

DEC. 1968

RIIS-RR-17-3

UDC 624.046/078.2:624.152.6

産業安全研究所研究報告

RESEARCH REPORT OF
THE RESEARCH INSTITUTE OF INDUSTRIAL SAFETY

RR-17-3

土止支保工における切張の継手に
関する研究

森 宜制・前 郁夫

労働省産業安全研究所

MINISTRY OF LABOUR
THE RESEARCH INSTITUTE OF INDUSTRIAL SAFETY

土止支保工における切張の継手に関する研究

森 宣制 前 郁夫

Joint of Strut in Excavation Work

Yoshitada MORI* Ikuo MAE*

The constitution of joint in the member of temporary structure is simplified by comparison with that of permanent structure, therefore, such a joint is prone to have some structural defects. If the incomplete joint is used in the principal member such as a strut in excavation work, the buckling strength of strut is reduced, and the reduction of strength may bring about the failure of the structure.

Previously, the model tests on the joint effect were carried out, and suggested that the desirable joint in the strut of temporary structure was butt-plate and splice plate joint.

This paper presents the results of the further studies on the problem of joint effect for the buckling strength of compression members, involving the theoretical analysis and the flexural rigidity tests of joints. The investigations are made on the following types of joints in H steel strut (section 300×300×10×15mm):

- (a) butt-plate and splice plate type
- (b) butt-plate type
- (c) reinforced concrete type

In the case of (c) type joint, butt-plates of members are separated each other, and are connected with four long bolts and concrete filler, as if they form a reinforced concrete member.

The theoretical analysis is studied on the buckling strength of an axially compressed member having a joint at the midpoint, its results are shown as follows.

1. (a) and (b) type joints; these cases are treated as a problem of column having an elastic hinge at the midpoint, then the buckling strength of column can be expressed

$$P = \frac{\mu^2 EI}{l^2} \quad (A)$$

where EI is the flexural rigidity of column, l is the length of column, and μ is the coefficient which can be obtained from the below equations.

- i) Both ends of column hinged;

$$\frac{\mu}{2} \cdot \tan \frac{\mu}{2} = \frac{k}{EI} \quad (B)$$

- ii) Both ends of column fixed;

$$\frac{\mu}{2} \cdot \cot \frac{\mu}{2} = -\frac{k}{EI} \quad (C)$$

where k/EI is the rate of the spring constant of elastic hinge to the flexural rigidity of column, then it may be called a rigidity ratio.

2. (c) type joint; this case is treated as a problem of column with varying sections, then the buckling strength of column can be expressed

$$P = \frac{\mu_1^2 EI}{l^2} \quad (D)$$

where μ_1 is the coefficient which can be given from the below equations.

* 土木課 Civil Engineering Section

i) Both ends of column hinged ;

$$\mu_1 \cdot \cot \xi - \mu_1 - \mu_2 \cdot \tan\left(\frac{1}{2} - \xi\right) \mu_2 = 0 \quad (E)$$

ii) Both ends of column fixed ;

$$\mu_1 \cdot \tan \xi - \mu_1 + \mu_2 \cdot \tan\left(\frac{1}{2} - \xi\right) \mu_2 = 0 \quad (F)$$

In the above equations (E) and (F), the relation between μ_1 and μ_2 can be expressed as the following equation

$$\frac{\mu_1}{\mu_2} = \sqrt{\frac{EI'}{EI}} \quad (G)$$

where EI' is the flexural rigidity of joint and ξ is the value determined from the length of the column except the joint.

Meanwhile, in order to find the flexural rigidity of the abovementioned three types of joints, the bending tests on the specimens having those joints are carried out, and the following results are obtained.

3. The spring constant for (a) type joint ;

$$k = 0.02525 EI \quad (\text{t}\cdot\text{cm}) \quad (H)$$

4. The spring constant for (b) type joint ;

$$k = 0.01079 EI \quad (\text{t}\cdot\text{cm}) \quad (I)$$

5. The flexural rigidity of (C) type joint varies with the age (compressive strength) of concrete, the value of them are shown in the below table.

