

第二編

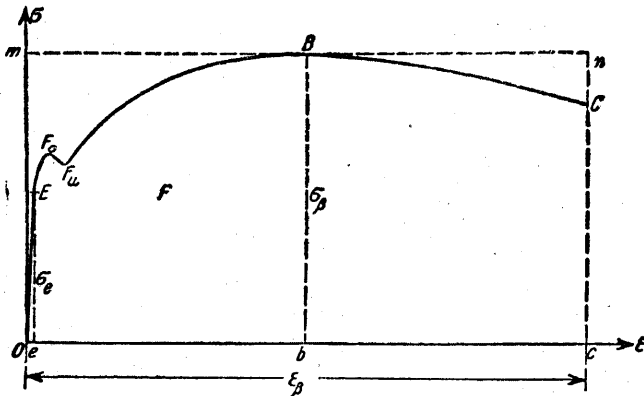
鋼橋断面決定の根本原理

第六章 材料の力學的性質

20. 張力及壓力

鋼橋の部材の断面決定に對する原則を精密に論ずる爲には、豫め錬鐵又は鋼の重要な力學的性質を簡単に述べる必要がある。

第79圖に著名な錬鐵の伸長線圖を示す。此の節に用ひた此の圖の記號により錬鐵及鋸鋼*の橋梁に用ひられる總ての性質が理解される。 E は弾性限界、即ちその點迄は残留伸長を生じない——より正確に言へば、確められる程度には生じない——應力度の限界である。點 E の位置は確定せず、それ迄に部材



第79圖

の受けた荷重に大きな關係がある。比例限界、即ち應力と伸長の比例する上限を示す應力は弾性限界と略一致する。

この點から伸長は應力に比し急に増大する。 F_0 は上の降伏點を示す。壓力の時は縮搾限界と言ふ。この點は暫くの間は應力が増加せず伸長の増す特徴がある（之を降伏と言ふ）。

否、荷重が減少しても尙下の降伏點 F_u に至る迄、伸長は持續する。この點から破壊強度 B に至る迄は、應力が増すに従つて伸長が増す。¹⁾ 試験片は局部的に狭窄し始め、その爲に應力の減少するにも拘はらず、伸長は尙増大し兩部分に截斷する。截斷した時試験片の標點間に生ずる全伸長を破壊伸長 ϵ_b と稱し、商 $\frac{\text{破壊伸長}}{\text{標點距離}}$ を破壊伸長率と稱す。數學的に

$$F = \int \sigma d\epsilon$$

で定義される、この圖の面積 F は伸長の際試験片に貯へられる變形エネルギーを示し、試験片の弾性エネルギーを表はす面積 OeE と、可塑性エネルギーの大きさを表はす残りの面積 $eECc$

* 譯者註：本書に於ては錬鐵 (Flußeisen) と鋸鋼 (Flußstahl) とを區別してゐるが、現在は區別せず凡て Flußstahl と考へられる。共に所謂軟鋼に屬するものである。

1) 屢々上下の降伏點は一致する。

の2部分に分かれる。

突然局部的の荷重の變化(衝撃)を生じた時、多量の残留變形エネルギーを貯へ得る材料の能力が非常に重要である。多量の可塑性エネルギーを持つた材料はその種の局部的過大應力に対する抵抗が大である。之を稱して強靱であると言ふ。之に反して、脆い材料はそのエネルギーが少いのを特徴とする。後に述べる様に、鐵の強靱性は二次應力の害を除くのに重大な役目を演ずる。それ故橋梁工に於ては一部分を除いては強靱な材料のみを使用せねばならない。平面 F の大きさは矩形 $O m n c$ の面積と少ししか違はないから、強靱度を積 $\sigma_3 \epsilon_3$ で表はす事が出来る。此處に σ_3 は破壊強度、 ϵ_3 は破壊伸長を表はす。併し通常は破壊伸長率を用ひ、破壊強度と破壊伸長率との積を材質係數と言ふ。それ故、破壊伸長は弾性限界、降伏點及破壊強度と共に橋梁材料としての特徴を知るのに重要である。弾性限界及降伏點は通常破壊強度と比例するから、橋梁材料の材質規定に於ては多く破壊強度と伸長率の規定により満足してゐる。

