座屈の範囲をとくに区別せず一つの直線式で与え、上限値 984 kg/cm^2 でそれを切る形をとっている。この場合、その上限値が適用される範囲は $\ell/r = 28.6$ までとなるが、この値は 1970 年の場合の SM41 に対するものの水平範囲とほぼ同じ値となっている。昭和 3 年の示方書以降は、非弾性座屈領域と弾性座屈領域とで区別したものとなっている。弾性座屈領域ではオイラーの長柱座屈荷重に対しほぼ 3.0 に近い安全率をもって定められている。このことはもっとも最近の昭和 58 年でも基本的に同じ考え方をとっている。この理由として、 ℓ/r の大きいものでは元湾曲や荷重の偏心による影響が大きく、荷重によって部材に有害な振動を生じ易くするなど、種々不利な条件があるからとしている。

非弾性座屈領域に対して規定する値は直線式あるいは放物線式などがあるが、昭和 3 年の示方書では直線式を、昭和 15 年、31 年および 34 年では 2 次式を用い、昭和 45 年の改訂では再び直線式になって、その後昭和 49 年、58 年と直線式を用いている。2 次式は数値の連続性を考えれば好ましいが、昭和 45 年の改訂の際は溶接部材に主眼をおいたため、残留応力や初期変形の影響を考えると、実験結果に近似させるにはむしろ直線式の方がよいと判断したためであろう。

表 1.2 より各クラスの鋼材の σ_{ca} の推移を個々にみるに、41 キロクラスでは明治 45 年の 984 kg/cm^2 より昭和 3 年にきりの良い数値 1000 kg/cm^2 に改められている。その後昭和 15 年、31 年とそれぞれ 100 kg/cm^2 ずつひき上げられ、 $1100, 1200 \text{ kg/cm}^2$ に改められている。昭和 45 年の改訂時にはさらに 50 kg/cm^2 ひき上げられ、 1250 kg/cm^2 となっている。そしてごく最近の昭和 58 年ではこれが一挙に 1400 kg/cm^2 と 150 kg/cm^2 ひき上げられている。これを極短柱の領域での安全率でみると昭和 3 年の 2.3 から昭和 58 年の 1.7 と徐々に低められてきているし、 σ_{ca} の σ_{ta} との比でみると、0.833 から 0.933 へと徐々に σ_{ta} に近づきつつある。50 キロクラスの鋼材について最初に規定がなされたのは昭和 34 年のことであって、そのときの $\sigma_{ca} = 1600 \text{ kg/cm}^2$ であった。それから昭和 49 年には 1700 kg/cm^2 と 100 kg/cm^2 ひき上げられ、昭和 58 年には 41 キロと同じく一挙に 1900 kg/cm^2 と 200 kg/cm^2 もひき上げられている。これを極短柱の安全率でみると、2.0 より 1.6 へと低められてきている。また σ_{ta} との比でみると 0.945 より 0.950 へ若干高められてきている。次に新 50 キロ鋼 (SM50Y, SM53) が最初に規定されたのは昭和 45 年の大改訂時であり、そのときの $\sigma_{ca} = 1900 \text{ kg/cm}^2$ であったが、昭和 58 年の大改訂時には大幅にひき上げられ 2100 kg/cm^2 となっている。これを極短柱の安全率でみると 1.90 より 1.52 へと急激に低められてきているし、 σ_{ta} との比でみると 0.905 から 0.955 へと急激に σ_{ta} に近づきつつある。60 キロクラスについては昭和 49 年に最初に規定されたにすぎず、その時の $\sigma_{ta} = 2600 \text{ kg/cm}^2$ であった。ところがごく最近の昭和 58 年の大改訂時にもその値には変化がなく約 10 年間据えおく形となっている。この場合の安全率は 1.77 であるが、 σ_{ta} との比は 1.0 とこのクラスのみ設定当初より $\sigma_{ca} = \sigma_{ta}$ とおかれている。

このように 60 キロ鋼の安全率だけが他の鋼材よりかなり大きい(引張りの場合も同様)。理由としては種々考えられるが、このクラスの実績も多くなっているし、製鋼技術のより高度化により一様伸びも以前に比し安定して大きくなっている現在、60 キロ鋼の安全率もそれ以下のものと同等としても良い状況にきていると考えて良からう。

ところで極短柱における安全率を許容引張応力度のそれより大きくすべきか、同じで良いかは議論のわかれるところと考えられるが、表 1.2 より σ_{ca} の σ_{ta} との比が 87.5% から 95.5% の間に分布

表 1.3 溶接部の許容応力度(昭和 6 年) (kg/cm^2)

作用断面力	工 場 溶 接	現 場 溶 接
引 張	900 (0.750)	750 (0.625)
圧 縮	1,000 (1.000)	830 (0.830)
せん断	700 (0.736)	580 (0.610)

()内の値は母材の許容応力度に対する割合

表 1.4 溶接部の許容応力度(昭和 58 年) (kg/cm^2)

工場溶接	開先溶接	引張・圧縮 応力度	1,500 (1.000)	2,000 (1.000)	2,200 (1.000)	2,600 (1.000)
		せん断応力度	850 (1.00)	1,150 (1.000)	1,250 (1.000)	1,500 (1.000)
	すみ肉溶接	ビード方向の引張・圧縮 応力度	1,500 (1.000)	2,000 (1.000)	2,200 (1.000)	2,600 (1.000)
		のど厚に関して引張・圧縮・せん断 応力度	850 (1.00)	1,150 (1.000)	1,250 (1.000)	1,500 (1.000)
現場溶接		上記の90%を原則とする				

()内の値は母材の許容応力度に対する割合

しており、少なくともこの 20 年間の動きでは σ_{ca} は σ_{ta} に徐々に近づきつつあることがわかる (但し、SM58 は昭和 58 年のもので $\sigma_{ca}/\sigma_{ta} = 1.0$ である)。

昭和 45 年以降の示方書では、許容曲げ圧縮応力度を与える式において l/r の代わりに等価細長比 $(l/r)_e$ を用いることにしているが、 l/r の小さいある範囲で許容応力度が一定値をとることは、プレートガーダーにおいてブレースング、あるいはニーブレースで圧縮フランジが適当な間隔で固定されているため、許容曲げ圧縮応力度がほとんどの場合一定値になり、このことは設計にあたって大いに便利なことである。

次に溶接部の許容応力度について考えてみる。わが国での橋梁業界で実際に溶接を採用するようになってから 60 年に近い年月が経つ。溶接に対する示方書としては、昭和 6 年に鉄道省大臣官房研究所 4 科によって発表された「電弧溶接鋼構造物設計及製作示方書」がその始めとみられる。その示方書に規定された溶接部に対する許容応力度は表 1.3 に示すとおりで、工場溶接の場合、圧縮では母材と同等の値であるが、引張りでは母材の 75% とし、せん断もそれとほぼ同率である。また、現場溶接は工場溶接の 83% であった。第 2 次大戦世界後の材料の改善、溶接技術の目覚ましい進歩によって、鉄道橋への溶接の採用は次第に広まって行った。昭和 31 年(1956 年)、国鉄の委託による土木学会の委員会において、41 キロ鋼を対象とした「アーク溶接鋼鉄道橋設計示方書案」が作られ、以後の近代的な溶接鉄道橋示方書の始めとなった。この示方書における溶接部の許容応力度は、突合せ溶接において裏溶接を行い X 線検査をした場合は母材と同じ許容応力度とし、X 線検査を行わない場合にはその 80% と規定された。また現場溶接は工場溶接の 80% と規定された。昭和 35 年(1960 年)

表 1.5 溶接または高力ボルトにより結合される鋼材

部 材	材 料	厚さ t(mm)
溶 接 主 要 部 材	SM41	A $9 \leq t \leq 16$
	SMA41	B $16 < t \leq 25$
		C $25 < t \leq 50$
	SM50	B $9 \leq t \leq 25$
		C $25 < t \leq 50$
	SM50Y SMA50	B $9 \leq t \leq 25$
溶接 2 次部材または 高力ボルト結合部材	SM53, SMA50	C $25 < t \leq 50$
	SM58, SMA58	Q $9 \leq t \leq 50$
	SS41	$t \leq 50$
	SM41, SMA41 SM50, SM50Y SMA50	A
	SM58, SMA58	Q

注：1) SM41C, SM50C, SM53C に対する厚さは形鋼にも準用する。
 2) 上記の SMA 材には無塗装用の W と塗装用の P がある。

上記の示方書は対象とする鋼材を SM41 と SM50 として改訂増補され昭和 45 年 (1970 年) には従来のリベット結合を対象とした示方書と統合、改訂され、溶接を主体に考えたものとなっている。ここでは対象とする鋼材として新 50 キロ鋼 (SM50Y, SM53) まで拡大し改訂増補されている。昭和 58 年 (1983 年) 大改訂に際し、溶接の許容応力度も全面見直しされ各クラスの鋼材の溶接部の許容応力度は昭和 49 年のそれらより基本的にさらに 100 kg/cm^2 ずつひき上げられている (表 1.4 参照)。

表 1.3 と表 1.4 と比較することにより最初の示方書に比し、最も新しい昭和 58 年の示方書では許容応力度自体大幅にアップされているとともに、溶接材料、溶接施工法の急速な進歩によって、突合せ、すみ肉溶接とも基本的には母材の許容応力度と同等とみなすようになった。

(2) 設計規準における高張力鋼の取扱い

(a) 構造用鋼材の材質規定

「溶接または高力ボルトにより結合される鋼材は表 1.5 による。ただし表中 SM 材は JIS G 3106 (溶接構造用圧延鋼材)、SMA 材は JIS G 3114 (溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材)、SS 材は JIS G 3101 (一般構造用圧延鋼材) によるものとする」とあり、溶接を採用する主要部材には、鋼材の溶接性を考慮してすべて溶接構造用圧延鋼材を用いることとし、厚さに応じた適用鋼種としては、厚さが増すにしたがい衝撃値の規格が高く溶接性のすぐれたものを用いることとしている。なお、JIS G 3106 には SM53 も規定されているが、SM50YB がこれと同等の許容応力度をとることができ、しかも安価であるので、標準としては SM50YB のみを掲げ、SM53B をこれと同じ目的に使用しても差しつかえないとしている。

表 1.6 北海道向け溶接桁用の鋼材

部 材	設計標準で規定する材質	北海道向けに設計する横桁の材質	シャルピー 衝撃 値
圧縮部材, プレートガーダーの圧縮フランジおよび腹板	SM41A, SM41B SM50B, SM50YB	SM41B, SM41C SM50C, SM53C	JIS G 3106「溶接構造用圧延鋼材」に規定する値
	SM41C, SM50C SM53C, SM58	左に同じ	
引張部材, プレートガーダーの引張フランジ	SM41A, SM41B SM50B, SM50YB	SM41B特, SM41B特 SM50B特, SM41YB特	JIS Z 2242 (金属材料衝撃試験方法)におけるシャルピー吸収エネルギーは-40℃で2.8kg・m以上であること
	SM41C, SM50C SM53C, SM58	SM41C特, SM50C特 SM53C特, SM58特	JIS Z 2242 (金属材料衝撃試験方法)におけるシャルピー吸収エネルギーは-40℃で4.8kg・m以上であること

注：SMA材の場合は、SM材に対応するものとする。

表 1.7 溶接棒の規格

接合される鋼材	溶 接 棒 の 規 格	溶接棒種別
SS41, SM41, SMA41	JIS Z 3211	40キロ級
SM50	JIS Z 3212 (高張力鋼用被覆アーク溶接棒)	50キロ級
SM50Y, SM53, SMA50		53キロ級
SM58, SMA58		58キロ級

さらに、気温の低下する地方(寒冷地)に対してはさらに衝撃値の規格に特別の考慮をはらわねばならぬとし、特例として、北海道地方に対しその最低気温を考慮して表 1.6 のような鋼種の適用を行っている。また、1968年に耐候性鋼がJIS化されたので1970年より設計標準にとり入れられている。耐候性鋼のJISが1983年に改訂されて無塗装用のW種と塗装用のP種に区分されたが、一般的にP種が使用されているようである。

一方、接合用材料としては、手溶接については表 1.7 のものを用いる。サブマージアーク溶接および炭酸ガスアーク溶接のためのワイヤー等は、それぞれJIS Z 3311 (鋼サブマージアーク溶接材料)およびJIS Z 3312 (炭酸ガスアーク溶接ワイヤー)によるものとする。さらに、高力ボルト及び普通ボルトは表 1.8 のものを用いるの原則としている。

(b) 構造用鋼材の許容応力度

昭和49年の設計標準では、降伏点に対する安全率の標準をSS41からSM53までについては一律に1.7、SM58については1.77として引張りおよび圧縮に対する許容応力度を定めていたが、昭和58年の改訂では、SS41からSM53までの降伏点に対する安全率の標準を1.6として、引張り、圧縮およびせん断に対する基本許容応力度を定めている(表 1.9)。

SM58については、前標準では、50キロ級に比し降伏比が高く破断までの余裕が少ないことを考え破断に対する安全率を2.2程度とっており、降伏点に対しては50キロ鋼までより大きい安全率を

表 1.8 高力ボルトおよび普通ボルトの規格

種別 規格 接合される鋼材	摩擦接合用高力ボルト	支圧接合用高力ボルト	普通ボルト
	JIS B 1186(摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット)	JRS 57605-4(打込み式高力ボルト・六角ナット・平座金のセット)	JIS B 1180(六角ボルト)およびJIS B 1181(六角ナット)
SS41, SM41, SMA41	F8Tまたは板厚が大きい場合F10T	B6T	4T
SM50, SM50Y, SM53, SMA50, SM58, SMA58	F10T		

表 1.9 構造用鋼材の基本許容応力度 (kg/cm^2)

鋼 種		SS41 SM41 SMA41	SM50	SM50Y SM53 SMA50	SM58 SMA58
応力の種別					
引張応力度 (純断面につき)	軸方向応力度	σ_Y / σ_{ta}			
		$\frac{2400}{1500}=1.60$	$\frac{3200}{2000}=1.60$	$\frac{3600}{2200}=1.64$	$\frac{4600}{2600}=1.77$
せん断応力度	鋼 板 (総断面につき)	τ_a / σ_{ta}			
		$\frac{850}{1500}=0.57$	$\frac{1150}{2000}=0.58$	$\frac{1250}{2200}=0.57$	$\frac{1500}{2600}=0.58$
支圧応力度	鋼板と鋼板	$\sigma_{la} / \sigma_{ta}$			
		$\frac{2100}{1500}=1.40$	$\frac{2800}{2000}=1.40$	$\frac{3100}{2200}=1.41$	$\frac{3900}{2600}=1.50$

とっていたが、今回の改訂でもこの考え方に基づき、許容応力度を変更しないこととしている。なお、この理由としては、SM58の部材の場合、一樣伸びが小さいので多軸応力の問題があることと、部材として細長くなる傾向にあるため振動し易くなることなどを考慮したとしている。

1.1.2 道路橋示方書

(1) 設計規準改訂の歩み

道路橋関係で示方書が規定されたのは大正15年からであるとみられる。表 1.10 は許容応力度の変遷をまとめたものである。大正15年の引張材の引張強度に対する安全率はSt39の引張強度が $39\sim 47\text{ kg/mm}^2$ であるから約3.3であった。その後示方書として一応体裁が整った昭和14年には、対象鋼材がSt39からSS41にとって代わったのに伴い、許容軸方向引張応力度(以下 σ_{ta} という)が 1300 kg/cm^2 と 100 kg/cm^2 ひき上げられているので、安全率は3.15と若干小さくなった。

この時代のSS41の規格には降伏点は規定されていないが、 2300 kg/cm^2 以上と考えて良いから降伏点に対する安全率は1.77であった。また座屈強度に対する安全率は $\ell/r=0$ で2、 $\ell/r>100$ で

表 1.10 鋼道路橋の許容応力度の変遷 (応力の単位: kg/cm^2)

適用示方書		大正15年	昭和14年	昭和31年	昭和39年			昭和42年追補	
鋼種		St 39	SS 41	SS 41	SS 41	SS 50	SM 50A	SM 50Y SM 53	SM 58
構 造 用 鋼 材	1. 軸方向引張応力度 (純断面積につき)	1,200	1,300	1,300	1,400	1,700	1,900	2,100	2,600
	2. 軸方向 圧縮応力度 (総断 面積につき)	(1)圧縮部材 l =部材の長さ(cm) r =部材総断 面の断面 2次半径 (cm) (2)圧縮添接材	1,500 (1 - 0.0055 r/l) $\leq 1,000$	$l/r \leq 100$: 1,100-0.4 (l/r) ² $l/r > 100$: 7,000,000/ (l/r) ²	$l/r \leq 110$: 1,200-0.05 (l/r) ² $l/r > 110$: 7,200,000/ (l/r) ²	$0 < l/r \leq 110$: 1,300-0.05 (l/r) ² $l/r > 110$: 7,200,000/ (l/r) ²	$0 < l/r \leq 110$: 1,600-0.09 (l/r) ² $l/r > 110$: 7,200,000/ (l/r) ²	$0 < l/r \leq 90$: 1,800-0.11 (l/r) ² $l/r > 90$: 7,200,000/ (l/r) ²	$0 < l/r \leq 85$: 2,600-0.14 (l/r) ² $l/r > 85$: 7,200,000/ (l/r) ²
	3. 曲げ応 力度	(1)けたの引張縁 (純断面積につ き) (2)けたの圧縮縁 (総断面積につ き) l =フランジ 固定点間 距離(cm) b =フランジ の幅(cm) (3)圧縮添接材 (4)R C床版など で固定された 圧縮フランジ	1,200 (1 - 0.012 l/b) $\leq 1,100$	1,300 (l/b) ² 1,150	1,300 (l/b) ² 1,200	1,400 (l/b) ² ただし、 $l/b \leq 30$	1,700 (l/b) ² ただし、 $l/b \leq 30$	1,900 (l/b) ² ただし、 $l/b \leq 30$	2,100 (l/b) ² ただし、 $l/b \leq 27$
	4. セン断 応力度	プレートガー ダーの腹板	900 (純断面積 につき)	1,000 (純断面積 につき)	1,000 (純断面積 につき)	800 (総断面積 につき)	1,000 (総断面積 につき)	1,100 (総断面積 につき)	1,200 (総断面積 につき)
接 合 用 鋼 材	1. 曲げ応 力度	ビ	1,800	1,900	1,900	2,300	2,600		
	2. セン断 応力度	(1)ビ (2)仕上げボルト (3)アンカーボルト	900 750 —	950 800 600	1,000 800 600	1,000 900 600	1,200 1,080 700	1,400 1,200 800	
	3. セン断 応力度	リベット材	St 34	SS 34	SV 34	SV 34	SV 41	SV 41	
	4. 支圧応 力度	(1)工場リベット (2)現場リベット 仕上げボルト (3)ビ	1,700 1,500 1,800	1,900 1,600 1,800	2,200 1,800 1,800	2,200 1,980 1,980	2,700 2,430 2,430	3,000 2,700 2,700	