Age of concrete (day)	Flexural rigidity EI' (t·cm ²)
1	0.0235 EI
3	0.0432 EI
7	0.0587 EI
//	0.0732 EI
14	0.0904 EI
//	0.0982 EI

On the basis of the results from the theoretical analysis and the experimental data, the buckling strength of struts having the various types of joints are calculated, and the rate of decrease in buckling strength are estimated as follows.

Type of joint	The rate of decrease of buckling strength	
(a)	10 %	
(b)	22 %	
(c)	Concrete age 1 day	71 %
	3 days	60 %
	7 "	55 %
	// "	49 %
	14 "	43 %
	// "	42 %

In conclusion, (a) type joint needs no anticipation of the decrease of buckling strength in practical uses, (b) type joint should be dealt with consideration of the decrease of buckling strength, and (c) type joint should be set near the restraint point such as the intersecting point of structural members.

1. まえがき

仮設構造物における部材継手は種々な制約から、永久構造物における部材継手に比べて、簡略ではあるが

不完全な構造のものが多く用いられている。

しかし土止支保工における切張のような重要な部材では、中間に存在する継手の構造が簡略に過ぎると、その影響が直接部材の座屈強度の低下となって表われるため、致命的な事故に結びつく可能性がある。数年

前発生した大手町第2合同庁舎の基礎工事における土止支保工の大崩壊事故はその例である。

当研究所ではこの事故の直後、原因究明のため取敢えずモデルテストを行い¹⁾、突合せ端板を4本のボルトで締める形式の継手は、かなりの座屈強度の低下をもたらすので、更に添接板を併用するなどの補剛をした形式の継手が望ましいことを明らかにしたのであるが、今回藤田組技術研究所の協力を得て、現場で実際に使用している切張(H-300×300×10×15-鋼)に対する3種類の継手の曲げ剛性の比較試験を実施することができた機会に、さらに中央に継手を有する圧縮材の座屈強度に関する理論式を誘導し両者をもとに3種類の継手による座屈強度の低下を理論的に推定した。

研究の対象となった継手は次の3形式

- a 突合せ板と添接板の併用形式
- b 突合せ板形式
- c 鉄筋コンクリート形式

であるが、このうち a, b の継手については理論解析上弾性ヒンジとして扱い、c の継手については圧縮材の中央に断面の異なる部材を挟んだ、いわゆる変断面材²⁾として扱った。

ところで鉄筋コンクリート部材においては、引張りに対するコンクリートの抵抗性が小さいので通常これを無視しているため³⁾、座屈の変形過程のように軸圧縮力に曲げモーメントが増大しながら附加してゆく場合には、コンクリートの圧縮部分(有効部分)が次第に減少することになり、これは結局断面二次モーメントが減少することを意味する。

したがってcの継手の場合には座屈において考慮すべき断面二次モーメントを如何に見積るかが問題になるので、2の理論解析においては先ずこの問題を検討し、ついで曲げ試験の結果から継手の曲げ剛性を算出する式を求め、さらに継手が圧縮材の中央に存在する場合の座屈強度を求める式を誘導した。

又3の曲げ試験において試験の概要を説明しその結果から継手の曲げ剛性を算出し、4において2, 3の結果から継手の座屈効果を推定した。

2. 理論解析

2.1 対称な複鉄筋を有する正方形鉄筋コンクリート断面の断面二次モーメント

2.1.1 前論

一般に鉄筋コンクリート断面では、鉄筋全部とコンクリートの圧縮部分のみを有効と考えている。したがって曲げモーメントMと軸圧縮力Nが同時に作用する場合、Nがかなり大であればコンクリートは圧縮のみを受けることになり全断面が有効となるので、その断面2次モーメントは容易に算定することができる。しかしNが余り大きくないときは、1部が引張になるのでコンクリートの有効面積が減り、それに対応して断面2次モーメントも減少し、さらに有効断面の重心も移動する、なお通常断面2次モーメントと云えば、重心軸に関するものを指すので、この場合も有効断面の重心軸に関するものを採ることとする。