弾性限界は操作を受けない構造用鑄鐵に於ては、1.8 乃至 2.2 t/cm² の間に變化する。併し常溫操作により著しく高め得る。平均値は破壊強度の半分と見積る事が出来る。降伏點の應力は破壊強度の略 2/3 である。伸長率の逆數、即ち弾性係數は鑄鐵に於ては通常 2150 t/cm² とするが、普通は幾分小である。

橋梁及建築の構造物部門のドイツの規定は構造鑄鐵に對し次の様に規定する：

厚さ 7 乃至 28 mm, 断面最小 3 cm² の試験片の部材材料：

1. 縦方向に於て：
標點距離 200 mm の時抗張強度最小 37, 最大 44 kg/mm², 伸長最小 20 %。
2. 横方向に於て：
抗張強度 36 乃至 45 kg/mm², 伸長最小 17 %。

鉄材及ピン材：

抗張強度 36 乃至 42 kg/mm², 伸長最小 22 %。

それ故鉄及ピンは特に柔い非常に伸びのよい(強靱な)材料を用ひねばならない

鋸材料に對して：

鋸厚 5 乃至 7,9 mm			8 乃至 28 mm			28 mm 以上		
a	b	材質係數	a	b	材質係數	a	b	材質係數
抗張強度	伸長	$a+b$	抗張強度	伸長	$a+b$	抗張強度	伸長	$a+b$
36乃至43 kg/mm ²	最小 18 %	最小 57	35乃至42 kg/mm ²	最小 20 %	最小 58	34乃至41 kg/mm ²	最小 22 %	最小 59

材質係數($a+b$)を導いて、同時に最小の伸長と最小の強度を示す鋸を受け取る事を避けなければならない。

オーストリア橋梁規定によれば：

鑄鐵の場合：

橋梁に使用する鑄鐵の抗張強度は 3,6 t/cm² より以下ではいけない。反射爐により製造した鑄鐵の場合に

は 4,5 t/cm², 他の製造法に依るものは 4,2 t/cm² を超過してはならない。¹⁾

鑄鐵の伸長は、破壊試験の際の伸長率の百分率と強度の t/cm² 數との積が、壓延方向に於ては最小 100, 壓延方向に垂直なる方向に於ては最小 90 とする。(標點距離 $\sqrt{80F}$; $F \geq 6 \text{ cm}^2$).

鉄鋼及ピン鋼の強度は 3,5 乃至 4,0 t/cm² とし、その伸長は伸長率の百分率と強度の t/cm² 數との積が最小 110 とする。

スエーデンの規定には2種の鑄鐵を區別してゐる：

	厚又は徑	抗張強度	伸長
A 級	5 乃至 8 mm	4,4 乃至 5,4 t/cm ²	18 %
	8 " 28 "	4,4 " 5,2 "	20 "
B 級	5 乃至 8 mm	3,7 乃至 4,6 t/cm ²	18 %
	8 " 28 "	3,7 " 4,4 "	20 "
鉄及ピン	5 乃至 10 mm	3,4 乃至 4,2 t/cm ²	20 %
	10 " 28 "	3,4 " 4,0 "	25 "

スイスの橋梁規定に依れば：

鑄鐵に對し：

	抗張強度	材質指數
壓延方向に	3,6 乃至 4,7 t/cm ²	0,90
壓延方向に垂直に	3,6 " 4,7 "	0,80
鉄及ピンに對し	3,4 " 4,0 "	1,00

伸長率は標點距離 200 mm, 断面 3 cm² 以上の試験片に對してのみ規定される。

通常の鑄鐵の使用に對しては、多數の國々に共通に用ひられる規定があるが、高級の鋼の使用に對しては、今日略統一された規定が完成されてゐない。それ故、規定の陳述と、個々の場合の他の數字報告に依り満足せねばならない。次に記したのは、使用された又は推薦された鋼の重要な力學的性質の大略の數値を示す。

Gutehoffnung 製鐵所のニッケル鋼, Oberhausen-Dorsten 線の支間 31,5 m の鐵道橋, Kieler 波戸場の港口に架かる渡洋橋の長 118 m の補剛桁, 並に Oberhausen に近い Rhein-Herne 運河に架かる支間 60,57 m の索道橋に使用されたもの。Ni 含有率 2,5 %。²⁾