3 であった。

次に昭和31年改訂の示方書では、 σ_{ta} は変化なく、許容軸方向圧縮応力度(以下 σ_{ca} という)が $100 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ひき上げられたことと、軸方向圧縮力および曲げモーメントを受ける部材の規定をあらたに設けたことであった。 σ_{ta} を緩和しなかったのは、当時まだ規格に適合しない鋼材があったので鋼材の強度に全面的に信用がおけなかったためであろう。座屈応力度曲線は従来、オイラーとテト

表 1.10 鋼道路橋の許容応力度の変遷・続き (応力の単位: kg/cm^2)

適用示方書		昭和 47 年					昭和 55 年
鋼 種		SS41, SM41 SMA 41	SS 50	SM 50	SM50Y, SM53 SMA 50	SM 58, SMA 58	SM 58, SMA 58
鋼 造 用 材	1. 軸方向引張応力度 (純断面積につき)	1,400	1,700	1,900	2,100	2,600	2,600
	2. 軸方向 圧縮応力 度 (純断 面積につ き)	$(a) \frac{l}{r} \leq 20$ 1,400 $(b) 20 < \frac{l}{r} < 93$ $1,400 - 8.4 \left(\frac{l}{r} - 20 \right)$ $(c) 93 \leq \frac{l}{r}$ $\frac{12,000,000}{6,700 + (l/r)^2}$	$(a) \frac{l}{r} \leq 17$ 1,700 $(b) 17 < \frac{l}{r} < 86$ $1,700 - 11.3 \left(\frac{l}{r} - 17 \right)$ $(c) 86 \leq \frac{l}{r}$ $\frac{12,000,000}{5,700 + (l/r)^2}$	$(a) \frac{l}{r} \leq 15$ 1,900 $(b) 15 < \frac{l}{r} < 80$ $1,900 - 13 \left(\frac{l}{r} - 15 \right)$ $(c) 80 \leq \frac{l}{r}$ $\frac{12,000,000}{5,000 + (l/r)^2}$	$(a) \frac{l}{r} \leq 14$ 2,100 $(b) 14 < \frac{l}{r} < 76$ $2,100 - 15 \left(\frac{l}{r} - 14 \right)$ $(c) 76 \leq \frac{l}{r}$ $\frac{12,000,000}{4,500 + (l/r)^2}$	$(a) \frac{l}{r} \leq 14$ 2,600 $(b) 14 < \frac{l}{r} < 67$ $2,600 - 21 \left(\frac{l}{r} - 14 \right)$ $(c) 67 \leq \frac{l}{r}$ $\frac{12,000,000}{3,600 + (l/r)^2}$	$(a) \frac{l}{r} \leq 18$ 2,600 $(b) 18 < \frac{l}{r} < 67$ $2,600 - 22 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$ $(c) 67 \leq \frac{l}{r}$ $\frac{12,000,000}{3,500 + (l/r)^2}$
	3. 曲げ応 力度	曲げ応力度 (1) けたの引張縁 (純断面積につ き) 1,400 (2) けたの圧縮縁 (純断面積につ き) 1,400 (2.1) 圧縮フラン ジが直接鉄筋コン クリート床板など で固定されている 場合 (2.2) 圧縮フランジが直接鉄筋コンクリート床板などで固定 (2.2.1) I 形断面, U 形断面 1) $\frac{A_s}{A_c} \leq 2$ A_s : 腹板の純断 面積 (cm^2) A_c : 圧縮フラン ジの純断面積 2) $\frac{A_s}{A_c} > 2$ $(K = \sqrt{3 + \frac{A_s}{2A_c}})$ (2.2.2) 箱形断面	$(a) \frac{l}{b} \leq 4.3$ 1,700 $(b) 4.3 < \frac{l}{b} \leq 30$ $1,700 - 32 \left(\frac{l}{b} - 4.3 \right)$ $(a) K \frac{l}{b} \leq 8.6$ 1,700 $(b) 8.6 < K \frac{l}{b}$ $1,400 - 12 \left(K \frac{l}{b} - 8.6 \right)$ ただし $\frac{l}{b} \leq 30$ 1,400	$(a) \frac{l}{b} \leq 4.0$ 1,900 $(b) 4.0 < \frac{l}{b} \leq 30$ $1,900 - 38 \left(\frac{l}{b} - 4.0 \right)$ $(a) K \frac{l}{b} \leq 8$ 1,900 $(b) 8 < K \frac{l}{b}$ $1,900 - 19 \left(K \frac{l}{b} - 8 \right)$ ただし $\frac{l}{b} \leq 30$ 1,900	$(a) \frac{l}{b} \leq 3.5$ 2,100 $(b) 3.5 < \frac{l}{b} \leq 27$ $2,100 - 14 \left(\frac{l}{b} - 3.5 \right)$ $(a) K \frac{l}{b} \leq 7$ 2,100 $(b) 7 < K \frac{l}{b}$ $2,100 - 22 \left(K \frac{l}{b} - 7 \right)$ ただし $\frac{l}{b} \leq 27$ 2,100	$(a) \frac{l}{b} \leq 3.0$ 2,600 $(b) 3.0 < \frac{l}{b} \leq 25$ $2,600 - 64 \left(\frac{l}{b} - 3.0 \right)$ $(a) K \frac{l}{b} \leq 6$ 2,600 $(b) 6 < K \frac{l}{b}$ $2,600 - 32 \left(K \frac{l}{b} - 6 \right)$ ただし $\frac{l}{b} \leq 25$ 2,600	$(a) \frac{l}{b} < 5.0$ 2,600 $(b) 5 < \frac{l}{b} \leq 25$ $2,600 - 66 \left(\frac{l}{b} - 5.0 \right)$ $(a) K \frac{l}{b} \leq 10$ 2,600 $(b) 10 < K \frac{l}{b}$ $2,600 - 33 \left(K \frac{l}{b} - 10 \right)$ ただし $\frac{l}{b} \leq 25$ 2,600
	4. せん断 応力度	プレートガーダー の腹板 (純断面積につ き)	800	1,000	1,100	1,200	1,500
	1. 曲げ応 力度	ビ ン	1,900	2,300	2,600		
鋼 材 用 合 用	2. せん断 応力度	(1) ビ ン (2) 仕上りボルト (3) アンカーボルト	1,000 900 600	1,200 1,080 700	1,400 1,200 800		
	3. せん断 応力度	リベット材	SV34 SV41	SV 41	SV 41	SV 41	SV 41
		(1) 工場リベット (2) 現場リベット	1,100 1,500 1,000 1,300	1,500 1,300	1,500 1,300	1,500 1,300	1,500 1,300
	4. 支圧応 力度	(1) 工場リベット (2) 現場リベット 仕上りボルト (3) ビ ン (4) 高力ボルト	2,400 2,100 2,100 2,400	2,800 2,500 2,500 2,800	3,200 2,800 2,800 3,200	3,200 2,800 2,800 4,600	3,200 2,800 4,600

マイヤーの公式によっていたのを、オイラーとジョンソン公式に改めている。座屈強度に対する安全率は $l/r = 0$ で 1.92 とやや低下している。その後昭和 39 年には当時普及し始めてきた 50 キロ級高張力鋼の規定を含めて改訂され、この時 SS41 の σ_{ta} と σ_{ca} がそれぞれ $100 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ずつひき上げられている。さらに昭和 42 年には溶接に適した新 50 キロ鋼 (SM50Y, SM53) および 60 キロ鋼 (SM58) の規定が追加・増補された。

表 1.11 昭和 39 年と昭和 42 年追補における軸方向応力度の安全率 (鋼道路橋)

(1) 軸方向引張応力度の安全率		(応力の単位: kg/cm^2)				
鋼 種		SS41 SM41	SS50	SM50	SM50Y SM53	SM58
保証降伏点 (σ_Y)		2,300	2,800	3,200	3,600	4,600
許容応力度 (σ_{ta})		1,400	1,700	1,900	2,100	2,600
σ_Y/σ_{ta}		1.64	1.64	1.68	1.72	1.77
引張強さ (σ_B)		4,100	5,000	5,000	5,000	5,800
σ_B/σ_{ta}		2.93	2.94	2.63	2.38	2.23

注) σ_Y は $t=16\sim 40\text{mm}$ の規格値、SS41は旧JISの $t\leq 38$ 以下の規格値。
現JISにとると $\sigma_Y=2,400$ となるので $\sigma_Y/\sigma_{ta}=1.71$ となる。

(2) 軸方向圧縮応力度の安全率		(応力の単位: kg/cm^2)				
鋼 種		SS41 SM41	SS50	SM50	SM50Y SM53	SM58
保証降伏点 (σ_Y)		2,300	2,800	3,200	3,600	4,600
比例限応力度 (σ_p)		1,800	2,200	2,560	2,880	3,450
σ_p に対する細長比		106	97	90	84.8	77.5
限界細長比		110	100	90	85	80
限界細長比に対する応力度 (σ_{cr})		1,713	2,073	2,559	2,869	3,238
$l/r=0$ のときの σ_{ca1}		1,300	1,600	1,800	2,000	2,400
σ_Y/σ_{ca1}		1.77	1.75	1.78	1.80	1.92
限界細長比のときの σ_{ca2}		574	700	909	988	1,120
σ_{cr}/σ_{ca2}		2.98	2.96	2.82	2.90	2.89

これら昭和 39 年、昭和 42 年追補時点での安全率を許容軸方向引張応力度および許容軸方向圧縮応力度とそれぞれまとめて表 1.11 に示す。この表から σ_Y/σ_{ta} は 1.64 から 1.77 の間にある。一方、 $l/r=0$ の場合の σ_Y/σ_{ca1} は 1.77 から 1.92 の間にあり、いずれも強度が大きくなると安全率は漸次大きくなっている。

その後昭和 47 年に全面的な見直しが行われているが、ここでの特徴は、SM41 より SM58 迄の全鋼種についてこれ迄 σ_{ca}/σ_{ta} が 92% から 95% の間に分布していたものを一挙に 100% にもってきただことであって、SM58 の σ_{ca} もこれ迄の $2400\text{ kg}/\text{cm}^2$ より $2600\text{ kg}/\text{cm}^2$ に緩和されたことである。しかも曲げ応力度について明確な規定が設けられたのもこの時からである。なお SM41 の降伏点が現状と同じ $2400\text{ kg}/\text{cm}^2$ と規定されるようになったのもこの時からである。次に昭和 55 年の改訂では、許容応力度についてその根拠をこれ迄のものより明確にしているが、SM58, SMA58 鋼材について数値を若干修正した程度で、その他の鋼種については同一の規定である。但し、昭和 39 年よりもり込まれていた SS50 が削除されている。

表 1.11 と同じく、昭和 47 年、55 年現在での安全率をとりまとめると、表 1.12 のごとくである。この表より σ_Y/σ_{ta} は SM41 を除き表 1.11 と全く同じであるが、 $l/r=0$ のときの σ_Y/σ_{ca1} は 1.68 から 1.77 迄と表 1.11 のものより 0.06% から 0.15% 小さくなっている。一方、示方書に規定されている各鋼種の限界細長比に対するオイラーの座屈応力度と限界細長比のときの許容応力度 σ_{ca2} との比は表 1.11 の 2.89 から 2.98 までに比し、表 1.12 では若干大きくなり、3.02 から 3.07 までとなっている。

表 1.12 昭和 47 年、昭和 55 年現在の規定における軸方向応力度の安全率 (鋼道路橋)

(1) 軸方向引張応力度の安全率		(応力の単位: kg/cm ²)
鋼 種	SM41	SM50, SM50Y, SM53, SMA50, SM58, SMA58
保証降伏点 (σ_Y)	2,400	他の鋼種については昭和39年、 昭和42年追補と全く同じと
許容応力度 (σ_{ta})	1,400	
σ_Y/σ_{ta}	1.71	
引張強さ (σ_B)	4,100	
σ_B/σ_{ta}	2.93	

(2) 軸方向圧縮応力度の安全率		(応力の単位: kg/cm ²)			
鋼 種	SM41	SM50	SM50Y SM53 SMA50	SM58 SMA58	
保証降伏点 (σ _y)	2,400	3,200	3,600	4,600	
限界細長比	93	80	76	67	
限界細長比に対する応力度 (σ _{cr})	2,396	3,200	3,588	4,600	
l/r=0のときのσ _{ca1}	1,400	1,900	2,100	2,600	
σ _y /σ _{ca1}	1.71	1.68	1.71	1.77	
限界細長比のときのσ _{ca2}	787	1,055	1,170	1,522	
σ _{cr} /σ _{ca2}	3.04	3.03	3.07	3.02	

許容曲げ応力度の式が ℓ/b を用いているのは、圧縮フランジの弱軸まわりの断面二次半径を用いてフランジを柱と考え、軸方向圧縮応力度の式を ℓ/b で置き換えたものであり、昭和 39 年より ℓ/b を SS41、SS50、SM50A に対し 30、SM50Y や SM53 に対し 27、SM58 に対しては 25 でおさえている理由は、この値を超えると長柱領域に入るのでこの式では誤差が増加し危険側と考えたためであらう。

最後に許容せん断応力度については、大正 15 年から昭和 31 年まで σ_{ta} の 75% から 77% の間で規定していたが、昭和 39 年改訂のものよりはせん断ひずみエネルギー説をとり σ_{ta} の $1/\sqrt{3}$ としている。したがって、 σ と τ の組合せに対しては $\sigma^2 + 3\tau^2 \leq \sigma_a$ を満足すれば σ のみが存在する部材と同等の安全率があると考え、これから $\sigma_a : \tau_a = \sqrt{3} : 1$ とし、許容応力度を 10% 緩和するものとする、

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (1.1)$$

が得られ、これは溶接部の合成応力度を換算する式として規定されている。

(2) 設計規準における高張力鋼の取扱い

(a) 構造用鋼材の材質規定

「鋼板は JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材、JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材および JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材の規格に適合するものを原則とする。」とあるが、JIS G 3101 では SS41 が規定されているのみである。なお構造物の使用条件 (気象条件、応力状態など) に応じて、適

表 1.13 板厚による鋼種選定標準

板厚 鋼種 (mm)	8	16	22	25	32	38	50
SS 41							
SM 41 A							
SM 41 B							
SM 41 C							
SM 50 A							
SM 50 B							
SM 50 C							
SM 50 YA							
SM 50 YB							
SM 53 B							
SM 53 C							
SM 58							
SMA 41 A							
SMA 41 B							
SMA 41 C							
SMA 50 A							
SMA 50 B							
SMA 50 C							
SMA 58							

表 1.14 基準降伏点および安全率 (応力の単位: kg/cm^2)

鋼 種	SS41 SM41 SMA41	SM50	SM50Y SM53 SMA50	SM58 SMA58
基 準 降 伏 点	2,400	3,200	3,600	4,600
許容軸方向引張応力度	1,400	1,900	2,100	2,600
安 全 率	1.71	1.63	1.71	1.77