又異質の材料を合成した鉄筋コンクリートのような断面は、単一材料の断面に換算する方が便利なので、全断面を鉄に換算することにする。したがってコンクリートの断面は $1/n$ (n : 次項参照) することになる。

2.1.2 記号

Fig. 1 を参照して、次のように記号をつける。

n : 鉄筋とコンクリートの弾性係数比

a : 断面の辺長

d : 鉄筋のかぶり

A_c : コンクリートの全断面積

A_s : 鉄筋の全断面積

I_c : コンクリート全断面の断面二次モーメント

I_s : 鉄筋の断面二次モーメント

α : 有効コンクリート断面の辺長の a に対する比

β : 有効断面の外縁からの重心距離の a に対する比

E_c : コンクリートの弾性係数

E_s : 鉄筋の弾性係数

以上のように記号を定めると次式が成り立つ。

$$A_c = a^2 \quad (1)$$

$$I_c = \frac{a^4}{12} \quad (2)$$

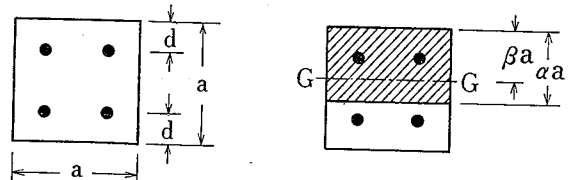


Fig. 1 Dimension, effective area and centroid of effective area on a section of reinforced concrete member.

鉄筋コンクリート部材断面の諸元、有効面積および有効面積の重心

$$I_s = A_s \left(\frac{a}{2} - d \right)^2 \quad (3)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (4)$$

2.1.3 全断面有効な場合の断面二次モーメント
全断面を鉄に換算した断面二次モーメントは次式となる。

$$I = I_s + \frac{I_c}{n} \quad (5)$$

2.1.4 1部無効な場合の断面二次モーメント
有効断面を鉄に換算したときの重心位置 β は次式となる。

$$\beta = \frac{A_s + \frac{\alpha^2}{n} A_c}{2 \left(A_s + \frac{\alpha}{n} A_c \right)} \quad (6)$$

この重心軸に関する断面二次モーメントは次式となる

$$I = I_s + \left(\frac{1}{2} - \beta \right)^2 A_s a^2 + \frac{\alpha^3}{n} I_c + \frac{\alpha}{n} \left(\beta - \frac{\alpha}{2} \right)^2 A_c a^2 \quad (7)$$

$\alpha=1$ の場合には式 (5) と式 (7) は一致する。

2.1.5 $\alpha=\beta$ の場合の断面二次モーメント

$\alpha=\beta$ であることは、コンクリートの有効範囲の境界線が、有効断面の重心軸になることを意味し、これは外力として M のみが作用する場合に相当する。何故ならば、 M のみ作用する場合には中立軸は重心軸と一致し、又中立軸は有効範囲の境界線と一致するから、結局重心軸と有効範囲の境界線とが一致することになるからである。

$\alpha=\beta$ の場合の重心軸に関する断面二次モーメントは次式となる。

$$I = I_s + \left(\frac{1}{2} - \alpha \right)^2 A_s a^2 + \frac{4\alpha^3}{n} I_c \quad (8)$$

上式中の α は次式で与えられる。

$$\alpha = \sqrt{\left(\frac{nA_s}{A_c} \right)^2 + \frac{nA_s}{A_c} - \frac{nA_s}{A_c}} \quad (9)$$

2.1.6 切張の座屈に考慮すべき断面二次モーメント

以上のように M と N が同時に作用するときの I は式 (7) で与えられ、式 (5) と式 (8) で示される値がその上限および下限となる。したがって、圧縮に彎曲が次第に附加して行くような切張の座屈の場合には、当然 M と N が同時に作用するので、式 (7) で示される I を考慮しなければならないのであるが、この値は