破壊強度	56 乃至 65 kg/mm ²
降伏點, 最小	35 kg/mm ²
標點距離 200 mm の時の伸長	18 %
收縮	40 %

Oberschlesien 鐵道指定株式會社 Frieden 製鐵所製のシーメンス・マルチン鋼。

- 1) この製造方法により上限に差異のあるのは、オーストリアに於て當時マルチン鑄鐵に對しトーマス鑄鐵が稍信用されなかつたのに原因する。堅過ぎるトーマス鑄鐵は除外せねばならない。
- 2) Bohny F.: Über die Verwendung von Nickelstahl im Brückenbau. Eisenbau 1911, S. 79.

(C 含有率 0,25 乃至 0,33 %) ¹⁾

強度	弾性限界	破壊伸長
50 乃至 55 kg/mm ²	28 kg/mm ²	17 乃至 20 %
55 〃 60 〃	32 〃	16 〃 18 〃
60 〃 70 〃	35 乃至 33 kg/mm ²	16 〃 18 〃

Völklingen a. S. の Röchling 製鐵所の電氣鐵 ¹⁾

強度	降伏點	破壊伸長
50 乃至 60 kg/mm ²	35 kg/mm ²	22 乃至 28 %
60 〃 65 〃	40 〃	22 〃 25 〃
65 〃 70 〃	45 〃	18 〃 23 〃

オーストリア労働省の行つた高級構造鋼の比較試験の結果 ²⁾

ニッケル鋼 (Ni 含有率 1,5 乃至 2,5 %)

強度	降伏點	伸長	弾性係數
55 乃至 62 kg/mm ²	37 乃至 41 kg/mm ²	20 乃至 25 %	20400 kg/mm ²

炭素鋼 (C 含有率 0,2 乃至 0,4 %)

強度	降伏點	伸長	弾性係數
57 乃至 69 kg/mm ²	36 乃至 54 kg/mm ²	18 乃至 25 %	20800 kg/mm ²

ニューヨークの Manhattan 橋工事の規定 ³⁾

部材用ニッケル鋼 (Ni 含有率 3,25 %)

強度	降伏點	破壊伸長
60 乃至 67 kg/mm ²	39 kg/mm ²	$\frac{1125}{\text{強度}}$

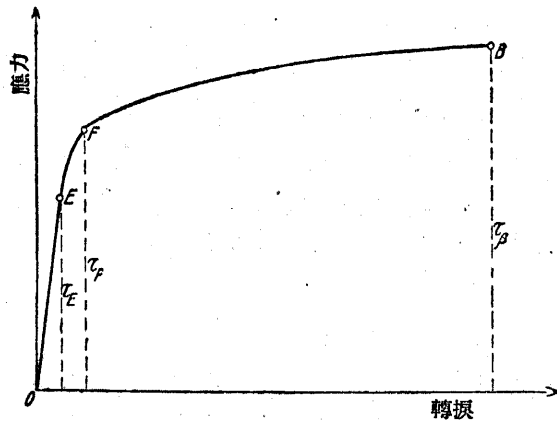
鉄用ニッケル鋼 (Ni 含有率 3,25 %)

強度	降伏點	破壊伸長
49 乃至 56 kg/mm ²	32 kg/mm ²	$\frac{1125}{\text{強度}}$

引用した總ての材料の降伏點は、記載した範圍では最少破壊限度の略 $\frac{2}{3}$ である事を知る。

21. 剪 應 力

第 80 圖に剪應力と剪變形との關係圖を示す。此の圖は丸棒試験片の轉振試験より導かれたものである。弾性限界 E と降伏點 F は引張試験と壓縮試験の場合と同様に決定され



第 80 圖

1) Sonntag R.: Wirtschaftliche Gesichtspunkte und Vorschläge für den Bau versteifter Hängebrücken. Eisenbau 1911, S. 194 ff.
 2) Österr. Versuche mit hochwertigem Eisen für Tragwerke. Eisenbau 1915, S. 71 ff.
 3) Haufe, Dr. W.: Die Manhattanbrücke. Eisenbau 1911, S. 157.