切なじん性、溶接性をもった鋼種を選定すべきであるとして、一次部材には表 1.13 に示すように板厚の上限値を定めている。

(b) 構造用鋼材の許容応力度に関する規定

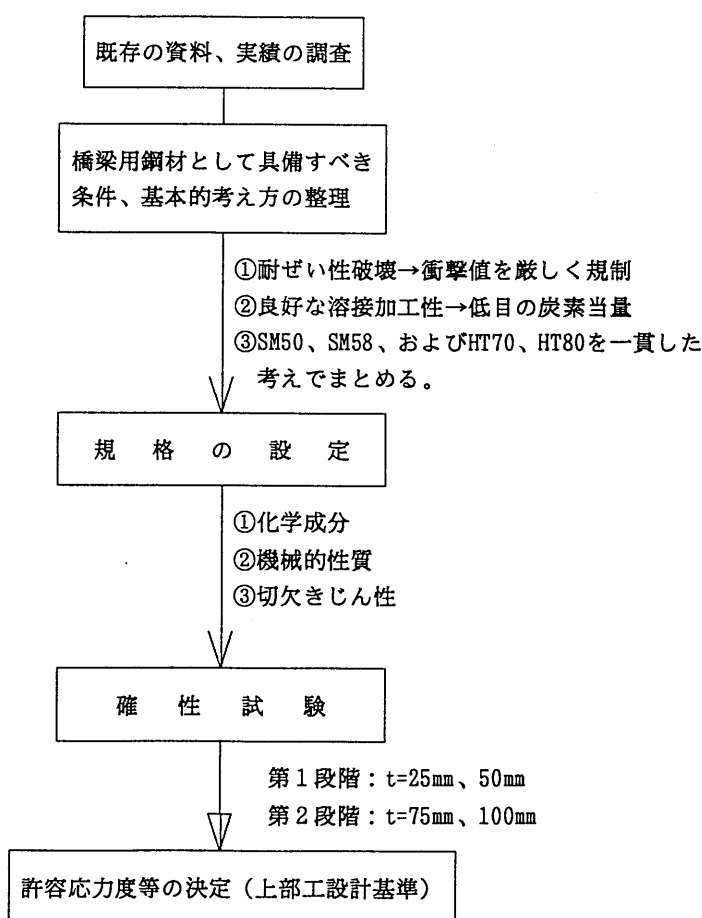
許容応力度を規定するにあたって基準とした鋼材の降伏点は表 1.14 のとおりであり、これらの値は板厚 16~40mm の鋼板の保証降伏点を用いている。許容軸方向引張応力度は表 1.14 に示した基準降伏点に対して、安全率約 1.7 を見込んだ値となっている。ただし、SM58 および SMA58 については、引張強さと降伏点の比が他の鋼材に比べて小さいことを考慮して、安全率を若干高めにとっている。

1.1.3 高張力鋼を規定している設計規準

(1) 阪神高速道路公団<港大橋¹⁾>

(a) 概要

1974年に供用開始された大阪の港大橋(3径間ゲルバートラス、中央径間長510m)に、70キロ鋼(HT70)、80キロ鋼(HT80)合わせて約5000tが使用されている。わが国における70キロ級以上の高張力鋼の橋梁への適用は、それ以前にも試用された例(1964年京葉道路花輪跨道橋、1971年川鉄千葉製鉄所構内鉄道橋)はあるが、本格採用されたのはこの港大橋が初めてであり、下記のとおり種々の調査検討を経て材料規格や許容応力度が決定されている。



(b) 鋼材規格

母材特性、溶接性、溶接継手性能、ぜい性破壊特性に関する確性試験結果に検討を加え、最終的に表 1.15 に示すものが港大橋用 HT70, HT80 の規格として定められた。

表 1.15 港大橋用 HT70, HT80 の規格

適用規格	鋼種 記号	適用板厚 (mm)	化 学 成 分								機 械 的 性 質			切欠きじん性
			C	Si	Mn	P	S	V	B	Ceq	Y.P. (kg/mm ²)	T.S. (kg/mm ²)	El. (%)	
鋼 梁 (港大橋)	HT70	6 ≤ t ≤ 50	0.14以下	0.55以下	1.50以下	0.030以下	0.030以下	—	—	0.49以下	63以上	70~85	6 < t ≤ 16 5号 17%以上 t > 16 5号 23%以上 t > 20 4号 17%以上	√E _{1s} ≥ 4.8kg・m √T _{1s} ≤ -35°C
		50 < t ≤ 100	0.17以下	同上	同上	同上	同上	—	—	0.53以下	60以上	68~73		
	HT80	6 ≤ t ≤ 50	0.14以下	同上	同上	同上	同上	—	—	0.53以下	70以上	80~95	6 < t ≤ 16 5号 16%以上 t > 16 5号 22%以上 t > 20 4号 16%以上	同 上
		50 < t ≤ 100	0.17以下	同上	同上	同上	同上	—	—	0.57以下	68以上	78~93		
		6 ≤ t ≤ 50	0.14以下	同上	同上	同上	同上	—	—	0.53以下	70以上	80~95	6 < t ≤ 16 5号 16%以上 t > 16 5号 22%以上 t > 20 4号 16%以上	同 上
		50 < t ≤ 100	0.17以下	同上	同上	同上	同上	—	—	0.57以下	68以上	78~93		

(c) 許容応力度

(i) 設計基準強度と基本許容応力度

SM58 以下の鋼材も含め HT70、HT80 の基本許容応力度が表 1.16 のとおり定められた。なお、これらの値を定める際にに基づいた基本的考え方は以下のとおりである。*

$$\sigma_{cao} = \frac{\sigma_D}{\nu} = \frac{\sigma_Y}{\beta} \cdot \frac{1}{\nu} \dots\dots\dots (1.2)$$

ここに、 σ_{cao} : 基本許容応力度
 σ_D : 設計基準強度
 σ_Y : 鋼材の降伏点応力度

表 1.16 鋼材の基本許容応力度 (港大橋)

鋼 種	降伏点応力度 σ_Y (kg/cm ²)	β	設計基準強度 σ_D (kg/cm ²)	基本許容応力度 σ_{cao} (kg/cm ²)
SS41	2400	1.00	2400	1400
SM50	3200	1.00	3200	1900
SM58(t ≤ 50)	4600	1.05	4380	2600
HT70(t ≤ 50)	6300	1.20	5250	3000
HT80(t ≤ 50)	7000	1.20	5830	3400

* 現行の道路橋示方書(1980年制定)でも、SS41, SM50, SM58 各種鋼材の基本許容応力度は表 1.16 の値と同一である。ただし、同示方書では、表現上、単一安全率の形をとっているため、SM58 については安全率をやや高めの値である 1.77 にとったとしている。

β : 鋼種によって決まる係数。主として降伏比、設計、製作上の扱いの不慣れ、さらにはひずみの矯正、溶接施工の困難さ、腐食の影響や維持補修の困難さなど、鋼種が異なることによってのみ生ずる材料特有の因子による条件を考え導入されたもの。

ν : 安全率 = 1.7

(ii) 許容応力度

前記の基本許容応力度に基づき、軸方向引張、軸方向圧縮、曲げ圧縮の各許容応力度が決定された。表 1.17 にそれらの値を示す。なお、許容軸方向圧縮応力度を定める際の基本式は式 (1.3) で表されるが、同式中の σ をヨーロッパ鋼構造委員会提案の耐荷力曲線のうちの曲線 III(図 1.2 参照)を用いて近似的に与えることにより、表 1.17 のように定めている。この許容軸方向圧縮応力度を SM58, HT70, HT80 について図化したものが図 1.3 である。

表 1.17 鋼材の許容応力度 (港大橋上部工設計基準)

		許 容 応 力 度 (kg/cm ²)				
		SS 41・SM 41	SM 50	SM 58	HT 70	HT 80
1. 軸方向引張応力度 (純断面積につき)		1400	1900	2600	3000	3400
2. 軸 方 向 圧 縮 応 力 度		$\lambda = \lambda_0$ 1400 ($\lambda_0 = 20$) $\lambda_0 < \lambda < \lambda_1$ 1400-84 ($\lambda - 20$) $\lambda \geq \lambda_1$ $\frac{12\,000\,000}{6\,700 + \lambda^2}$ ($\lambda_1 = 93$)	$\lambda \leq \lambda_0$ 1900 ($\lambda_0 = 15$) $\lambda_0 < \lambda < \lambda_1$ $\lambda - 1900 - 13$ ($\lambda - 15$) $\lambda \geq \lambda_1$	$\lambda \leq \lambda_0$ 2600 ($\lambda_0 = 14$) $\lambda_0 < \lambda < \lambda_1$ $\lambda - 2\,600 - 21$ ($\lambda - 14$) $\lambda \geq \lambda_1$	$\lambda \leq \lambda_0$ 3000 ($\lambda_0 = 13$) $\lambda_0 < \lambda < \lambda_1$ 3000-29 ($\lambda - 13$)	$\lambda \leq \lambda_0$ 3400 ($\lambda_0 = 12$) $\lambda_0 < \lambda < \lambda_1$ 3400-35 ($\lambda - 12$)
$\lambda =$ 細 長 比					—	—
3. 曲 げ 許 容 圧 縮 応 力 度		1400 ($l/b \leq 4.5$)	1900 ($l/b \leq 4$)	2600 ($l/b \leq 3$)	l : 圧縮フランジ固定点間距離 (cm) 固定点は床桁横構対傾構などの取付け部における骨組線の交点とする。 補剛材の取付け部を固定点とみなしてはならない。 b : 圧縮フランジの幅 (cm) $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$ A_c : 圧縮フランジの断面積 (cm ²) A_w : 腹板の断面積 (cm ²)	
I 形・U 形断面	非 合 成 プレートガーダー ($A_w/A_c \leq 2$)	1400 -24($l/b - 4.5$) ($l/b > 4.5$)	1900 -38($l/b - 4$) ($l/b > 4$)	2600 -64($l/b - 3$) ($l/b > 3$)		
	$A_w/A_c > 2$	1400 -12($K_l/b - 9$) ($K_l/b > 9$)	1900 -19($K_l/b - 8$) ($K_l/b > 8$)	2600 -32($K_l/b - 6$) ($K_l/b > 6$)		
	圧縮フランジが鉄筋コンクリートなどで固定されている場合	基 本 許 容 圧 縮 応 力 度				
l/b の 制 限 値		≤ 30	≤ 30	≤ 25		
II 形・箱形断面		基 本 許 容 圧 縮 応 力 度				

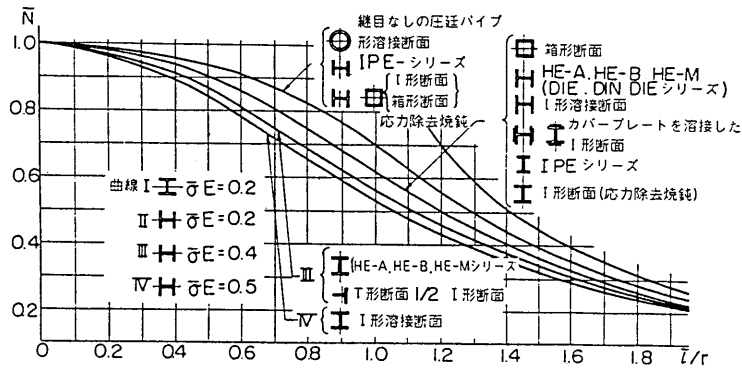


図 1.2 ヨーロッパ鋼構造委員会提案の耐荷力曲線

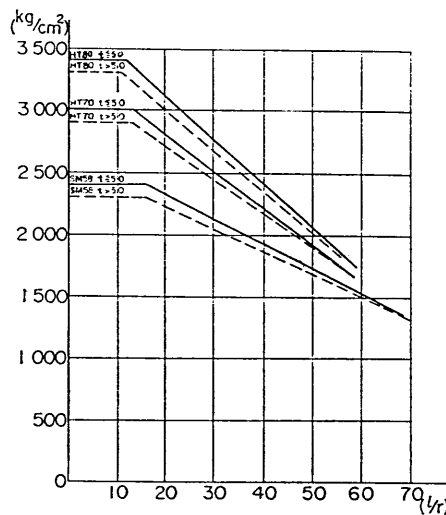


図 1.3 高張力鋼の許容圧縮応力度 (港大橋上部工設計基準)

$$\sigma_{cao} = \sigma_{ca} \cdot \bar{\sigma} \dots\dots\dots (1.3)$$

ここに、 $\bar{\sigma}$ は鋼種、細長比によって変化する基本応力比である。

(2) 本州四国連絡橋公団²⁾

(a) 概要

70 キロ鋼、80 キロ鋼についてはこれら高張力鋼が本格採用された港大橋の実績を踏まえた上で、道路橋示方書を基本として規格を決定している。

(b) 鋼材規格

溶接のある主要部材に用いる構造用鋼板の鋼種と各鋼種に対する適用厚さは表 1.18 に示すとおりとなっている。表 1.18 で、HT70、HT80 については JIS に定められていないので、WES ならびに

表 1.18 溶接のある主要部材に用いる構造用鋼板の適用厚さ

	鋼種	適用厚さ t(mm)	備 考
①	SS41	$8 \leq t \leq 22$	JIS G 3101
②	SM41A SM41B SM41C	$22 \leq t \leq 32$ $32 \leq t \leq 38$ $38 \leq t \leq 50$	JIS G 3106
③	SMA41AW SMA41BW SMA41CW	$8 \leq t \leq 25$ $25 \leq t \leq 38$ $38 \leq t \leq 50$	JIS G 3114
④	SM50A SM50B SM50C	$8 \leq t \leq 25$ $25 \leq t \leq 38$ $38 \leq t \leq 50$	JIS G 3106 および HBS G 3104
⑤	SM50YA	$8 \leq t \leq 16$	JIS G 3106 および HBS G 3104
	SM50YB	$16 \leq t \leq 38$	
	SM50YC	$38 \leq t \leq 50$	
⑥	SMA50AW SMA50BW SMA50CW	$8 \leq t \leq 16$ $16 \leq t \leq 32$ $32 \leq t \leq 50$	JIS G 3114 および HBS G 3105
⑦	SM58	$8 \leq t \leq 50$	JIS G 3106およびHBS G 3104
		$50 \leq t \leq 75$	HBS G 3106
⑧	SMA58W	$8 \leq t \leq 50$	JIS G 3114およびHBS G 3105
⑨	HT70	$8 \leq t \leq 75$	HBS G 3102
⑩	HT80	$8 \leq t \leq 75$	HBS G 3102

- * (1) なお、以下においては、SM41A, B, C; SMA41AW, BW, CW; SM50A, B, C; SM50YA, B, C; SMA50AW, BW, CWをそれぞれSM41; SMA41W; SM50; SM50Y; SMA50Wと総称する。
- (2) 溶接しない主要部材および二次部材に対しては、表1.1.18に示すSS41, SM41A, SMA41AW, SM50A, SM50YA, SMA50AWの適用板厚の上限を超えて用いてよい。
- (3) 形鋼については、(1), (2)の規定を準用するものとする。但し、I形鋼、みぞ形鋼の腹部の最小厚は7.5mmとすることができる。
- (4) 鋼床版縦リブに用いる鋼材の板厚については、鋼床版設計要領によるものとする。

表 1.19 鋼板の種類および記号

種 類	記 号	摘 要
70 キ 口 鋼	HT70	鋼板の厚さ8mm以上75mm以下
80 キ 口 鋼	HT80	鋼板の厚さ8mm以上75mm以下

表 1.20 鋼板の化学成分

記号	板厚区分 t (mm)	化 学 成 分 (%)				
		C	Si	Mn	P	S
HT70	$8 \leq t \leq 75$	≤ 0.14	0.15~0.55	0.60~1.50	≤ 0.015	≤ 0.015
HT80	$8 \leq t \leq 75$	≤ 0.14	0.15~0.55	0.60~1.50	≤ 0.015	≤ 0.015

- 備考1. 本表に示す指定元素以外に、Cu, Ni, Cr, Mo, V, Bなどを必要に応じて添加することができるが、指定元素、添加元素以外の元素は微量でなければならない。
2. 表1.1.20の範囲をこえる板厚の場合の化学成分は別途協議による。

表 1.21 鋼板の機械的性質 (単位: kg/mm^2)

記号	引 張 試 験						曲 げ 試 験	
	板 厚 区 分 $t(mm)$	降伏点 または 耐力 σ_y	引張 強さ σ_B	伸 び			曲 げ 角 度 (度)	内 側 半径 JIS 1号
				板厚区分 $t(mm)$	試験片 JIS	(%)		
HT70	$8 \leq t \leq 50$	$60 \leq$	$70 \sim 85$	$8 \leq t \leq 16$	5号	$17 \leq$	180	$t < \frac{32}{1.5t}$
	$50 \leq t \leq 75$	$58 \leq$	$68 \sim 88$	$16 \leq t \leq 25$	5号	$23 \leq$		$t \geq \frac{32}{2.0t}$
				$20 \leq t \leq 75$	4号	$17 \leq$		
HT80	$8 \leq t \leq 50$	$70 \leq$	$80 \sim 95$	$8 \leq t \leq 16$	5号	$16 \leq$	180	$t < \frac{32}{1.5t}$
	$50 \leq t \leq 75$	$68 \leq$	$78 \sim 93$	$16 \leq t \leq 25$	5号	$22 \leq$		$t \geq \frac{32}{2.0t}$
				$20 \leq t \leq 75$	4号	$16 \leq$		

表 1.22 鋼板のシャルピー吸収エネルギー

記 号	衝 撃 試 験			
	板 厚 区 分 $t(mm)$	試 験 温 度 ($^{\circ}C$)	シャルピー吸収 エネルギー $v_E (kg \cdot m)$	試 験 片 JIS
HT70	$12 < t \leq 75$	-35	$4.8 \leq$	4 号 圧延方向
HT80	$12 < t \leq 75$	-40	$4.8 \leq$	

表 1.23 鋼板の炭素当量

記 号	板 厚 区 分 $t(mm)$	炭 素 当 量 $C_{eq}(\%)$
HT70	$8 < t \leq 50$	≤ 0.49
	$50 < t \leq 75$	≤ 0.51
HT80	$8 < t \leq 50$	≤ 0.53
	$50 < t \leq 75$	≤ 0.55

表 1.24 溶接部の最高かたさ

記 号	板 厚 区 分 $t(mm)$	最 高 か た さ $H_v(10)$
HT70	$12 < t \leq 50$	≤ 400
	$50 < t \leq 75$	≤ 410
HT80	$12 < t \leq 50$	≤ 420
	$50 < t \leq 75$	≤ 430