その上下限の間を大きく変動するので、どの程度の値を採用してよいか簡単に決められない。よってもう少しこの問題を掘下げてみる。

まずコンクリートの有効断面比が α となるようなときの M/N の値即ち圧縮荷重 N の偏心距離 e' を求めておく。

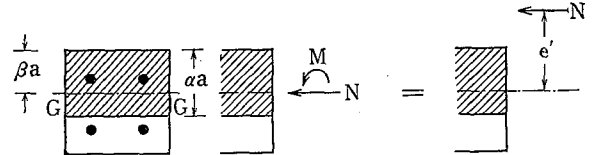


Fig. 2 Compressive force N and bending moment M on a section of reinforced concrete member or eccentrically compressive force N

鉄筋コンクリート部材断面に作用する圧縮力 N と曲げモーメント M 、云いかえると偏心圧縮力 N

さて e' は、有効範囲の境界線における応力が 0 であると云う条件から求められ、次式となる。

$$e' = \frac{M}{N} = \frac{I}{(\alpha - \beta) A a} \quad (10)$$

但し A は有効断面積で次式で与えられる。

$$A = A_s + \frac{\alpha}{n} A_c \quad (11)$$

e' は有効断面の重心からの偏心距離であるので、断面の中心から偏心距離 e に換算すると次のようになる。

$$e = \frac{a}{2} + e' - \beta a \quad (12)$$

次に示す値は、後述する実験に用いた試験体の断面

Table 1 I and e/a corresponding to α , where n being 10.

$n=10$ のときの α に対する I と e/a の値

α	1.0	0.8	0.6	0.4	0.24
$I \text{ cm}^4$	7,361	4,152	2,394	1,719	1,640
e/a	0.162	0.231	0.320	0.543	∞

Table 2 I and e/a corresponding to α , where n being 50.

$n=50$ のときの α に対する I と e/a の値

α	1.0	0.8	0.6	0.38
$I \text{ cm}^4$	1,961	1,358	1,097	1,040
e/a	0.151	0.224	0.382	∞

法であるが、これを上述の関係式に代入して、 α に対する I および e を求めると、Table.1 および Table.2 となる。

$$a=30\text{ cm}, \quad d=7.5\text{ cm}, \quad A_c=900\text{ cm}^2$$

$$I_c=67,500\text{ cm}^4, \quad A_s=4 \times \phi 18.6=10.86\text{ cm}^2$$

$$I_s=610.9\text{ cm}^4 \quad (7/8'' \text{ ボルトの内径})$$

以上の結果を図示したのが Fig. 3 である。

さて Fig. 3 は荷重が核内にある間は、全断面が有効なので I が一定であり、荷重が核を外れると急速に I が低下し、荷重が外縁に来るあたりから I が一定の値に落ち着くことを示している。

さて偏心 e は、切張の座屈の場合には中央断面の横撓みに相当する。したがって上述の内容を切張の座屈の場合に置き直すと、圧縮荷重を受けた切張の I は、彎曲が始まると一挙に M のみ働く場合の I の値まで