る。併し上と下の降伏點の分離は認められない。剪變形線は破壊に至る迄絶えず荷重が増大するのが特徴である。この事は轉振の試験片は引張試験片の場合と異り、断面の收縮を生じない事から明らかである。弾性理論に依り剪力に對する弾性係數 (滑り係數) は

$$G = \frac{m}{2(m+1)} E,$$

により與へられる。此處に m は材料常數即ちポアソン數である。 $m = 10/3$ とおけば

$$G = 0,385 E$$

となり、此値は鐵の場合には實驗の結果とよく一致する。Bauschinger は轉振試験により、屢々平均値 $G/E = 0,39$ を得た。

一次應力状態の際には、張應力と剪應力との間に一次の關係が成り立つ、即ち ¹⁾

$$\tau = \frac{m}{m+1} \sigma$$

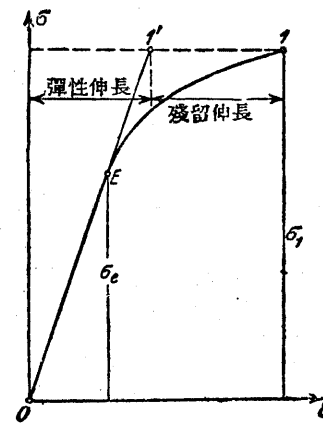
この關係が破壊に至る迄成り立つと假定すれば、 $m = 10/3$ として次の關係が成り立つ。

$$\tau_s = 0,77 \sigma_s.$$

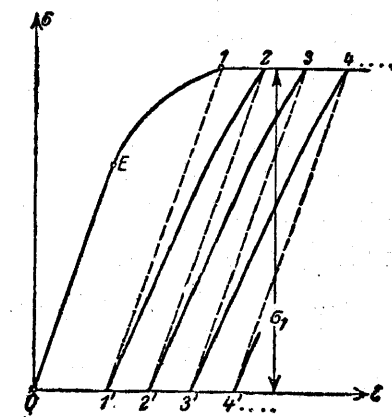
それ故抗剪強度 τ_s は抗張強度の 0,77 である。この關係は Wöhler, Bauschinger 及 Tetmajer が轉振試験及剪斷試験を行ひ略一致する事を確めた。通常 $\tau_s = 0,8 \sigma_s$ とする。 ²⁾

22. 繰 返 し 應 力

試験片に弾性限界以上に荷重を掛け、此處で再び徐々に荷重を押し、全變形から殘留伸長を取去れば、斯くして決定した純弾性伸長は、純弾性變形の範圍に於けると同様に、弾性限界以上に於てもフックの法則に従ひ、略等しき伸長係數を有する事を知る。即ち第 81 圖に於て、線 $E1'$ は純弾性變形を示し、直線 OE の方向と一致する。この事は破壊強度に至る迄成り立つ。



第 81 圖



第 82 圖

1) 56 を参照。
 2) この切上は抗剪強度が 0,77 σ_s よりも寧ろ小なる事を示してゐる所の新しい實驗と矛盾して居る。それ故アメリカでは例へば $\tau_s = 5/8 \sigma_s$ の如くもつと一致した値を探つてゐる。

それ故弾性變形は破壊に至る迄弾性係数 E を持つた直線法則に従ふ。〔Brik〕¹⁾

試験片に弾性限界より充分高い應力 σ_1 を得る迄荷重を掛け、再び荷重を卸し又新たに此程度迄應力を高めると、伸長線 $1'-2$ は應力 σ_1 に至る迄略直線に變化する(第 82 圖)。それ故比例限界が應力 σ_1 迄高められた様に見える。併し同時に残留變形が既に極く小さい應力に於ても著るしく、應力と略比例する事が解る。新しい伸長線は $1'-2$ で、 $1'-2$ と $1-1'$ の間の横線長が残留變形に相當する。それ故弾性限界は零迄降り、變形係数(弾性係数と言ふのは正しくない)は線 $1'-2$ と伸長軸とが挟む稍小さい角に相當して小さくなる。更に σ_1 迄荷重を掛けたり、卸したりする時は、同様の作用が繰返へされ、新しい残留變形が追加される。斯て全變形エネルギーを示す平面 $OE123\dots nn'$ は益々大となり、結局試験片の全エネルギーがなくなり、此時試験片は切れる。應力 σ_1 が弾性限界よりも小さい時は、第一回の荷重の時の極く小さい残留伸長を除いては更に残留伸長を生じないから、試験片に貯へられた變形エネルギーは各回の荷重を卸す時完全に返へされて、試験片のエネルギーは決してなくなる。前述の關係から次に述べる繰返し應力に関する Wöhler 及び Bauschinger の法則が明かに成立す。