港大橋に使用した 70, 80 kg/mm^2 鋼板の規格を検討した上で、昭和 53 年 10 月に改訂した HBS G 3102 をそのまま適用としている。

HBS G 3102 を表 1.19 ～ 表 1.24 に示す。表 1.19 は鋼板の種類とその記号を、表 1.20 は化学成分 (とりべ分析値) を示す。表 1.21 には機械的性質を、表 1.22 にはシャルピー吸収エネルギー、表 1.23 には鋼板の炭素当量値、さらに表 1.24 には溶接部の最高かたさをそれぞれ示す。

(c) 許容応力度

(i) 許容軸方向引張応力度

構造用鋼材の許容引張応力度は表 1.25 のように規定されている。

表 1.25 許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度 (kg/cm^2)

鋼 種	SS41, SM41 SMA41W	SM50	SM50Y SMA50W	SM58 SMA58W	HT70	HT80
軸方向引張応力度	1,400	1,900	2,100	2,600	3,200	3,600

備考：表 1.25 の許容応力度については以下のような考え方で定めたとしている。

構造用鋼材の許容応力度は、道路橋示方書 (II. 鋼橋編) 2.2.1 を基本とした。許容応力度のうち、58 キロ鋼までの各鋼種に対する値は道路橋示方書に規定された値とし、HT70 および HT80 に対する許容応力度は、道路橋示方書における許容応力度設定の考え方にならって次のように定めた。

許容軸方向引張応力度は、従来軟鋼については降伏点に対してある安全率を確保する考え方が一般的で、道路橋示方書の許容応力度は SM53 までの各鋼種についてはそれぞれの降伏点に対し約 1.7 の安全率をもつように定められている (表 1.26 参照)。58 キロ鋼以上の降伏比の高い鋼種に対しては降伏比に応じてその安全率を大きくとることが従来より考えられている。58 キロ鋼では降伏点で約 1.8 の安全率、引張強さに対し約 2.2 の安全率がとられている。HT70 および HT80 についても、それと同様の考えからそれぞれの引張強さに対し約 2.2 ($\doteq 1.7 \cdot 1.3$) の安全率をとることとし、

$$\text{HT70 : } \sigma_B / 2.2 = 70 / 2.2 = 31.8 \doteq 32 \text{ (kg/mm}^2\text{)}$$

$$\text{HT80 : } \sigma_B / 2.2 = 80 / 2.2 = 36.4 \doteq 36 \text{ (kg/mm}^2\text{)}$$

以上より、HT70 および HT80 の許容軸方向引張応力度をそれぞれ 3200 kg/cm^2 および 3600 kg/cm^2 と定めた。

表 1.26 許容軸方向引張応力度 (単位: kg/mm^2)

鋼 種	降伏点 σ_Y	引張強さ σ_B	降伏比	$\sigma_Y/1.7$	$\sigma_B/2.2$	許容応力度 σ_{ta}	σ_Y/σ_{ta}	σ_B/σ_{ta}
SS41 SM41 SMA41	24	41	0.585	14.1	18.6	14	1.71	2.93
SM50	32	50	0.640	18.8	22.7	19	1.68	2.63
SM50Y SMA50W	36	50	0.720	21.2	22.7	21	1.71	2.38
SM58 SMA58W	46	58	0.793	27.1	26.4	26	1.77	2.23
HT70	60	70	0.857	35.3	31.8	32	1.88	2.19
HT80	70	80	0.875	41.2	36.4	36	1.94	2.22

(注) SS41 から SM58 までは道路橋示方書と同様に板厚 16~40mm の鋼板の保証降伏点を用いた。HT70, HT80 は板厚 8~50mm の鋼板の保証降伏点を用いた。

(ii) 許容せん断応力度

構造用鋼材の許容せん断応力度は以下のように規定されている。

構造用鋼材の許容せん断応力度および許容支圧応力度は、それぞれ表 1.27 に示す値とする。

表 1.27 許容せん断応力度および許容支圧応力度 (kg/cm^2)

鋼 種		SS41, SM41 SMA41W	SM50	SM50Y SMA50W	SM58 SMA58W	HT70	HT80
せん断応力度		800	1,100	1,200	1,500	1,800	2,000
支圧 応 力 度	ヘルツ公式で 算出する場合	6,000	7,000	—	—	—	—
	鋼板と鋼板との 間の支圧応力度	2,100	2,800	3,100	3,900	4,800	5,400

表 1.27 の許容せん断応力度を規定した理由については以下のように述べられている。

道路橋示方書と同様にせん断歪エネルギー説により、許容軸方向引張応力度の $1/\sqrt{3}$ をとることとした。

(iii) 溶接部の許容応力度

溶接部の許容応力度については以下のように規定されている。

溶接部の許容応力度は表 1.28 に示す値とする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の低い鋼材に対する値を用いるものとする。HT70, HT80 については現場溶接を行ってはならない。

表 1.28 に示す溶接部の許容応力度のうち 58 キロ鋼までの各鋼種に対する値は、道路橋示方書 (II. 鋼橋編) 2.2.3 の規定にならったが、HT70 および HT80 についても同様の考えによって定めた。また、工場溶接と現場溶接の区別はなくなった。これは、現場溶接が工場溶接と同等の品質を保証されることを前提としたためである。但し、HT70 および HT80 の現場溶接は行わないこととする。

表 1.28 溶接部の許容応力度 (kg/cm^2)

溶接の種類	鋼 種 応力度 の種類	SS41 SM41 SMA41	SM50	SM50Y SMA50	SM58 SMA58	HT70	HT80
全断面溶込み グループ溶接	圧縮応力度	1,400	1,900	2,100	2,600	3,200	3,600
	引張応力度	1,400	1,900	2,100	2,600	3,200	3,600
	せん断応力度	800	1,100	1,200	1,500	1,800	2,000
すみ肉溶接, 部分溶込み グループ溶接	せん断応力度	800	1,100	1,200	1,500	1,800	2,000

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：港大橋工事誌、土木学会、1975.3.
- 2) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説、1989.4.

1.2 建築分野

1.2.1 鋼構造設計規準 (日本建築学会、1973 年)

(1) 構造用鋼材の材質規定

構造材料の規格に関するものとして表 1.29 の規定が定められている。構造用鋼材については道路橋示方書と同様、SM58 までの規定に含められているが、SMA58 については対象外となっている。

表 1.29 鋼構造設計規準における構造材料の材質規格

番 号	名 称
JIS G 3101	一般構造用圧延鋼材 SS41, SS50, SS55
JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材 SM41A,B,C, SM50A,B,C, SM50YA,B, SM53B,C, SM58
JIS G 3114	溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材 SMA41A,B,C, SMA50A,B,C
JIS G 3444	一般構造用炭素鋼鋼管 STK41, STK50
JIS G 3466	一般構造用角形鋼管 STKR41, STKR50
JIS G 3350	一般構造用軽量形鋼 SSC41

(2) 構造用鋼材の許容応力度に関する規定

(a) F 値

本規準においては、まず強度の基準となる F 値を、鋼材の降伏点 σ_Y と引張強さの 70% すなわち $0.7 \sigma_B$ のうちの小さい方の値で与え、この F 値に基づいて各種許容応力度を定めている。これは、設計に際しては、構造物の終局耐力を基本と考える以上、鋼材の降伏点のみを基準にして許容応力度を定めたのでは、高降伏点鋼ほど終局耐力に対する安全率が相対的に小さくなるという考え方によるものである。

降伏点の高い鋼材について引張強さの 70% を基準にとった点に関しては、従来使用されてきた構造用鋼の降伏比 (σ_Y/σ_B) がおよそ 70% 以下であったこと、また、国際溶接学会でもこの程度の値を目安にしていることを考慮して定めた、としている。具体的には、各鋼種の F 値は表 1.30 のように定められている。因みにこれらの各鋼種の JIS に定められた σ_Y, σ_B は表 1.31 のとおりであり、SS55 と SM58 については、前述のとおり引張強さの 70% をもって F 値と定めていると思われる。

(b) 許容応力度

引張り、せん断に対する許容応力度の規定を以下に示すように、本規準では F 値に対する基本安全率を 1.5 にとっている。

表 1.30 鋼構造設計規準における F 値 (t/cm^2)

鋼材種別		一般構 造 用			溶 接 構 造 用			
		SS41 STK41 STKR41 SSC41	SS50	SS55	SM41 SMA41	SM50 SM50Y SMA50 STKR50 STK50	SM53	SM58
F	厚さ40mm以下	2.4	2.8	3.8	2.4	3.3	3.6	4.1
	厚さ40mmをこ えるもの	2.2	2.6	—	2.2	3.0	3.4	4.1

表 1.31 JIS 規格における降伏点及び引張強さ

鋼 種	降 伏 点 また は 耐 力 kgf/mm ²			引張強さ
	鋼 材 の 厚 さ mm			
	16以下	16を超え40以下	40を超えるもの	kg/mm ²
SS41	25 以上	24 以上	22 以上	41～52
SS50	29 "	28 "	26 "	50～62
SS55	41 "	40 "		55以上
SM41	25 "	24 "	22 以上	41～52
SMA41	25 "	24 "	22 "	41～52
SM50	33 "	32 "	30 "	50～62
SM50Y	37 "	36 "	34 "	50～62
SMA50	37 "	36 "	34 "	50～62
SM53	37 "	36 "	34 "	53～65
SM58	47 "	46 "	44 "	58～73

	降伏点または耐力(kgf/mm ²)	引張強さ(kgf/mm ²)
STK41	24 以上	41 以上
STKR41	25 "	41 "
STK50	32 "	50 "
STKR50	33 "	50 "
SSC41	25 "	41～55

(1) 13.1 の規定による有効断面積に対する f_t : 許容引張応力度 (t/cm^2) は

$$f_t = F/1.5$$

(2) 許容せん断応力 f_s : 許容せん断応力度 (t/cm^2) は

$$f_s = F_s/1.5, \quad F_s = F/\sqrt{3}$$

1.2.2 鋼構造塑性設計指針 (日本建築学会、1975 年)

構造用鋼材の材質については、柱・はりやその接合部といった主要部材に使用するものとして、SS41, SM41, SM50, STK4, STK50 の 5 種を定めている。

塑性設計指針において具体的に問題になるのは、鋼材の降伏応力度である。同指針では、特定の鋼種の降伏応力度に関する過去の統計的調査結果に基づき、JIS 規格で保証された降伏点の下限値をもって「設計用降伏応力度」と定めている。すなわち、以下のとおりに定められている。

鋼構造塑性設計指針における設計用降伏応力度

SS41 …… 24 kgf/mm^2 , SM50 …… 33 kgf/mm^2

1.3 諸外国

諸外国における設計規準の構造用鋼材については、土木学会鋼構造委員会の進歩調査小委員会^{1),2)}ならびに鋼材規格小委員会³⁾の調査報告が公表されている。ここでは、その報告について簡単に触れると共に、限界状態設計法に向けて設計規準の草案を公表している欧州共同体について述べる。

1.3.1 アメリカ・カナダ

(1) アメリカ

アメリカにおける道路橋の示方書 AASHTO および鉄道橋の示方書 AREA では、鋼材に関して

表 1.32 アメリカの構造用鋼の種類と機械的性質

ASTM規格と Grade	板 厚 (mm)	引張強さ (MPa)	降伏 点 (MPa)	伸び(%)		A A S H T O 呼称
				L=20	L=5	
A36	—	400~550	250	20	23	M163
A242	19.1 以下 19.1~38.1 38.1~101.6	485 460 435	345 315 290	18 18 18	— 21 21	
A441	19 以下 19~38 38~102 102~203	485 460 435 415	345 315 290 275	18 18 18 —	— 21 21 21	
A572	42 以下 50 以下 60 以下 65 以下	415 450 520 550	290 345 415 450	20 18 16 15	24 21 18 17	M223
A588	A~J 101.6 以下 101.6~127 127~203.2	485 460 435	345 315 290	18 — —	21 21 21	M222
A514	A~Q 64 以下 64~150	760~895 690~895	690 620	— —	18 16	M244
A517	A~R 65 以下 65~150	795~930 725~930	690 620	— —	16 14	
A709	36 以下 50 以下 50W 以下 100, 100W 以下 100, 100W	400~550 450 485 775~915 700~915	250 345 345 700 635	20 18 18 — —	23 21 21 — —	(A36) (A572) (A588) (A514) (A514)

表 1.33 カナダの構造用鋼の種類と機械的性質

種 類	最大板厚 (mm)	引張強さ (MPa)	降伏点 (MPa)	伸び(%)		硬 度 (Brinell)
				20cm	5cm	
230 G	300	380/500	230	21	24	110~144
230 W	100	380/500	230	30	24	110~144
260 W	40	410/590	260	20	23	120~170
300 W	40	450/620	300	20	23	130~170
350 W	40	480/650	350	19	22	130~180
400 W	14	520/690	400	16	—	150~200
480 W	10	590/790	480	15	—	170~230
260 T	100	410/590	260	20	23	120~170
300 T	100	450/620	300~280	20	23	130~170
350 T	100	480/650	350~320	19	22	140~190
400 T	20	520/690	400	18	—	150~200
480 T	20	590/790	480	15	—	170~230
350 R	12	480/650	350	19	—	140~190
350 A	200	480/650	350~320	19	21	140~190
400 A	40	520/690	400	—	18	230~270
700 Q	50	800/950	700	—	18	230~270
Steel 350	200	>490	350	19	21	140~183
Coloy 400	40	>550	410	16	18	160~203
480	30	>590	480	14	16	170~220

注：降伏点の範囲のあるものは板厚によって値が変わる。

は ASTM 規格によることにしている。しかし、ASTM の鋼材規格名と AASHTO の鋼材名とは異なる。表 1.32 に両者の鋼材名とその機械的性質を示す。このうち、A514 および A517 が調質高張力合金鋼と呼ばれるもので、わが国の HT70 や HT80 に相当するものである。

(2) カナダ⁴⁾

鋼材規格としては、ACNOR (Association Canadienne de Normalisation) がある。これに加えて、ASTM 規格によるものも使用される。カナダの構造用鋼材の種類とその機械的性質を表 1.33 に示す。

1.3.2 欧州

(1) 欧州共同体 (EC)⁵⁾

欧州各国の設計規準を統一する Eurocode 3 では基本的な鋼材に関する規定しか設けられていない。それを表 1.34 に示す。この表より、50 キロ鋼までしか規定されていないことがわかる。但し、塑性解析を行いうる条件として、鋼材特性に関連して次のような規定が設けられている。

次のような付加的条件が満たされる場合、塑性解析を使用してよい。

$$\textcircled{1} f_u/f_Y \geq 1.2, \quad \textcircled{2} \varepsilon_{max} \geq 0.15, \quad \textcircled{3} \varepsilon_u/\varepsilon_Y \geq 20$$

これを、表 1.34 の FeE355 鋼にあてはめると、 $\varepsilon_u \geq 0.034$ (3.4%) となる。この程度の伸び能力だとわが国の高張力鋼においてもクリアできるのではないだろうか。

表 1.34 Eurocode 3 の構造用鋼の種類と強度

Nominal steel grade	Thickness t mm			
	t ≤ 40mm		40mm < t < 100mm	
	fy(N/mm ²)	fu(N/mm ²)	fy(N/mm ²)	fu(N/mm ²)
Fe E 235	235	360	215	340
Fe E 275	275	430	255	410
Fe E 355	355	510	335	490

表 1.35 イギリスの構造用鋼の種類と機械的性質

種類	引張強さ (MPa)	降伏点 (MPa)	伸 び (%)		衝 撃 試 験			備 考
			20cm	5.65√S1	温度 (℃)	設計エネルギー (J)	最高厚 (mm)	
40A	400/480	—	22	25	—	—	—	As rolled
40B	400/480	210~230	22	25	室温	27	50	As rolled
40C	400/480	210~230	22	25	0	27	50	As rolled
40D	400/480	225~260	22	25	{ -10 -20 -30 -50	{ 41 27 61 27	75	Normalized
40E	400/480	225~260	22	25	{ -10 -20 -30 -50	{ 41 27 61 27	75	Normalized
43A1	430/510	—	20	22	—	—	—	As rolled
43A	430/510	220~245	20	22	室温	27	50	As rolled
43B	430/510	220~245	20	22	0	27	50	As rolled
43C	430/510	225~245	20	22	{ -10 -20 -30 -50	{ 41 27 61 27	75	As rolled
43D	430/510	240~280	20	22	{ -10 -20 -30 -50	{ 41 27 61 27	75	Normalized
43E	430/510	240~280	20	22	{ -10 -20 -30 -50	{ 41 27 61 27	75	Normalized
50A	490/620	—	18	20	—	—	—	As rolled
50B	490/620	325~355	18	20	室温	27	75	As rolled
50C	490/620	325~355	18	20	{ -5 -15 -20 -30 -50	{ 41 27 41 27 35	75	As rolled
50D1	490/620	345~355	18	20	{ -5 -15 -20 -30 -50	{ 41 27 41 27 35	75	Normalized
50D	490/620	340~355	18	20	{ -5 -15 -20 -30 -50	{ 41 27 41 27 35	75	Normalized
50E	490/620	340~355	18	20	{ -5 -15 -20 -30 -50	{ 41 27 41 27 35	63	Normalized
50F	490/620	390	18	20	{ -5 -15 -20 -30 -50	{ 41 27 41 27 35	40	Normalized
55C	550/700	415~450	17	19	{ 0 -20 -30 -50	{ 27 61 47 27	19	As rolled
55E	550/700	400~450	17	19	{ -30 -50 -60	{ 47 27 35	63	Normalized
55F	550/700	415~450	17	19	{ -30 -50 -60	{ 47 27 35	40	Normalized