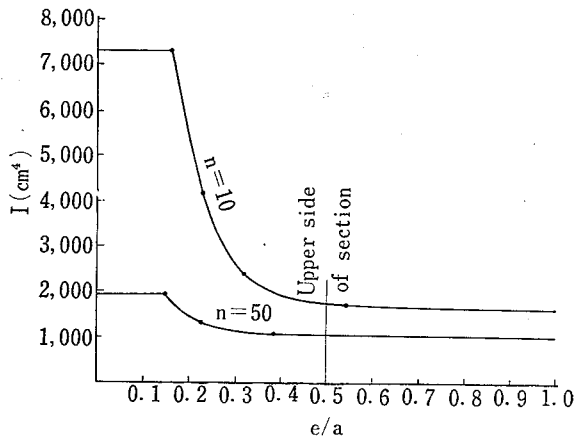


Fig. 3 Diagram of moment of inertia I to eccentricity e/a

$I - \frac{e}{a}$ 線図

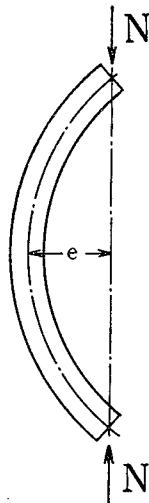


Fig. 4 Deflection of Strut by flexural buckling
曲げ座屈における撓み

低下すると云うことになる。

以上のような考察の結果、切張の座屈の場合に考慮すべき I は、曲げモーメント M のみ作用する場合の I 、即ち式 (8) の値を採ることが妥当であると思われる。

2.1.7 コンクリートの弾性係数による影響

一般にコンクリートは硬化に伴い強度のみならず弾性係数 E_c も次第に増大する。 E_c が増大することは、 $\frac{1}{n} = \frac{E_c}{E_s}$ が増大することを意味するので、これに対応して断面1次モーメントも増大することになる。さらにコンクリート、引張鉄筋、圧縮鉄筋の各断面係数も変動することになる。

この関係を明らかにするために、2.1.6 の場合と同じ断面について数値計算を行うが、その前に各断面係数の算式を誘導しておく。

さて断面係数とは、断面二次モーメントを重心からの距離で割ったものであるが、これまで扱って来た断面二次モーメント I は、全断面を鉄に換算した断面二次モーメントであるから、コンクリートの断面係数の場合は、全断面をコンクリートに換算した断面二次モーメント、即ち nI を考慮する必要がある。以上の考察にもとづいて求めた断面係数は次の通りである。

$$\text{コンクリート: } Z_c = \frac{nI}{\alpha a} \quad (13)$$

$$\text{引張鉄筋: } Z_{s1} = \frac{I}{\left(1 - \alpha - \frac{d}{a}\right)a} \quad (14)$$

Table 3 I , Z_c , Z_{s1} and Z_{s2} corresponding to $1/n$

$1/n$ に対する I , Z_c , Z_{s1} および Z_{s2} の値

$1/n$	0.01	0.02	0.03
$I \text{ cm}^4$	873	1,048	1,178
$Z_c \text{ cm}^3$	6,846	4,594	3,753
$Z_{s1} \text{ cm}^3$	89.6	94.5	97.9
$Z_{s2} \text{ cm}^3$	166	268	398
$1/n$	0.05	1/15	0.1
$I \text{ cm}^4$	1,366	1,479	1,643
$Z_c \text{ cm}^3$	2,975	2,628	2,217
$Z_{s1} \text{ cm}^3$	102.5	105.2	108.9
$Z_{s2} \text{ cm}^3$	813	1,573	-18,664

圧縮鉄筋：
$$Z_{s2} = \frac{I}{\left(\alpha - \frac{d}{a}\right)a} \quad (15)$$

但し各式中の I および α は、式 (8)、式 (9) で与えられるものである。なお以上の各式は、通常の鉄筋コンクリートの算式⁴⁾と形が違っているのに、奇異に感ぜられるかもしれないが、与える結果は通常の算式と全く同じであるばかりでなく、 I や Z を求める式としてはこの方が表現が明解である。

さて、2.1.6 の場合と同じ断面数値を代入して、 $1/n$ に対する I, Z_c, Z_{s1}, Z_{s2} を求めたものが Table 3 でこれを図示したのが Fig. 5, Fig. 6, Fig. 7 である。

以上の各図をみると、 $1/n$ の増大、即ち E_c の増大に対して、 I, Z_{s1}, Z_{s2} はいずれも増大し、 Z_c は減少している。特に Z_{s2} は急速に増大しているが、これは圧縮鉄筋が遊んでいることを意味している。又 $1/n$ の減少に対し Z_c が急速に増大しているがこれはコンクリートが余り役に立っていないことを意味している。