Wöhler の法則 Wöhler は多年に亘る實驗(1859—1870)に基き實驗法則を發表した。即ち「材料の破壊は絶対強度を超過した静荷重に依るのみならず、破壊限界に達しない荷重を非常な回数繰返す事に依つても起り得る。その間に繰返される應力の差がこの種の破壊に大きな關係がある。應力の絶対値は應力の増大すると共に破壊を生ずる應力の差が減少すると同様の影響がある。繊維が張應力と壓應力とを繰返し受ける時、張應力を正とし、壓應力を負と考へるならば、この場合の繊維應力の差は最大張應力と最大壓應力の和に等しい。」

Wöhler の實驗の結果は多くの研究者により數學公式に導かれた。その著名なものは Launhardt 及び Weyrauch の公式である。

次の如く符號を付ける。

σ_s 耐荷強度 徐々に増加する 1 回の載荷により材料の破壊される應力。通常破壊強度と言はれる。

σ_u 根本強度 零と σ_u 間の多數回の應力の反覆に耐える材料の應力強度。

σ_s 反覆強度 同じ大きさの張應力、壓應力間の多數回の應力の反覆に耐える材料の應力強度。

σ_a 實際強度 材料の應力の増減する應力限界に依つて異なる強度。

S_{min} 及 S_{max} を材料應力強度の下限及上限とすれば、同符號の應力に對する Launhardt の公式は

$$\sigma_a = \sigma_u \left(1 + \frac{\sigma_s - \sigma_u}{\sigma_u} \frac{S_{min}}{S_{max}} \right)$$

張力及壓力の交番應力に對する Weyrauch の公式は

1) Brik, J. E.: Fachwissenschaftliche Erörterung zu dem Berichte des Brückenmaterial-Comités über die durchgeführten Versuche mit genieteten Trägern aus Fluß- und Schweiß-Eisen. Z. österr. Ing.-u. Arch.-Ver. 1891, S. 73.

$$\sigma_a = \sigma_u \left(1 - \frac{\sigma_u - \sigma_s}{\sigma_u} \frac{S_{min}}{S_{max}} \right),$$

で、此處に S_{min} 及 S_{max} は絶対値とする。¹⁾ Bauschinger の實驗の結果に基いて Weyrauch は此公式の係数を決定した。鑄鐵及鑄鋼に對しては略次の如し。

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_s \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{S_{min}}{S_{max}} \right).$$

+符號は同符號の應力に對し、-符號は張力壓力に交番する時成り立つ。

Wöhler も亦比 $\frac{S_{min}}{S_{max}}$ が同じ時は剪力に對する實際強度は張力に對する實際強度の $\frac{1}{3}$ である事を發見した。

Bauschinger の實驗 Wöhler の實驗に依つて、弾性限界、降伏點の外に尙構造材料を特色付ける數値、即ち根本強度、反覆強度が存在する事が明かになつた。併し此等が弾性限界及降伏點と如何なる關係があるかに就いては明かにされない。例へば同符號の應力交番の際材料が無限の應力交番に依つても破壊されない限界應力が、本來の弾性限界より上に存在し得る事を Wöhler の實驗は示した。時間の影響に就いても Wöhler は考慮を拂つてゐない。München に於て Bauschinger の行つた數多くの實驗は數多の點を解明した。²⁾ Bauschinger は彼の實驗の結果を總括して次の法則を導いた。