注：① 降伏点の範囲は板厚によって変る。② ・… t 12.4mmは As rolled. t≥12.5mmは Normalized. ③ …… Quenched and tempered

(2) イギリス

限界状態設計法の考えを基本としている BS5400 は、その Part 6 で構造用鋼材の規定を設けている。そこでは、BS4360 によることになっている。イギリスにおける構造用鋼の種類と機械的性質を表 1.35 に示す。表より 60 キロ鋼程度の鋼材が強度の上限になっている。

表 1.36 ドイツの構造用鋼の種類と機械的性質

鋼 材	規 格	種 別	脱酸 方法 ¹⁾	最大 板厚 ²⁾ (mm)	引張強さ ²⁾ (MPa)	降 伏 点 ³⁾ (MPa)	伸び ^{3), 4)} ($L_0=5d_0$) (%)	衝撃試験 (J)			
								熱処理 ⁵⁾	温度 (℃)	板厚 (mm)	3 個の 平均
一般構造用鋼材	DIN 17100 (1980)	St33	任意	25	290 以上	185-175	18	—	—	—	—
		St37-2	任意	100	340/470	235-195	26-24	U, N	+20	10~16	27
		USt37-2	U								
		RSt37-2	R	100	340/470	235-215	26-24	U, N	+20	10~63	27
		St37-3	R R	100	340/470	235-215	26-24	U N	± 0 -20	10~100	27-23 ³⁾
		St44-2	R	100	410/540	275-235	22-20	U, N	+20	10~63	27
		St44-3	R R	100	410/540	275-235	22-20	U N	± 0 -20	10~100	27-23 ³⁾
		St52-3	R R	100	490/630	355-315	22-20	U N	± 0 -20	10~100	27-23 ³⁾
		St50-2	R	100	470/610	295-255	20-18	—	—	—	—
		St60-2	R	100	570/710	335-295	16-14	—	—	—	—
		St70-2	R	100	670/830	365-325	11-9	—	—	—	—
耐候性構造用鋼材	DAST-Ri 007 (1979)	WTSt37-2	RSt37-2 と同じ								
		WTSt37-3	St37-3 と同じ								
		WTSt52-3	St52-3 と同じ								
高張力溶接用微 粒子構造用鋼材	DAST-Ri ⁷⁾ 011 (1979)	StE460	—	60	560/730	460-430	17	N	-20 0 +20	—	39 ⁶⁾ 43(31) 51(31)
			—	60	530/730	420-420	17	N	-20 0 +20	—	39 43(31) 51(31)
		StE690	—	50	790/940	690	16	V	-60 -40 -20 0	—	30(27) 40(31) 50(35) 60(40)

- 注: 1) 脱酸方法 (実際は化学成分の所で規定) U: リムド, R: キルド (セミキルド含む), R R: 特別キルド。
 2) 引張強さ 板厚 3 mm 未満の場合は値が異なる (DAST-Ri, 011 は別)。000/000 はこの範囲が許されることを示す。
 3) 000-000 は板厚によって変わることを示す。
 4) 伸び DAST-Ri, 011 以外は C 方向の規定もある。
 5) 熱処理 U: 熱間成形, 非熱処理, N: 焼準, V: 焼き入れ (水処理)
 6) () 内は C 方向。
 7) 製品形状の規定あり, StE460 の上段, StE690 は板, 形鋼, 溶接中空形鋼 (パイプ) で, StE460 の下段は継目なし中空形鋼 (パイプ)。

(3) ドイツ

一般構造用鋼材は、DIN 17100 に鋼種 St33 から St70-2 までが規定されている。耐候性構造用鋼材については DAST Ri 007 に規定されている。また、高張力溶接用微粒子構造用鋼材としては、DAST Ri 011 において StE460 および StE690 が規定されている。これらの鋼材の種類と機械的性質を表 1.36 に示す。高張力鋼 StE460 および StE690 は、それぞれわが国の SM58 と HT80 に相当する。この鋼材を使用した構造実験については研究例が見られるが、鋼道路橋設計規準に規定されておらず、橋梁への適用例の報告はまだ見られない。

(4) フランス

フランスの公共事業に使用される共通仕様書は、Journaux Officiels から発行される。この仕様書は多くの分冊からなり、橋梁に関するものは、分冊 61 である。鋼材に関するものは分冊 4 で、構造用鋼材の仕様は「金属構造用圧延鋼」に規定されている。表 1.37 にフランスの構造用鋼材の種類とその機械的性質を示す。わが国における HT80 クラスの高張力鋼が規定されている。

表 1.37 フランスの構造用鋼の種類と機械的性質

N F	タイプ	等級	引張強さ (N/mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	伸び(%) (Ll=5.65√Sa)	衝撃値
N F A 35-501 (1979)	注 記			・ 1	・ 2	・ 3
	A33	~2	320/490	155~175	16~18	
	A34	1~2	330/410	125~165	21~28	
	E24(A37)	1~4	360/440	185~235	20~28	
	E26(A42)	1~4	410/490	205~255	17~27	
	E30(A47)	2~4	460/560	225~295	15~23	
	E36(A52)	2~4	510/610	305~355	14~22	
	A50	1~2	490/590	255~295	13~19	
	A60	1~2	590/710	295~335	9~14	
N F A 36-201 (1979)	A70	2	690/830	325~365	5~10	・ 5
	注 記			・ 4	・ 4	
	E355	R	480/610	325~355	21~22	
	E375	FP ₁	510/630	345~375	21	
	E420	FP ₂	530/670	380~410	19	
N F A 36-204 (1979)	E460	R FP	570/710	420~460	17	・ 3
	注 記			・ 4		
	E500	R FP	620/670	480~500	17	
	E550		670/820	530~550	16	
	E620		740/890	600~620	15	
	E690		790/940	670~690	14	

- 注：・ 1；等級および板厚により変化。
 ・ 2；等級および板厚により変化。S₁は試験片断面積。
 ・ 3；タイプ、等級、方向および板厚により変化。温度により U または V 切欠試験片使用(20℃~-20℃)。
 ・ 4；板厚により変化。
 ・ 5；タイプおよび等級により変化。V 切欠試験片使用(0℃~-40℃)。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会鋼構造進歩調査小委員会：各国橋梁示方書に現れた高張力鋼利用の現況，土木学会誌，pp.63-67, 1975 年 4 月.
- 2) 土木学会鋼構造委員会鋼構造進歩調査小委員会：各国の橋梁示方書における鋼材の使い分け，土木学会誌，pp.44-50, 1975 年 9 月.
- 3) 土木学会鋼構造委員会鋼材規格小委員会：各国別にみた構造用鋼材の近況，土木学会誌，pp.80-88, 1981 年 10 月.
- 4) Guide des aciers de construction: The Steel Company of Canada, Juin 1978.
- 5) Eurocode No.3: Design of Steel Structures, Draft, 1990.
- 6) L.S. Beedle (ed.): Stability of Metal Structures, A World View, 2nd ed., SSRC, 1991.

2 高張力鋼に関する現状調査

2.1 使用実績

1952年に米国 U.S. スチール社が、T-1 鋼 (80 キロ鋼) を開発、実用化し、その後、米国においては橋梁分野に大量に使用されたが、これを契機として、我が国においても、折りからの本四架橋の計画もあって、高張力鋼の実用化への機運が盛り上がり、鉄鋼各社は昭和 35~45 年にかけて 60~80 キロ鋼の開発に努め、同時に、その使用方法に関する総合的な検討が行われた。その結果、60 キロ鋼は昭和 35 年に芦有道路の西村橋平野橋において使用、されたのを始めとし、その後、名神高速道路などの高速道路で使用が一般化した。また、70 キロ鋼、80 キロ鋼の使用は、土木学会に設けられた本州四国連絡橋技術調査委員会や日本橋梁建設協会において、材料の成分特性や溶接性等についての調査検討が行われ、阪神高速道路公団の港大橋 (昭和 49 年完成) の設計に本格的に採用されるに至った。その後、本州四国連絡橋公団により、検討が引き継がれ、疲労強度特性などについての検討が加えられている。このような経緯を経て、大鳴門橋や与島橋に高張力鋼が大々的に採用されるに至っている。また、阪神高速道路公団では港大橋の後、大和川橋梁、平林橋梁においても高張力鋼が使用されている。

高張力鋼の使用状況の調査方法としては、60 キロ鋼は橋梁に一般的に使われていることを考慮し、ここでは、70 キロ鋼以上を対象として、各公団に問い合わせを行い、使用実績の報告を頂き、それをもとに取りまとめを行った。諸外国における使用実績については、技術雑誌やファブリケートなどの情報をもとに調査を行った。使用実績の全体を網羅していない可能性は残るものの、高張力鋼の使用実態の概要を把握できたと考えている。

2.1.1 本州四国連絡橋における実績

(1) 与島橋

与島橋は瀬戸大橋のほぼ中央に位置し、本州側の斜張橋郡 (岩黒島橋、櫃石島橋) と四国側の南北備讃瀬戸大橋に接続する道路・鉄道併用の三径間連続のトラス橋である。中間支点付近の主構トラスの上下弦材に 70 キロ、80 キロ鋼が使用されており、鋼材の分布構成を図 2.1 に示す。使用量は 70 キロ鋼が 1073 t, 80 キロ鋼が 722 t となっており、全重量 15080 t の各々約 7%, 5% となっている。

(2) 大鳴門橋・他の吊橋

大鳴門橋 (昭和 60 年完成) は道路鉄道併用の主径間が 876m の長大吊橋であるが、その中央径間部の中央部の補剛桁の上下弦材に 70 キロ鋼が使われている。その重量は 2316t に上り、中央径間部の補剛トラスの重量 9637t の 24% に上っている。大鳴門橋の一般図と 70 キロ鋼が使用されている部分の概略を図 2.2 に示す。下津井瀬戸大橋、南北備讃瀬戸大橋の吊橋については、使用されているのは SM58 材までであり、高張力鋼は使用されていない。

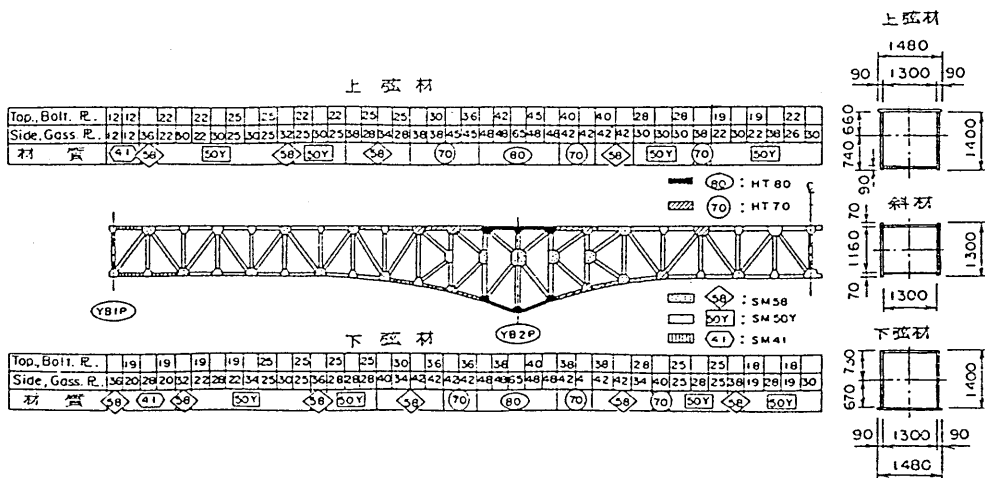


図 2.1 与島橋主構断面構成

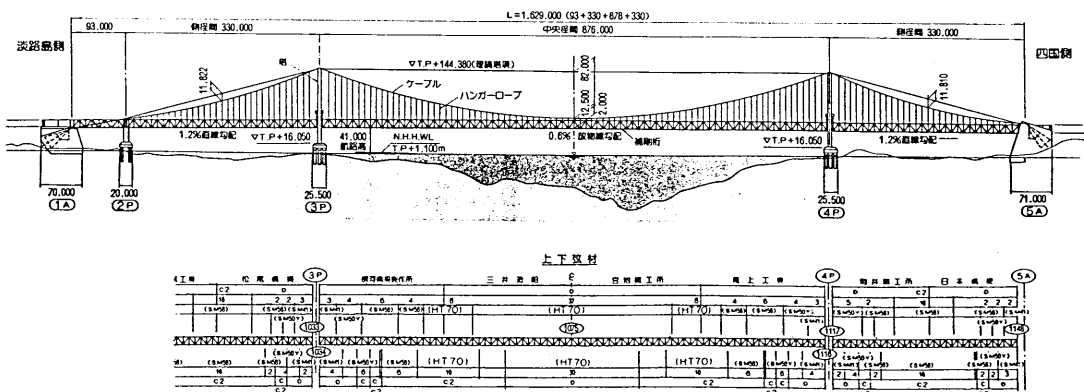


図 2.2 大鳴門橋一般図(完成系)

2.1.2 首都高速道路における使用実績

(1) 横浜ベイブリッジ

首都高速道路公団は高張力鋼の使用実績は少なく、平成元年に完成した横浜ベイブリッジの使用が初めてのケースとなる。横浜ベイブリッジはダブルデッキの斜張橋で、中央支間は 460m の大橋梁である。

使用箇所は図 2.3 に示すように、主塔の下方の横繫ぎ部で、70 キロ鋼、板厚 56mm が用いられている。また、桁の補剛トラスのガセットプレートの一部にも $t = 60\text{mm}$ の 70 キロ鋼が使用されている。

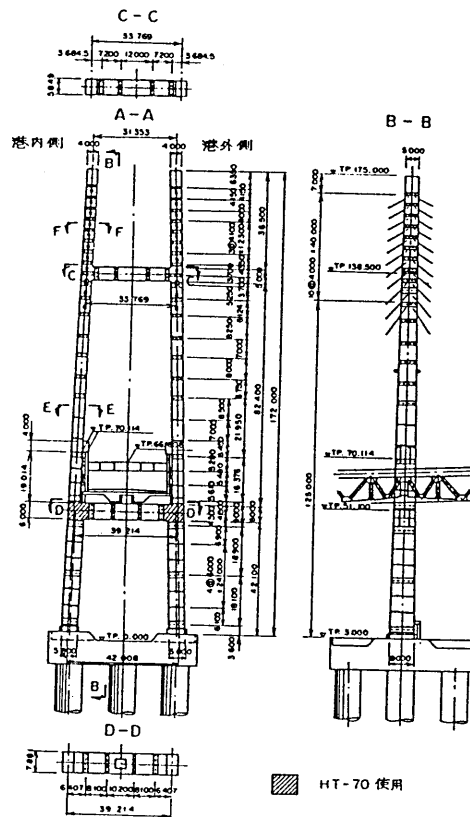


図 2.3 横浜港横断橋の HT-70 使用箇所

2.1.3 阪神高速道路における使用実績

(1) 港大橋

概要にも述べたように、港大橋（昭和 49 年完成）は高張力鋼を本格的に使用した日本で最初の橋梁である。ダブルデッキの道路橋で、ゲルバートラスの中央径間は、510m にも及んでおり、高張力鋼を使用することにより、死荷重の軽減を図っている。

使用鋼材の種別を図 2.4 に示す。吊り桁部分には高張力鋼は使われておらず、全量 29659t (鋼板のみ) の内、高張力鋼の使用量は 70 キロ鋼 1073t, 80 キロ鋼 4195t に上り、各々約 3.6%, 14.1% にも上っている。

(2) 大和川橋梁

大和川橋梁は大阪市と堺市の市境に架かる斜張橋であり、昭和 57 年に完成している。本橋は堺側の主塔のケーブルが線形の関係から平面に並ばず、その結果、堺側の主塔のみ 80 キロ鋼が用いられる設計となっている。使用状況を図 2.5 に示す。

80キロ鋼を用いるにあたっては、事前に施工性試験を実施し、溶接の信頼性を確認している。これらの試験の結果、溶接施工法、溶接材料、余熱の管理などを定めて施工を行っている。

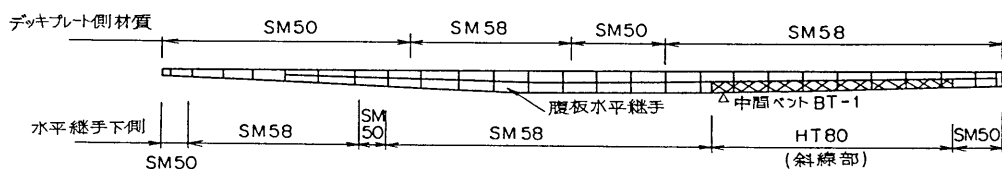


図 2.6 使用鋼材の種別

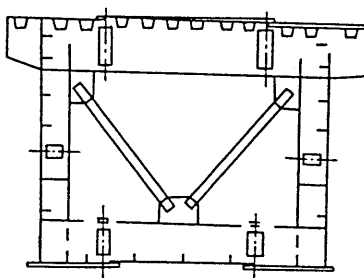


図 2.7 箱断面のブロック割り

の斜張橋である。耐候性鋼が全面的に用いられたことでも有名な橋である。ルーリング橋の一般図を図 2.8 に示す。この橋のケーブル定着用の横桁に A-514 材が使用されている。なお、A-514 材の使用量は、約 670t (橋全体では約 37000t) である。