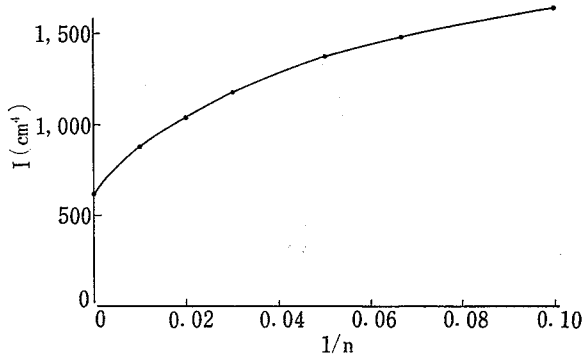


Fig. 5 Diagram of moment of inertia I to elasticity ratio $1/n$
 $I-1/n$ 線図

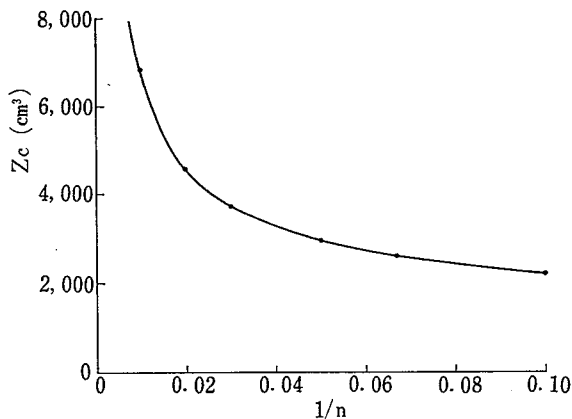


Fig. 6 Diagram of section modulus Z_c for concrete to elasticity ratio $1/n$
 Z_c-1/n 線図

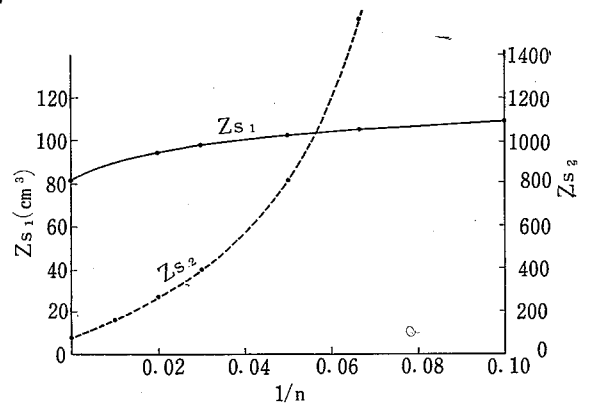


Fig. 7 Diagram of section modulus Z_{s1} for tensile reinforcement and Z_{s2} for compressive reinforcement, to elasticity ratio $1/n$
 $Z_{s1}-1/n$ 線図および $Z_{s2}-1/n$ 線図

2.2 中央に継手を有する H 鋼梁の撓み

2.2.1 突合せ板と添接板併用形式の継手および突合せ板形式の継手の場合

この継手は Fig. 8 の場合のことを云っているのであるが、力学上これを Fig. 8 のような弾性ヒンジとして扱うことにする。

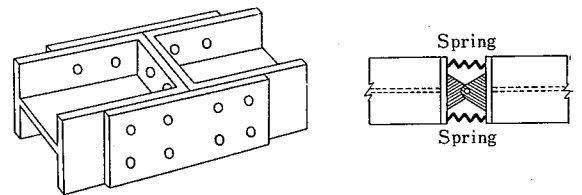


Fig. 8 Butt-plate and splice plate type joint, elastic hinge
突合せ板および添接板併用ジョイント、弾性ヒンジ

さてこのような弾性ヒンジをスパンの中央に有する単純梁の二点荷重時の撓みを求める。今 Fig. 9 のように記号をつけ、弾性ヒンジのバネ係数を k とすると点 C 又は点 D の撓みは次式となる。