1. 降伏點は常に降伏された荷重に至る迄、然も降伏直後に高められる。併し降伏點より上から荷重を卸した後の荷重なき時に、降伏點は降伏を起す最大荷重よりも上に昇る。而もこの上昇は 1 日後既に明かであるが、數週、數ヶ月恐らくは數年間繼續する。
2. 弾性限界は降伏によつて下げられ、屢々零になる。故に降伏及脱荷直後に再び量つたならば、試験片は弾性限界が全く認められないか、又は著るしく低くなる。併し降伏點より上から荷重を卸した後の荷重のない時に、再び上昇し、數日の後に降伏された荷重に達し、充分長い時間後、數年後には此荷重以上に上昇する。
3. 降伏後には通常弾性限界と共に弾性係数も低くなる。降伏及脱荷後の荷重のない時に再び上昇する。確實に然し徐々に上昇する。數年後には常に著るしく本來の大きさを超過する。
4. 弾性限界を超過するも降伏點より下の荷重による伸長によつて弾性限界は高められる。而も荷重を卸した直後高められ、荷重の高い程高められる。若し荷重が降伏點の近くになれば、弾性限界は最大となり、降伏點を超過する時は上述の法則 2 に従つて減少する。

上に總括した經驗法則に依つて、既に 83 頁に於ける伸長線圖に明かな通り應力が弾性限界を超過した時の材料の状態を容易に理解出来る。

張力弾性限界が壓力弾性限界を超過する時、又その逆の時如何なる影響があるかを知る爲めに、Bauschinger は實驗を行ひ次の結果を得た。

1) Weyrauch, Dr. J.: Die Festigkeitseigenschaften und Methoden der Dimensionsberechnung von Eisen- und Stahlkonstruktionen. 2. Auflage, Leipzig 1889.
2) Bauschinger, J.: Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der Königl. technischen Hochschule in München, 1886, Heft XLII, S. 47ff.

5. 弾性限界を超過した張力又は壓力の荷重に依つて夫々壓力又は張力の弾性限界が著しく低下する。そして荷重がその弾性限界を超える事大なる程大である。又或る種の荷重に對する弾性限界の比較的小さい超過でさへ、反對の符號の荷重に對する弾性限界を零に迄引下げる。同符號の荷重に依つて引下げられた弾性限界が再び高められ、その後超過される時は、直ちに反對の符號の荷重に對する弾性限界が零又は殆んど零に引下げられる。時間は此經過に全然又は殆ど影響がない。即ち張力又は壓力によつて引下げられた壓力又は張力の弾性限界は少なくとも數日では元へ戻らない。數週間経つても概して極く少ししか戻らない。

6. 張力と壓力との間に交番し漸次増加する應力を受けた時、或る符號の應力が本來の弾性限界を超過する時、他の符號の弾性限界が先に低下される。

7. 本來の弾性限界を超過する壓力又は張力の荷重を豫め受けて、張力又は壓力に對する弾性限界が低下したる時、張力と壓力との間に交番し漸次増加する荷重に依つて再び高められるが、本來の(初めの)弾性限界より遙か下の限界迄しか高められない。

Bauschinger はその實驗によつて Wöhler の法則を充分確證した。そして猶弾性限界及降伏點に於ける材料の状態からこの説明を見出さんと努力した。これに關係のある實驗の結果を次の法則により述べた。

8. 張力の繰返し應力を受ける時下限が零で上限が本來の弾性限界の稍下であれば、500乃至1600萬回の應力の繰返しによつても破壊されない。

9. 零と本來の弾性限界の稍下又は多少上の上限應力との間の多數回の繰返した應力により弾性限界は高められ、屢々應力の上限を遙かに超過する。そして應力を受ける回数が多い程益々高くなるが、或る高さを超過する事は出来ない。

10. 本來の弾性限界を尙各上限應力の上に上げ得る様な上限應力と零との間の繰返し應力は破壊を起さない。併し弾性限界が最早超過出来ない上限應力の時は、その應力の限られた回数に依つて破壊を生ずる。

11. 試験片が應力を受けた後に、静荷重による引張試験を行へば、抗張強度は多數回の繰返し應力によつて減少せず寧ろ増大する。

12. 鐵及鋼は多數回の繰返し應力によつて組織の變化を來さない。繰返し應力の際生ずる破壊の時見られる固有の模様は單に破壊場所の最外面に限られた組織變化により生ずる。