(2) グラマシー橋

グラマシー橋はミシシッピ川に架かる中央支間が 400m を超える三径間連続のトラス橋である (完成は 1980 年代)。中間支点付近の下弦材並びに鉛直材と、中央支間の中央部の上弦材に A-514 材が使用されている (図 2.9 参照)。量的には A-514 材は 3560t (全量で約 39000t) に上る。

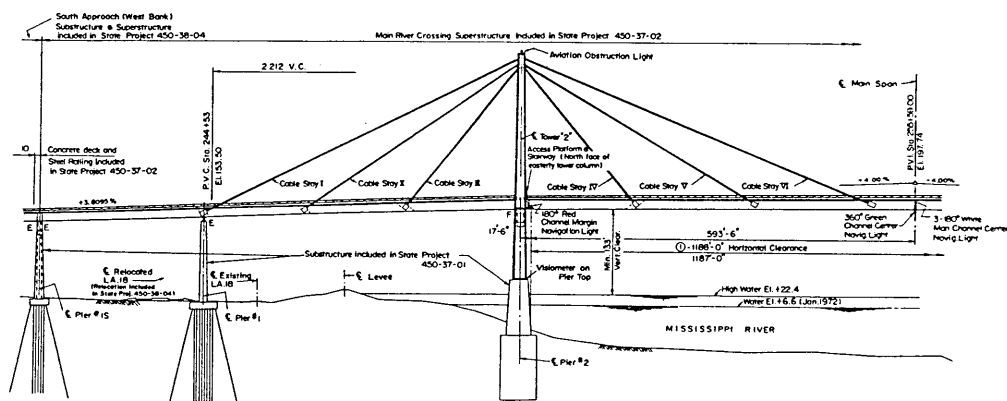


図 2.8 ルーリング橋の一般図 (半支間分)

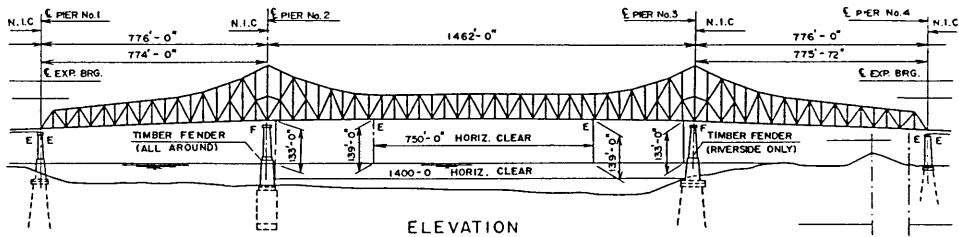


図 2.9 グラマシー橋の一般図

(3) クーパー橋

クーパー橋は三径間連続のトラス橋で、サウスカロライナ州チャールストンにあるスパン 122m + 244m + 122m の橋である (1988 年の段階で建設中)。図 2.10 にその一般図を示す。高張力鋼を使用することによってトラスの高さを変えることなく、上弦材、下弦材を平行に設計することが可能となったと紹介されている。

2.2 最近の研究状況

軟鋼と対比して引張強さが 50 キロ以上の鋼材を総称して高張力鋼と呼んでいるが、高張力鋼の所定の引張強さと靱性溶接加工性を併せ持つ性質を得るために鋼材の製造法に工夫がなされている。いわゆる 50 キロクラスの高張力鋼 (SM50, SM50Y, SM53) では、基本的には製鋼工程で C および Si, Mn などの元素を添加、調整することにより所要の引張強さが得られている。このような元素添加による製造法は、一方では炭素当量の増加により溶接加工性を損なう方向となり、自ずと限界がある。そこで 60 キロ以上のクラスの高張力鋼 (SM58, HT70, HT80) では元素添加による方法に加え、圧延工程において焼入れ、焼戻しなどの熱処理により引張強さの向上をはかっている。一般的に前者を非調質鋼、後者を調質鋼 (QT 鋼) と呼んでいる。

鋼材は製造法によって、機械的性質を変えることができる素材であり、現在の JIS, WES などの

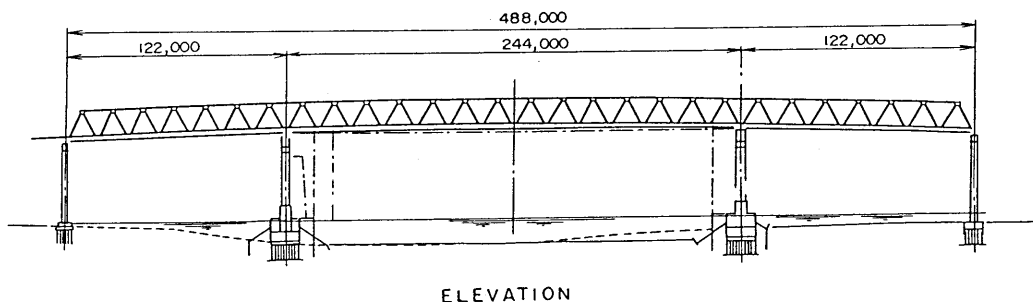


図 2.10 クーパー橋の一般図

規格に規定されている各種鋼材は、それぞれの目的に応じた所要の性質を安定的に生産できるものである。今日の構造物の設計規準は、鋼材の使用にあたり、これら鋼材の規格に準拠して許容応力度などを設定している。一方、近年では地震時の保有耐力設計の導入など社会的要求と設計技術の向上に伴って、構造物の弾塑性挙動など鋼材に対する新たな要求が出ており、これらに応えるべく新たな鋼材(素材)開発が進められている。

本節では、鋼構造物の終局強度の観点から、鋼材の製造法と機械的性質、および最近国内の高炉メーカーが傾注している 60 キロ以上の高張力鋼の低降伏比化の研究状況を概説し、最後に設計法との関連について考察を加える。

2.2.1 鋼材の製造法と機械的性質

引張強さ、靱性など鋼材の機械的性質は、鋼を構成する結晶構造や化学組成などより生成されるミクロ組織に依存する。また、このミクロ組織の形成には混入する化学成分、熱履歴および機械加工履歴が大きく影響する。所要の機械的性質を得るために、鋼材の製造過程では化学成分調整ならびに加熱、圧延温度および圧延量の制御などを施している。

鋼の基礎的な性質として、ある温度領域を境に 2 つのそれぞれ異なったミクロ組織が存在する。1 つはオーステナイトと呼ばれる高温域で結晶を形成するものであり、もう 1 つはフェライト、パーライトと呼ばれるそれ以下の低温域で結晶を形成するものである。

鋼材の製造で圧延のまま (AS ROLL) の非調質鋼では、冷却過程でフェライトが形成されるとともに余剰の炭素が炭化物として析出され、パーライトと呼ばれるフェライトと炭化物の層状組織が形成される。フェライトは比較的低強度ではあるが、靱性、延性に富み、一方、炭化物は高強度ではあるが、脆い性質である。フェライトと炭化物を混合した組織は、比較的高強度で、かつ靱性、延性を有する材質が得られる。50 キロまでの構造用鋼材の非調質鋼はフェライトとパーライトとが混合した組織となっており、適度な靱性を有するとともに、 $20\sim 40 \text{ kgf/mm}^2$ の降伏点強度を示す。

鋼のミクロ組織はオーステナイト化温度からの冷却速度の加減により大幅に変化する。例えば、0.2% 炭素鋼でオーステナイト化温度から室温に極端に急速冷却すると、降伏点強度が 100 kgf/mm^2 のものがえられる。この強度上昇は、オーステナイトが前述の非調質鋼にみられるフェライト-パーライト組織とは全く異なるミクロ組織へと変態した結果得られた特性である。急速冷却によって形成するミクロ組織の要素は一般に低温変態生成物と呼ばれ、マルテンサイト、ベイナイトがこれに属する。マルテンサイトはミクロ組織のなかでも最も高い強度を示す。ここで、鋼中の金属添加元素は、マルテンサイトのような低温変態生成物の形成を助長する働きを果たす。

鋼材の製造工程で、硬化・高強度化を目的とした熱処理を焼入れ (quenching) と呼ぶ。マルテンサイトの形成のために焼入れされた鋼材は、高強度となるものの、構造用鋼材として要求される靱性や延性は示さない。そこで、焼入れによる高強度化の後、靱性と延性を付与するために焼戻し (tempering) と呼ばれる追加の熱処理を行う。焼戻しのプロセスは、オーステナイトが再形成される温度 (約 700°C) 以下に加熱し、次いで室温まで冷却する前に、所定の時間この温度を保持する。焼戻し温度では、マルテンサイト中に拡散していた炭素原子が凝集して炭化物が形成される。その結果、強度は多少低下するものの、靱性と延性が増加する。所定の強度と靱性を得るには、焼戻しの時間と温

表 2.1 各鋼種の強度特性値

鋼 種	降伏点 # ¹	引張強さ	降伏比
	YP	TS	YP/TS
SM41A	31.7	48.8	65%
SM50A	41.2	55.5	74%
SM58Q	50.8	59.3	86%
HT80	78.2	86.2	91%

#¹ ; SM41A, SM50A は下降伏点、SM58Q, HT80 は 0.2% ひずみオフセット耐力を示す。

度を調節すればよい。このようにして製造された鋼材が調質鋼 (QT 鋼 = quenched and tempered steel) である。

2.2.2 低降伏比高張力鋼の研究状況

このような製造法の違いを主要因として、調質鋼と非調質鋼の間には鋼材の力学特性に微妙な違いを生じせしめている。すなわち鋼材の降伏点以上のひずみ領域における非弾性挙動の傾向が異なっている点であり、一般の調質鋼は非調質鋼に比べ、降伏比 (降伏点と引張強さの比) が高くなっている。図 2.11 および表 2.1 に代表的な鋼種の引張試験から得られた応力-ひずみ曲線、および強度特性値の例を示す。

建築鉄鋼構造の分野では、大規模地震に対して構造体の弾塑性応答でエネルギーを吸収する設計法が取り込まれており、この際鋼材の降伏点以降の挙動が保有耐力を左右する。従来、60 キロ以上の高張力鋼は降伏比が高いことも 1 つの理由として、建築規準法ではその採用を一般に認めていない。近年、建築物はますます高層化の傾向にあり、60 キロ以上の高張力鋼の市場ニーズの高まりを見せている。このような背景から建設省総プロでは、建築用 HT60 鋼の実用化研究が行われており、これを受けて主に国内の高炉メーカーが中心となって 60~80 キロ高張力鋼の低降伏比化の研究が進められている。

60 キロ以上の高張力鋼の一般的な製造は、焼入れ、焼戻しなどの熱処理を施して所要の強度を確保している。これは前述のように圧延-冷却プロセスにおいて鋼材の結晶組織を操作することにより得られる特性を利用したものである。一般的に鋼の降伏強さは鋼中の転位 (原子配列のズレ) の動きやすさにより決まる。したがって、高張力鋼の低降伏比化のためには転位の動きやすい低転位密度のフェライトと高転位密度のマルテンサイト、ベイナイトとの混合組織の適用が考えられている。そのような組織を得るには α 鉄 (フェライト) と γ 鉄 (オーステナイト) が混在する二相域温度からの焼入れが有効であるとしている。現在製造されている 60~80 キロの低降伏比高張力鋼は、概ねこの原理を活かしたものである。

図 2.12 に一例として同一溶鋼から製造した HT80 の従来 QT 鋼と試作で得られた 2 種類の低降伏比鋼 A, B の応力-ひずみ曲線を示す。なお、低降伏比鋼 A, B は、加熱-圧延-焼入れ-二相

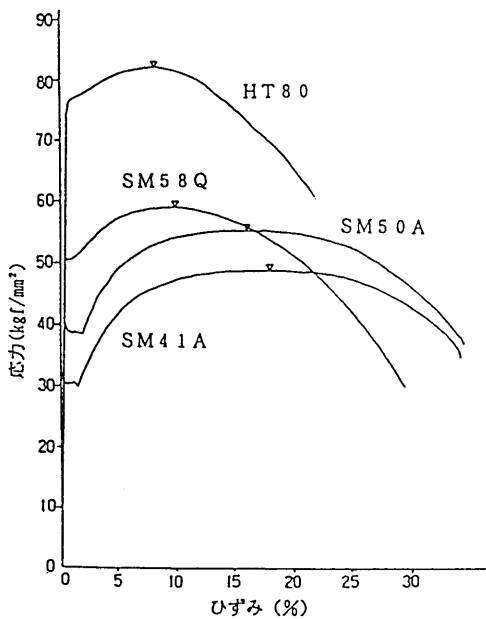


図 2.11 各鋼種の応力-ひずみ曲線

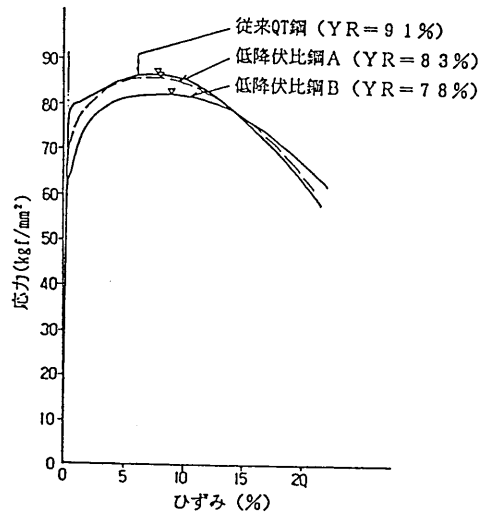


図 2.12 HT80 の応力-ひずみ曲線

域からの焼入れ-焼戻しのプロセスで製造したものであり、A と B は二相域処理の温度条件を変化させたものである。低降伏比鋼 A は、引張強さは従来 QT 鋼とほぼ同値のままで降伏点が下がっており、降伏比は従来 QT 鋼の 91% に対し 83% に低下している。低降伏比鋼 B は、降伏比はさらに 78% にまで低下しているものの、降伏点の低下とともに引張強さも 18% ほど下がっている。また、低降伏比鋼はいずれも一樣伸びが従来 QT 鋼に比べ、若干増加している。ここで得られた鋼材については、靱性など他の機械的性質や溶接加工性も良好であることが確認されている。

60~80 キロ鋼の低降伏比化に関しては、類似の研究成果が高炉各社から報告^{1),2),3)}されており、60 キロ鋼についても、従来の SM58Q の降伏比が 85% 前後であるものに対し、80% 以下の低降伏比鋼が得られている。

2.2.3 終局強度設計と鋼材特性

以上、高張力鋼の力学特性に関連し、製造法と最近の研究について述べたが、このような低降伏比鋼の土木鋼構造物（特に橋梁分野）への適用性について考察する。

現在、橋梁上部工の設計は道路橋の場合、道路橋示方書に準拠している。同示方書は、許容応力度法に基づいており、構造用鋼材の許容応力度は鋼材の引張強さおよび保証降伏点から、ある安全率をとって設定している。中でも、SM58 は保証降伏点からの安全率を他の 40~50 キロの鋼材に比べ高めにとっている。その理由を同示方書の解説で次のように記されている。

「… SM58 および SMA58 については、引張強さと降伏点との比が他の鋼材に比べ小さいことを考慮して、安全率を若干高めにとっている。」

また、HT70, HT80 についての許容応力度を規定している港大橋、本四連絡橋関連の規準でもこの道路橋示方書の考え方を踏襲し、鋼材の引張強さと降伏点の比を考慮した設定⁴⁾ となっている。

これら道路橋関連の規準では、鋼材の許容応力度を結果的には ① $YP/1.7$ および ② $TS/2.2$ のいずれか小さい方が採られている。すなわち、40~50 キロ鋼では ① が、また 60 キロ以上 (SM58 を含む) の鋼材は ② がそれぞれ他方より小さく、その値が許容応力度に近似している。60 キロ以上の高張力鋼の低降伏比化を狙う場合、40~50 キロ鋼の整合の観点から、その降伏比が ① および ② から $YP/TS = 1.7/2.2 \div 0.77$ (77%) が 1 つの目標値となろう。また、これまでの低降伏比鋼の製造研究では、同一鋼種での低降伏比化は降伏点絶対値の低下を招く傾向にあるが、構造設計の観点からは降伏点を下げずに引張強さを向上させた特性が望まれる。

一方、終局強度設計の観点からは、一般的に橋梁上部工の分野においては、構造を支配する主荷重は活荷重 (自動車など) であり設計荷重に対する超過荷重もおおよそ想定できること、また、単位鋼重当たりの耐荷力を最大とする最適設計の考え方に基づき構造部材が薄肉補剛構造であり部材耐力が弾性座屈で決まる場合が多いこと、さらには不静定次数が小さいことなどの理由から、当面の終局強度設計においても鋼材は、降伏点以下の弾性域での活用止まらざるを得ず、従って鋼材の降伏点以降の挙動を直接設計に利用することは現在のところ必要がないものと思われる。建築鉄骨構造の分野に比し、橋梁上部工の分野で高張力鋼の低降伏比化のニーズが顕在化しないのは、以上の理由によるものと思われる。

しかしながら、一方では橋梁分野においても、地震に対する設計手法が見直されている鋼製橋脚、あるいは海外の規準では既に採り入れられているコンパクト断面桁などが検討の俎上にあがっている。これらは、いずれも構造物の塑性挙動を制御するものであり、鋼材の破断に至るまでの力学特性が構造機能を左右することになる。その中で低降伏比高張力鋼の利用の可能性が期待される。

構造物はますます高層化、長大化の方向に進んでおり、これらを構築する鋼材の特性として高強度化は避けて通れないのは時代の趨勢であり、今後とも新しい機能を有する高張力鋼の出現とその活用が期待される。

参考文献

- 1) 日本鉄鋼協会：第 115 回 (春季) 講演論文集、1988.
- 2) 日本鉄鋼協会：第 113 回講演大会概要集、1987.
- 3) 製鉄研究 334 号：建築用新性能厚鋼板の開発、1989.
- 4) 土木学会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書・鋼上部構造用鋼板の所要性能、1973.