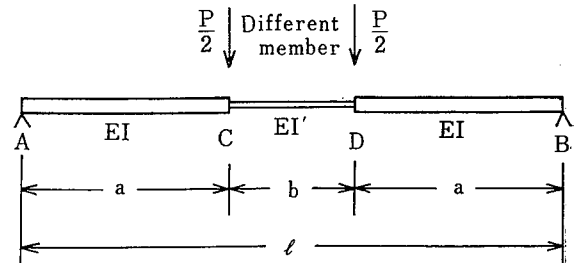


Fig. 9 Simple beam with elastic hinge at midpoint.
中点に弾性ヒンジを有する単純梁

$$\delta_1 = \frac{Pa^2(2a+3b)}{12EI} + \frac{Pa^2}{4k} \quad (16)$$

一方同じ荷重Pに対する継手なしの梁の点Cの撓みは次式となる。

$$\delta_0 = \frac{Pa^2(2a+3b)}{12EI} \quad (17)$$

したがって、 δ_0 と δ_1 を実測すれば次式から k を求めることができる。

$$k = \frac{3EI}{2a+3b} \cdot \frac{\delta_0}{\delta_1 - \delta_0} \quad (18)$$

2.2.2 鉄筋コンクリート形式の継手の場合

これは2.1で述べたような鉄筋コンクリートの部分がスパンの中間に挟まれる場合を云っているのであるが、これを力学上 Fig. 10 のような変断面材として扱うことにする。

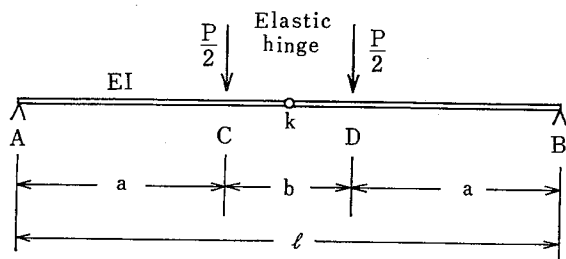


Fig. 10 Simple beam with varying section
変断面を有する単純梁

このときの点Cの撓みは次式となる。

$$\delta_2 = \frac{Pa^3}{6EI} + \frac{Pa^2b}{4EI'} \quad (19)$$

前項と同様に δ_0 と δ_2 を実測すれば次式から EI' を求めることができる。

$$EI' = \frac{3b\delta_0}{2a(\delta_2 - \delta_0) + 3b\delta_2} \cdot EI \quad (20)$$

2.3 中央に継手を有する H 鋼柱の座屈

2.3.1 突合せ板と添接板の併用形式の継手の場合

この場合は2.2.1で扱ったと同様に中央に弾性ヒンジを有する柱として扱う。

(a) 両端ヒンジの場合

座標を Fig. 11 のように選べば、任意の点Xにおける撓み y に関して、次の方程式を得る。但し EI , k , l は Fig. 11 のように定める⁵⁾。