次に Bauschinger の實驗は若し兩同符號限界應力が弾性限界より上で降伏點より下であれば、無數回の應力交番も材料の破壊を生じないと云ふ Wöhler の見出した事實の解明を與へた。繰返し應力によつて本來の弾性限界は上限應力を超えて高められるから(法則 9)兩應力限界は高められた弾性限界より下になる。それ故反應經過が純彈性的になる。試験片に貯へられた變形エネルギーは各回の脱荷後完全に回復される。それ故試験片のエネルギーの盡る事はない。

一方弾性限界と降伏點、他方根本強度と反覆強度間の關係の完全な解明は Bauschinger の實驗から得られなかつた。然し次の結論が得られた。

根本強度 σ_u は零と或る上限間の繰返し應力によつて高め得る弾性限界の上限値と一致する。法則 9 及 10 の繰返し應力によつて弾性限界は略降伏點迄高められるから、根本強度 σ_u は降伏點と略一致し得る。

Bauschinger は更に豫め張力と壓力の交番の際の過度應力に依つて引下げられた弾性限界の再び上げ得られる(法則 7) 値は反覆強度 σ_s と一致する事に注目した。彼はこの弾性限界の下の限界を自然の弾性限界と名付けた。Bauschinger による σ_s は壓延、伸長等による人工上昇及張力と壓力との交番又は加熱による人工低下の以前の弾性限界に外ならない。それ故弾性限界の上限及下限(自然の弾性限界及降伏點)は設計の基礎たる實際強度の決定に當り出發點となる基本値を形作る。

第七章 安全率と許容應力

23. 安全率選擇の原則

鋼橋の部材の断面決定は(バックリングの場合を除いては)通常次の方法による。即ち外力を決定したる後、材料の最大局部的應力強度(張力、壓力、剪力)を決定し、この應力強度が一定の値——許容應力——以下ならしめる様に断面を決定する。

常に交番する荷重が問題となる橋梁に於ては、載荷及脱荷の無限回数の繰返しにも龜裂又は破壊が起つてはならぬ要求があるから、材料の破壊強度ではなくその實際強度が許容應力を決定する事は前述の説明により明かである。又當然の要求として、實際強度が降伏點を超過する場合には残留變形の發生に對する充分な安全度を必要とする條件がなければならぬ。

許容應力の決定に當り弾性限界のみから出發すべしと高調された要求は全然無意味である。弾性限界は同一材料に於てすら、交番する限界應力の差によつて異なる値を持つ。それ故これは許容應力決定の出發點とはなり得ない。それ故如何なる場合に於ても降伏點の到達に充分な安全度を持つ限りは、實際強度のみが許容應力の選擇を決定する。¹⁾

既に實際強度として次式を與へた。

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_s \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \dots \dots \dots (1)$$

S_{\min} と S_{\max} と同符號であれば、 $\frac{S_{\min}}{S_{\max}}$ は 0 と 1 の間にあつて、 $\sigma_a \geq \frac{2}{3} \sigma_s$ であるが、 $\frac{2}{3} \sigma_s$ は略降伏點と一致する。故に如何なる場合にも σ_a の最小値即ち降伏點により計算する。

S_{\min} と S_{\max} が反對の符號を持つ時は、 $\sigma_a < \frac{2}{3} \sigma_s$ となり、實際強度は負符號を用ひた時の式(1)の値となる。それ故次の二つの場合が考へられる。

1) 實際強度を断面決定の出發點とし、特に又許容應力の尺度として破壊強度を導く事は、それに依り残留變形の發生に對する安全さを明かにしないことを意味するとその後の人々は反對してゐる。降伏點が實際強度とならび決定的であると考へるから、ここにあげる式はこの考へを破壊する。降伏點に達する迄は變形は比較的少く、Bauschinger の實驗によれば弾性限界はこの小残留變形を生ぜしめる荷重迄高められるから、變形の起るのは最初の過度應力の時のみである事は重要である。而も降伏點はどの鐵材料に於ても分明であるから、その状態は實際的には充分正確に決定される。Krohn も同様の立脚點に立つてゐる。Dr.-Ing. R. Krohn, Die zulässige Beanspruchung von Flußeisen in Bauwerken, Z. Bauw. 1917, S. 436. を参照。新ドイツ國有鐵道の規定も、許容應力の選擇に降伏點を顧慮した上で、實際強度から出發せんことを望むてゐる。