3 示方書・規定の見直しと設計強度に対する提案

3.1 道路橋示方書における許容応力度の安全率と鋼橋のたわみ規定

3.1.1 鋼材の許容応力度の設定における安全率

SM400, SM490 および SM490Y の許容応力度は $\sigma_Y/1.7$ という思想になっている。ところが SM570 と本四設計指針の HT685, HT785 に対しては $\sigma_B/2.2$ という考え方をとっていて、 $\sigma_Y/1.7$ で算定される値よりそれぞれ 3, 10 および 12% 小さい値となっている。このように SM570 以上の高張力鋼材に対し、それ以下の鋼材より大きな安全率をとる理由は、

- ① 軟鋼や 50 キロ鋼に比し、実績が少ない。
- ② 疲労や脆性破壊に対し、センシビリティが高いので危険。
- ③ 一様伸びが小さいので応力集中部で追随できないし、多軸応力状態にも対応できない。
- ④ 極限強度に達した後の抵抗強度の低下の度合いが急激である。

などが考えられる。これらに対して先ず ① に関しては、橋梁では少なくとも 60 キロ鋼は今やきわめてポピュラーとなっており、日常茶飯事的に使用されていると考えても良いということから、60 キロ鋼迄は実績が少ないとは言えない。

② に関しては以下のように考える。疲労や脆性破壊というのはその性格・性状からして明らかにいわゆる静的破壊と異なっているので、鋼鉄道設計標準が現在行っているように別項目のものとして区別して取り扱われるべきであると考えられる。

③ に関しては例えば、加藤らの実験結果¹⁾を引用し、SM400, SM570, HT785 材の平板試験片 ($t=12\text{mm}$ と 40mm の 2 種類で、平行部 235mm) における最大伸び量で評価すると、平滑材での SM400 および HT785 の最大伸び量での差は 15mm 程あるが、応力集中率 $\alpha \approx 10$ の切り欠き材をそれぞれで比較すると、その差はたかだか $2\sim 5\text{mm}$ となり、これらの数値から判断すると、HT785 が危険なら SM400 も危険であると言う可能性もでてくる。

さらに ④ に関しては確かに耐力低下は急であるとする鈴木ら²⁾、西野ら³⁾の実験結果があるが、この問題については幅厚比を絡めて解決可能と考えられる。この件について本四設計指針の考え方を再度整理すると、SM570 材以上の高張力鋼材については、それらの安全率をそれら以下の鋼材より大きくとっているから、例えば SM570 以上の局部座屈に対する幅厚比規定も SM490Y 以下の考え方と同一で良いという立場 (例として自由突出板の場合、基本的に幅厚比パラメータ $R=0.7$ 一定とした時の各鋼種の b/t をとるという立場) をとっていると考えて良い。但し、この件については現在上記のように判断しうる有力なデータが見当たらないので何らかの方法で確認の要ありと考えられる。

一方、もう一つの考え方として SM570 以上の安全率をそれ以下のものの考え方と同じで良いという方向が考えられる。但し、この場合は耐荷力-たわみ性状などが軟鋼などとほぼ同等であることが暗々裡に期待されよう。このようなとき 60 キロ以上の鋼材の材料特性の貧困さを幾何形状でカバーすることは十分可能であると考えられる。よってこの問題を実験的に明らかとしておくことは、限界状態設計法をにらんでの今後の高張力鋼材の動向に対して、きわめて重要な基礎資料を提供することになるろう。

3.1.2 道路橋示方書における鈑桁橋のたわみ規定と今後の対応

(1) 道路橋示方書におけるたわみ規定の変遷

昭和 34 年に制定された鋼道路橋の合成桁設計施工指針では、たわみの許容量 (δ_a) として支間 (L)/500 を規定している。この値は昭和 31 年制定の鋼道路橋設計示方書における鈑桁 (プレートガーダー) に対する規定に準じたものであった。一方、昭和 39 年に建設省により「鉄筋コンクリート道路橋の設計示方書」に続いて、昭和 43 年に「プレストレスコンクリート道路橋示方書」が制定された。これらの示方書は従来土木学会の「鉄筋コンクリート標準示方書」等を参考に道路橋として体系づけられたものであって、たわみの許容量に関する規定が無かったと思われる。

コンクリート橋、下部構造、耐震設計を含めて道路橋示方書を集大成する一環として、従来の合成桁、溶接及び高力ボルト等の規定を取り込み鋼道路橋設計示方書を大幅に改訂し、新たに「道路橋示方書 I 共通編、II 鋼橋編」が昭和 47 年に制定された。この改訂では部材別に、又橋梁形式別にたわみ制限を整備し、表 3.1 に示すようなたわみの許容量を共通編 (1.9) に規定した。この改訂作業の時期に、昭和 39 年の東京オリンピック開催に合せて、交通が供用された道路高架橋 (立体交差高架橋や自動車専用道路) に採用された鈑桁のコンクリート床版にひび割れ等の欠陥が多く観察された。その後の調査研究において、コンクリート床版の破損原因の一つに各主桁間の不等沈下が指摘され、鈑桁のたわみ制限を強化することにより、主桁剛度を高め不等沈下の相対量を規制することを目的に、鉄筋コンクリート床版をもつプレートガーダーに対して、合成桁と非合成桁の区別なく支間が 10m

表 3.1 道路橋示方書 I 共通編 1.9 (昭和 47 年制定)

活荷重 (衝撃を含まない) による鋼橋の主げた、床げた及び縦げたの最大たわみは下記の表に示す値以下とする。この場合たわみは部材の総断面を用いて計算するものとする。但し、ラーメン橋については鋼橋編 14.9 の規定によるものとする。

L: 支間 (m)

橋 の 形 式			最 大 た わ み	
プレート ガーダー 形式			単純支持げた 及び連続げた	ゲルバー桁 の支持部
	鉄筋コンクリート床板を 持つプレートガーダー	$L \leq 10m$	$L/2000$	$L/1200$
		$10 < L \leq 40m$	$\frac{L}{2000/L}$	$\frac{L}{12000/L}$
		$L > 40m$	$L/500$	$L/300$
	その他の床板を持つプレートガーダー		$L/500$	$L/300$
吊 橋 形 式			$L/350$	
斜 張 橋 形 式			$L/400$	
そ の 他 の 形 式			$L/600$	$L/400$

以下の場合、たわみの許容量を $L/2000$ と厳しく規定し、支間の長さに応じて緩和され、支間 $40m$ 以上では旧規定値 ($L/500$) 以下になるように改訂したものと考えられる。

その後、鉄筋コンクリートとプレストレスコンクリート道路橋示方書を改訂、整備され、「道路橋示方書 III コンクリート橋編」が制定された昭和 53 年に、許容たわみの規定は I 共通編の内容をそのまま II 鋼橋編 (1.4) に移行されたため、鋼橋のみがたわみの制限を受け、コンクリート橋についてはたわみの照査が不要な形態となった。平成 2 年 2 月に改訂された道路橋示方書においても許容たわみの規定に対する修正、変更は無く、鋼橋のみに表 3.1 の規定が適用されている。但し、建設省制定土木構造物標準設計においては、PC 単純 T 桁橋、PC 単純床版および中空床版橋に対して、活荷重によるたわみの許容値は、 $L/600$ 以下としており、実用的にはこの規定値がコンクリート橋に対する許容たわみ量の目安になっている。

(2) 許容たわみの規定に対する改善提案

道路橋示方書に準じて $15\sim 30m$ の単純形式の鈑桁を設計した場合、現行の許容応力度設計法下にあっても、許容たわみの規定を満たすよう、余儀なく、鈑桁高を高くするか、鋼重を増加させることがある。鋼重の増加は即、橋梁の価額に反映し、桁高を高くすることはプレストレスコンクリート橋 (桁高 / 支間は $1/22\sim 1/28$) に比べて不利になることから、鈑桁橋が、プレストレスコンクリート橋に対して苦戦を強いられている。

道路統計年報 (1991) の橋梁現況によると、橋長 $15 \sim 30 m$ の橋梁は、橋長 $15m$ 以上の総数 118,000 橋の 53% を占めており、また、この総数 118,000 橋の 53% を PC 橋と RC 橋が占めている。橋長 $30m$ 級迄は鋼橋の占める割合は相当低く、現状のままの対応では、中小径間分野で鋼橋が無くなる可能性もあり、鈑桁橋に対する厳しい許容たわみの制限について再検討する必要がある。その改善として次のような取り扱いを提案する。

- (a) III コンクリート橋編と同等にたわみ制限に対する照査を不要にする。
- (b) たわみ制限が必要とする場合、その合理性と規定値を明確にする。
- (c) 当座の対策として、II 鋼橋編 1.4 たわみの許容値を改善する。即ち、コンクリート橋を含めて、橋梁の形式別にたわみを規定し、桁形式のものに対しては、許容たわみ量を $L/500$ 以下とする。

3.2 設計用値の見直しと設計強度の設定に関する提案

3.2.1 構造用鋼材の降伏点、耐力の定義

図 3.1 に示す応力-ひずみ曲線において直線となる限界を比例限 σ'_p 、また降荷したら原点に戻る限界を弾性限 σ_E と呼ぶ。応力 σ とひずみ ε が直線関係を示す領域での比例定数が弾性係数あるいはヤング係数と呼ばれ E で表記される。

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \dots\dots\dots (3.1)$$

応力-ひずみ曲線で急激にひずみが増加し始める現象を降伏と呼びその開始点を降伏点と呼ぶ。

図 3.1(a) に示す軟鋼のような鋼材 (体心立方構造の鉄を主体とした鋼) では载荷によって降伏点に

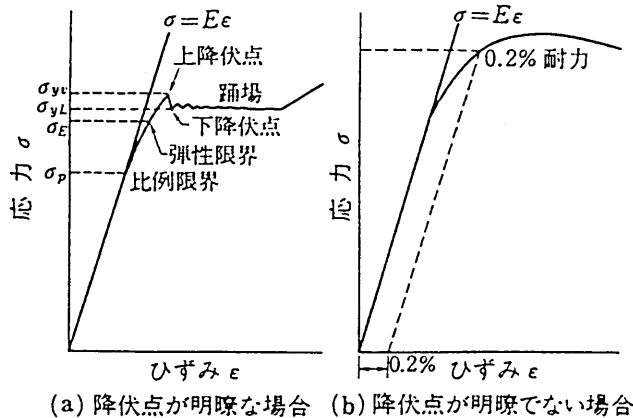


図 3.1 降伏点近傍の応力-ひずみ関係

達した後、いったん応力が低下し、さらに強制変形を与えるとぎざぎざしたほぼ一定なレベルであるが不安定な応力-ひずみ関係を示した後、一定な応力-ひずみ関係に落ち着く、最初に降伏した点を上降伏点と呼び、低下した後の点を下降伏点、応力とひずみが一定な箇所を降伏棚（あるいは踊場、Yield plateau）と呼ぶ。

上降伏点は引張試験機荷重計の置き針を使用することによって容易に測定ができることから、日常の材料試験においては上降伏点のみが測定されることが多い。また、踊場における応力が変動することなどの理由から JIS Z 2241・金属材料引張試験方法では、降伏点までの平均応力増加率を $1 \sim 3 \text{ kgf/mm}^2/\text{sec}$ 以下に低く抑えたうえで、上降伏点を単に降伏点と呼んでいる。一方、下降伏点は転位増殖による応力低下と加工硬化とが平衡状態にある比較的安定した特性値であるのに対し、上降伏点は転位の急激な増殖の開始点という材料の履歴や試験条件の影響を受けやすい特性値であるとの判断から、ASTM (American Society for Testing and Materials) A370-90a では下降伏点を降伏点と見做している。

図 3.1(b) に示すように、硬鋼や高張力鋼のように明瞭な降伏棚を示さない鋼材に対して、ASME A 370¹に準拠し JIS Z 2241 では、永久ひずみが 0.2% となる (0.2% オフセットと呼ぶ) 応力を耐力と称し、降伏強度の基準にしているが、JIS, ASME のいずれの定義においても永久ひずみ 0.2% とする明瞭な根拠は提示されていない。また、建築構造材用ステンレス鋼 SUS 304 の設計用基準強度を 0.2% オフセット耐力で評価するとその降伏比が高くなることから 0.1% オフセット耐力を採用しているものもあり、永久ひずみの設定値については今後の課題である。

3.2.2 土木学会設計指針における鋼材の設計強度

鋼構造物設計指針では、限度状態の照査に対する構造用鋼材の設計強度: F は表 3.2 に示す値を

¹ Yield strength (耐力) とは、比例限から特定の値だけ偏差 (ずれ) された応力レベルであり、このずれは、ひずみ $\alpha\%$ オフセットあるいは、0.5% 荷重下全伸び等で表示する。オフセット法で得られた耐力の値については、用いたオフセットの規定値を明示する。特に規定のない場合は、永久伸びの値を 0.2% とする。

表 3.2 設計強度 F (kgf/mm^2)

鋼種	SS400, SMA400	SM490, STK490	SM490Y, SM520	SM570	適用範囲
	SM400, STK400 SWH400	STKR490, SCW490-CF	SMA490	SMA570	
強度	24	32	36	46	厚さ 40mm 以下
	22	30	34	44	厚さ 40mm を越えるもの

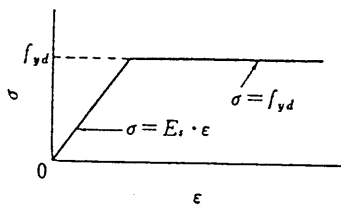
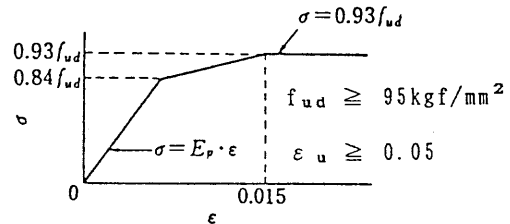
(a) 鉄筋および構造用鋼材の
応力-ひずみ曲線(b) PC鋼線、PC鋼より線および
PC鋼棒1号の応力-ひずみ曲線

図 3.2 モデル化された鋼材の応力-ひずみ曲線

原則とするとしている⁴⁾。即ち、鋼材の保証降伏点または耐力を特性値とし、これを材料の部分安全係数 (γ_{m1}) 1.0 で除した値を設計強度としている。土木学会コンクリート標準示方書⁵⁾における終局限界状態の検討では、図 3.2 に示すモデル化された応力-ひずみ曲線を用いている。

3.2.3 材料強度と設計強度の設定に関する提案

(1) 鋼材強度の特性値

鋼材強度の特性値に対しては、コンクリート標準示方書⁵⁾及び鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則に準拠⁶⁾し、次の通りとする。

- ① 鋼材の引張降伏強度の特性値 f_{yk} および引張強度の特性値 f_{uk} は、引張試験によるそれぞれの強度に基づいて定めるものとする。引張試験は、JIS Z 2241「金属材料引張試験方法」による。
- ② JIS 規格に適合するものは、特性値 f_{yk} および f_{uk} を JIS 規格値の下限值（保証降伏点および保証引張強さ）としてよい。また、設計に用いる鋼材の断面積は、一般に公称断面積としてよい。
- ③ 降伏強度の特定が困難である鋼材については、引張強度 f_{uk} をもとにそれぞれの降伏強度の特性値を定めてもよい。

表 3.3 上降伏点 (σ_{Yu})、下降伏点 ($\sigma_{Y\ell}$) に関する引張試験結果 (kgf/mm^2)

鋼 種	上、下 降伏点	個数 N	保証降 伏点 F	平均値 M	M/F	標準偏 差 s	下 限 値 *	
							$M-1.65 \cdot S$	$M-1.88 \cdot S$
SS400, SM400	σ_{Yu}	41	24	30.2	1.256	2.21	26.6	26.0
	$\sigma_{Y\ell}$			29.2	1.218	2.15	25.6	25.2
SM490	σ_{Yu}	44	32	38.4	1.200	2.51	34.3	33.7
	$\sigma_{Y\ell}$			37.0	1.157	2.60	32.7	32.1
SM490Y	σ_{Yu}	21	36	42.1	1.169	2.21	38.4	37.9
	$\sigma_{Y\ell}$			40.1	1.113	2.27	36.4	36.0
SM520	σ_{Yu}	27	36	43.3	1.202	2.93	38.4	37.8
	$\sigma_{Y\ell}$			41.9	1.165	2.78	37.3	36.7
SMA490	σ_{Yu}	15	36	44.8	1.243	3.44	39.1	38.3
	$\sigma_{Y\ell}$			43.0	1.193	3.35	37.2	36.7

④ 鋼材の圧縮降伏強度の特性値 f'_{yk} は、鋼材の引張降伏強度の特性値 f_{yk} に等しいものとしてよい。

⑤ 鋼材のせん断降伏強度の特性値 f_{vyk} は、次式により求めてよい。

$$f_{vyk} = f_{yk} / \sqrt{3}$$

⑥ 鋼材の支圧降伏強度の特性値は、一般に次式により求めてよい。

$$f_{ayk} = \eta \cdot f_{yk}, \quad \text{但し、} \eta = 1.5 \text{ を標準とする。}$$

(2) 明瞭な降伏棚がある構造用鋼材の設計強度の設定

引張応力に対する設計強度は、材料係数を 1.0 とし、保証降伏点 (降伏強度の特性値 f_{yk}) としてよい。即ち、鋼材 (SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520) については、鋼構造物設計指針における設計強度: F を用いる。その根拠として、次のような点が挙げられる。

① 表 3.3 に示すように、1989 年に鉄鋼メーカーが実施した引張試験結果の統計値から明瞭な降伏棚が観察された鋼材 (SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520) については、それらの下降伏点がそれぞれの保証降伏点を 97% 以上の確率で上廻ることが確認されている。

② 表 3.4 に示すように、橋梁製作メーカーに対して、アンケート形式で調査票を配布し、回答を得たデータ (SM400, SM490, SM490Y, SM570 鋼) について分析した結果から、チェックテスト値 (JIS に準拠した鋼板の引張試験結果で、上降伏点と下降伏点が混存していると思われる) では、変動係数が 0.06~0.09 の範囲にあり、実測の降伏点がそれぞれの保証降伏点を 97% の確率で上廻ることが確認されている⁷⁾。但し、SM570 鋼については、明瞭な降伏棚が観察されないものや降伏棚の領域が比較的狭いものが報告されており、SM570 が明瞭な降伏棚を有する鋼材であるや否やを明らかにする必要がある。

表 3.4 橋梁製作メーカーが実施した降伏点に関する引張試験結果 (kgf/mm^2)

鋼 種	データ 数 N	平均値 M	保証降 伏点 F	M/F	標準偏 差 s	下 限 値 *	
						$M-1.65 \cdot S$	$M-1.88 \cdot S$
SM400A	89	28.4	24	1.183	2.07	25.0	24.5
SM400B	60	29.1	24	1.213	2.29	25.3	24.8
SM400C	18	30.8	24	1.283	1.98	27.5	27.1
SM490A	472	37.3	32	1.166	2.82	32.6	32.0
SM490B	292	37.3	32	1.166	2.81	32.7	32.0
SM490C	33	37.2	32	1.166	2.60	32.9	32.3
SM490Y	107	42.7	36	1.186	3.22	37.4	36.6
SM570	77	55.7	46	1.211	4.00	49.1	48.2

* 下限値は、残存確率 95% または 97% を示す降伏点の値

(3) 明瞭な降伏点を示さない構造用高張力鋼の設計強度の設定

図 3.3 に示す応力-ひずみ関係において、最大引張り強度時における全ひずみ値: ε_u が 0.2% オフセット耐力のひずみ値: ε_Y の 20 倍以上あり、かつ鋼材破壊時の最大ひずみ値: ε_{max} が 10% を満たす構造用高張力鋼材の引張応力に対する設計強度は、保証引張強さ (引張強さの特性値; f_{uk}) を材料係数 1.2 で除した商としてよい。但し、 $\varepsilon_u > 20 \varepsilon_Y$ 、かつ $\varepsilon_{max} > 10\%$ の条件をクリアしない高張力鋼材の引張応力に対する材料係数は 1.3 とするものとする。その根拠として、次のような点が挙げられる。

- ① 明瞭な降伏点を示さない構造用鋼板の耐力 (Yield Strength) を求める規定として 0.2% オフセット法か、0.5% 荷重下全伸び法のいずれかによる応力レベルとする旨の ASTM A 370 あるいは、0.2% の永久伸びを起すときの応力とする旨の JIS Z 2241 があるが、材料力学的、構造工学的な根拠があいまいな永久伸び 0.2% で規定される耐力より、保証引張強さを基準とする方が、材料力学的に明瞭で、かつ 強度管理する立場から解り易く、合理的である。
- ② 一般に、コンクリートの材料係数は破壊強度のバラツキの大きさや最大圧縮強度における伸び率が 0.3% 前後しか無いことから、鋼材の材料係数より大きい値が用いられている⁸⁾。さらにコンクリート標準示方書〔設計編〕では、コンクリート圧縮強さに対し、標準的な材料係数を 1.3 と採択しており、コンクリートに比べて大きな伸び変形能を満たす高張力鋼の材料係数として 1.2 を採用することは、材料特性上から妥当であると考えられる。

(4) 設計強度と降伏点・耐力、現行の引張許容応力度の比較

厚さ 40mm 以下の鋼材について保証引張強さ、保証降伏点・耐力、設計強度、現行の許容引張応力度及び現行の許容引張応力度に相当する応力度として、設計強度を 1.7 で除した商の値 (相当許容引張応力度: $\sigma_{ta,c}$ と略記) を比較したものが表 3.5 であり、概念的に理解しやすいように図示したも

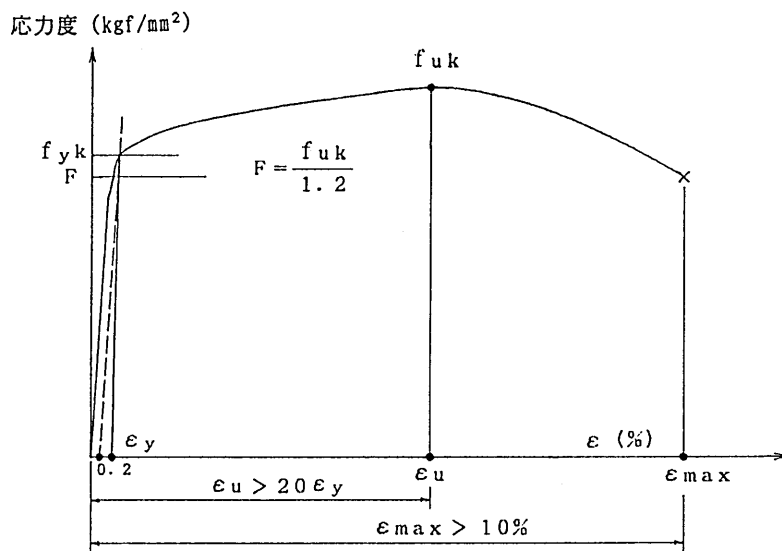


図 3.3 構造用鋼板の応力-ひずみ関係

のが図 3.4 である。50 キロ鋼 (SM490, SM490Y, SMA490W, SM520) 級迄は現行の許容引張応力度と同一である。SM570, HT685, HT785 鋼に対しては相当許容引張応力度: $\sigma_{ta,c}$ は $2 \sim 3 \text{ kgf/mm}^2$ 高めの値に設定されるが、保証引張強さに対して安全率は 2.05~2.06 倍確保しており、十分に安全が保証されていると考えられる。むしろ、41~53 キロ鋼級の保証引張強さに対して安全率 2.93~2.38 が過大な値であると思なす方が妥当なのかも知れない。

本州四国連絡橋の鋼上部構造設計 (1.1.3 参照) では、HT685, HT785 鋼材に対して材料係数 1.3 程度に許容応力度を設定しているが、HT685 及び HT785 の伸び変形能は $\epsilon_u > 20 \epsilon_Y$ 、かつ $\epsilon_{max} > 10\%$ を満たすものであり、本提案に依ると材料係数は 1.2 でよいことになる。

表 3.5 降伏点・耐力、設計強度、現行許容応力度と相当許容応力度 (kgf/mm^2)

鋼 種	保証引 張強さ σ_B	降伏点 or 耐力 σ_Y	設計 強度 F	$\sigma_{ta,c}$ ($F/1.7$)	現行許容 応力度 σ_{ta}	応力比 $\sigma_{ta,c}/\sigma_{ta}$	σ_B に対す る安全率 $\sigma_B/\sigma_{ta,c}$
SM400, SMA400W	41	24	24	$\doteq 14$	14	1.0	2.93
SM490	50	32	32	$\doteq 19$	19	1.0	2.63
SM490Y, SMA490W	50	36	36	$\doteq 21$	21	1.0	2.38
SMA520	53	36	36	$\doteq 21$	21	1.0	2.52
SM570, SMA570W	58	46	48	28.2	26	1.08	2.06
HT685	70	60	58	34.1	32	1.06	2.05
HT785	80	70	66	38.8	36	1.08	2.06

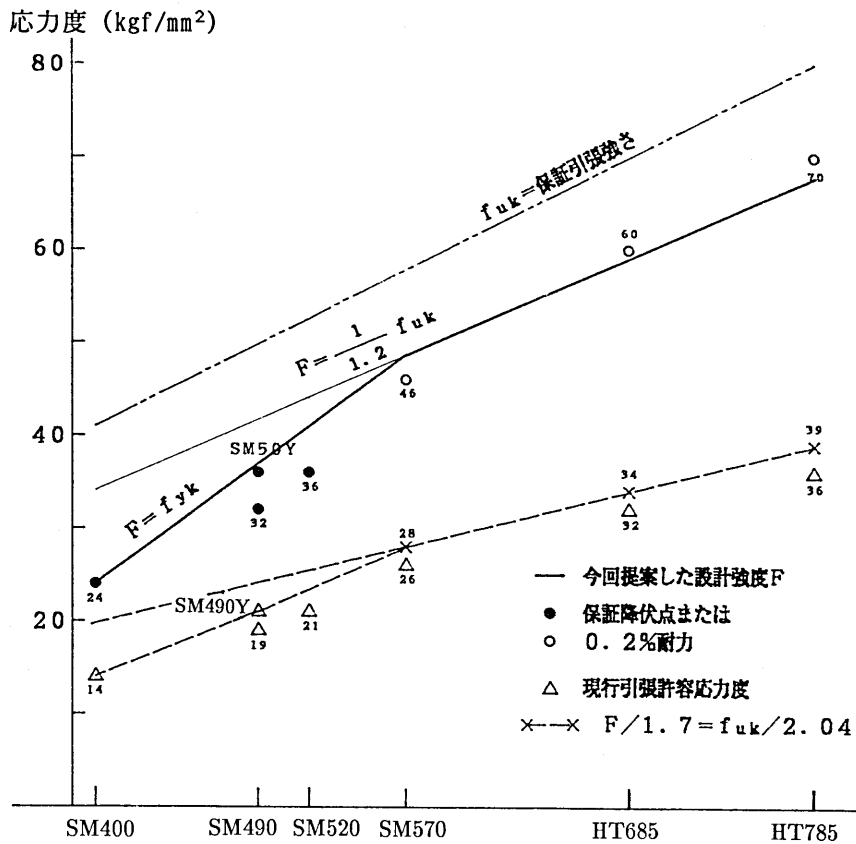


図 3.4 設計強度と現行許容応力度の比較

材料係数 1.3 については、安全性が高すぎるものとするが、当面はギャップファクター（例えば、 $\gamma_G = 1.3/1.2 = 1.1$ ）を導入するなど、現行規定との整合性を図りながら、各種データ収集や実験データの蓄積により、材料係数の信頼性を高める必要がある。

3.2.4 座屈基準強度の取扱い

(1) 終局強度の評価

わが国における座屈設計法については、土木学会鋼構造委員会のもとに設置された「座屈設計ガイドライン」作成小委員会（委員長 福本 秀士 大阪大学教授）において、極めて多岐にわたり最新の情報がまとめられた。その成果は、「座屈設計ガイドライン」として土木学会より出版された⁹⁾。さらに、限界状態設計法を念頭に置き、これを引き継ぐ形で、文部省科学研究費補助金総合研究 A 「鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究」の成果が取りまとめられた¹⁰⁾。このような状況のもとで、鋼材特性に関連して、座屈基準強度の取扱いについて考察する。

(a) 鋼材の設計強度

座屈耐荷力の観点から、構造物の抵抗強度を評価する場合、従来より降伏荷重が重要な指標となっている。この指標が適切であるかどうかの評価は、

- ① 軟鋼のように鋼材が完全弾塑性体と見なせる場合、
- ② 高張力鋼のように明瞭な降伏点がない、またはあっても降伏棚が非常に狭い場合、

とで異なるであろう。実際の構造物の場合、そのほとんどが弾塑性挙動を示して崩壊することから、降伏後の鋼材特性が構造物の終局強度に与える影響は大きいと考えられる。したがって、基準強度を鋼種にかかわらず規定することは高張力鋼の活用に有利とならないと思われ、70~80 キロ級高張力鋼を用いた場合の抵抗強度を把握する必要がある。

(b) 鋼材の特性値

前述の部材強度分科会では、限界状態設計法のフォーマットとして、SGST フォーマット¹¹⁾に基づき作業が進められているが、抵抗係数の中に鋼材の特性値の統計量が含まれていることから、次の事項が課題となろう。

- ① 鋼材の特性値の統計的性質を、抵抗係数の中を含めるのか、それとも材料の部分安全係数で考慮するのか、
- ② 実測データに基づく鋼材の特性値の統計的評価ができるよう、鋼材データの蓄積と充実が不可欠である。

(2) ダクティリティの評価

長大橋梁においては、地震荷重や風荷重といった自然に左右される荷重が設計を支配することが多い。これらの荷重は発生確率が非常に小さいもののその荷重は相当大きいものである。したがって、地震荷重や風荷重については、構造物のエネルギー吸収能力の観点から設計することが合理的であろう。このような設計において、材料としての鋼材の延性の利点を利用する方法を、

- ① 局部座屈、
- ② 溶接部の欠陥、
- ③ 断面の構成方法、

の観点から、製作コストと設計法の視点に立って、検討することが重要である。

3.3 今後の検討課題

- (1) 降伏域棚が明瞭な 41 キロ級の鋼材の設計強度は保証降伏点を用いることにしたが、この値は、保証引張強さを材料係数 1.2 で除した値より低く目であって、鋼材の破壊に対しては、安全性を過大に評価しており、その結果終局耐荷力に不利になることはないか？

表 3.6 $\nu=1.6$ 及び 1.5 に対応した $\sigma_{ta,c}$ と σ_B に対する安全率 (kgf/mm^2)

鋼 種	保証引 張強さ σ_B	降伏点 or 耐力 σ_Y	設計 強度 F	$\sigma_{ta,c}$ ($F/1.6$)	σ_B に対す る安全率 $\sigma_B/\sigma_{ta,c}$	$\sigma_{ta,c}$ ($F/1.5$)	σ_B に対す る安全率 $\sigma_B/\sigma_{ta,c}$
SM400, SMA400W	41	24	24	15	2.73	16	2.56
SM490	50	32	32	20	2.50	21.3	2.35
SM490Y, SMA490W	50	36	36	22.5	2.22	24	2.08
SMA520	53	36	36	22.5	2.35	24	2.21
SM570, SMA570W	58	46	48	30	1.93	32	1.81
HT685	70	60	58	36.3	1.93	38.7	1.81
HT785	80	70	66	41.3	1.94	44	1.82

- (2) HT685, HT785 の高張力鋼のように降伏域棚が観察されない鋼材については、0.2% 降伏永久伸びに基づく降伏耐力の評価が明確でないこともあって、保証引張強さを 1.2 で除した値を設計強度としたが、これら高張力鋼を含めて、SM520, SM570, HT585 鋼材の応力-ひずみ曲線を見直し、降伏域棚の有無、破壊時における伸び変形能力など明確にする必要がある。
- (3) 圧縮に対する設計強度の設定および座屈耐力曲線等を設定する必要がある。
- (4) 現行許容応力度設計法との整合性を図る必要がある。即ち、許容応力度に対する安全率として $\nu=1.7$ が妥当か、否か。建築学会鋼構造基準では、 $\nu=1.5$ を採用しており (1.2.1 参照)、一方旧国鉄鋼構造設計標準¹²⁾ においても $\nu=1.6$ を採用していた。また、平成 4 年 10 月に改訂された JR 鉄道構造物等設計標準では限界状態設計法に基づいているため、比べにくい、実質的に、安全率として 1.5 を目安にしたようである。今後、設計強度に対する ν 値を検討する際の参考データに利用できるように、 $\nu=1.6$ 及び 1.5 に対応した相当許容引張応力度: $\sigma_{ta,c}$ と σ_B に対する安全率を表 3.6 に示す。

参考文献

- 1) 青木博文・加藤 勉・難波恒夫・佐藤亘宏：変断面鋼板引張材の変形能力と素材の力学的特性、日本建築学会論文報告集 / 第 320 号, pp.36-44, 1982 年 10 月。
- 2) 鈴木敏郎・小野徹郎：圧縮と曲げを受ける鉄骨 H 形断面柱の塑性変形能力に関する研究、日本建築学会論文報告集 / 第 292 号, pp.23-29, 1980 年 6 月。
- 3) 西野文雄・伊藤 学・星埜正明：ハイブリッドばりおよび大型圧延 H 形鋼ばりの曲げ挙動, JSSC, Vol.7, No.71, pp.1-10, 1971 年 11 月。
- 4) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART A, PART B, 昭和 62 年発行。
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編, 平成 3 年制定。
- 6) 鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会：鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則、土木学会論文集、No.450/I-20, pp.13-20, 1992.7。

- 7) JSSC 技術委員会安全性分科会材料委員会：「ミルシート値とチェックテスト値との関係について」 No.38, Vol.5 (1969) 及び「鋼材の機械的性質のばらつきについて」 No.48, Vol.5, (1969).
- 8) 関西道路研究会誌：新しい英国基準 BS 5400 によるコンクリート橋の設計、国民科学社, pp.12.
- 9) 土木学会：座屈設計ガイドライン, 1987 年.
- 10) 福本秀士：鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究、平成元年度文部省科学研究費補助金 (総合研究 A) 研究成果報告書, 平成 2 年 3 月.
- 11) 東海鋼構造研究グループ：鋼構造材の抵抗強度の評価と信頼設計への適用、橋梁と基礎, Vol.14, No.11, pp.33-41 /No.12, pp.38-44, 1980 年.
- 12) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説 (鋼鉄道橋編), 昭和 58 年発行.