$$EIy'' + py = 0$$

上式において

$$\frac{\mu^2}{l^2} = \frac{P}{EI} \quad (21)$$

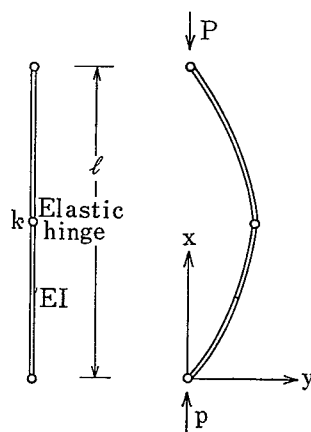


Fig. 11 Column with elastic hinge at midpoint
中央に弾性ヒンジを有する柱

と置いて代入し、同式を解きこれに次の境界条件

$$x=0 \text{ において } y=0$$

$$x = \frac{l}{2} \text{ において}$$

$$2ky' = -EIy''$$

を代入して積分常数を消去すれば次式を得る

$$\frac{\mu}{2} \tan \frac{\mu}{2} = \frac{k}{EI/l} \quad (22)$$

式 (22) が座屈の境界条件を与える式で、弾性ヒンジの剛比

$$k/\frac{EI}{l}$$

が与えられれば、同式より μ が求められ、これを式 (21) に代入すれば、限界荷重 P が求められる。

$$P = \frac{\mu^2 EI}{l^2} \quad (21')$$

さて、継手のない場合の限界荷重は

$$\frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

であるから、両者の比をとりこれを強度比と名付ければ、

$$\text{強度比} = \frac{\mu^2}{\pi^2} \quad (23)$$

となる。即ち強度比とは、継手なしの場合を基本にして継手のある場合の強度を表わしたものである。

(b) 両端固定の場合

記号および符号を両端ヒンジの場合と全く同様に定めれば、撓み y に関して次の方程式を得る⁶⁾。

$$EIy''' + py' = 0$$

上式に式 (21) を代入して同式を解き、これに次の境界条件

$$x=0 \text{ において } y=0$$

$$x=0 \text{ において } y'=0$$

$$x = \frac{l}{2} \text{ において } 2ky' = -EIy''$$

を代入して積分常数を消去すれば次式を得る。

$$\frac{\mu}{2} \cot \frac{\mu}{2} = -\frac{k}{EI/l} \quad (24)$$

式 (24) が、この場合の境界条件式である。一方両端固定で継手なしの場合の限界荷重は、

Table 4 Buckling strength ratio corresponding to rigidity ratio, when column has elastic hinge at midpoint.

中央に弾性ヒンジを有する柱に対する強度比と剛比との関係

Rigidity ratio, $k/\frac{EI}{l}$	Both ends hinged	0.595	—	1.0	1.525	2.241	3.292	5.009	8.394	18.447
	Both ends fixed	—	0	—	0.878	1.691	2.842	4.664	8.159	18.326
Buckling strength ratio, by eq. (23) or eq (25)		0.2	0.25	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9

$$\frac{4\pi^2 EI}{l^2}$$

であるから、強度比は次式となる。

$$\text{強度比} = \frac{\mu^2}{4\pi^2} \quad (25)$$

さて、以上の結果を実際に計算してみると Table 4 のようになる。

以上の関向を図示したのが、Fig. 12 である。同図から明らかなように、実線と破線との間には剛比 $k/\frac{EI}{l} \leq 10$ のところで多少の差がある程度ではほぼ一致している。これは云いかえると、材端条件は強度比に余り影響を与えないことを意味している。したがって、材端条件の明確でない実際の圧縮材の場合にも、強度比として実線値と破線値の中間値を考慮すれば、余り大きな誤りを犯していないことになる。

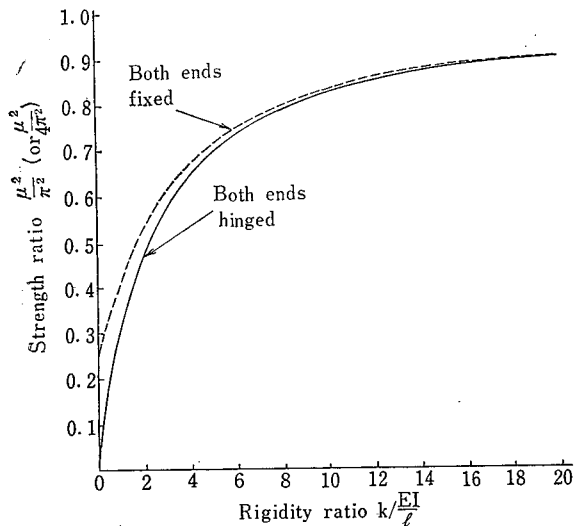


Fig. 12 Diagram of strength ratio $\frac{\mu^2}{\pi^2}$ (or $\frac{\mu^2}{4\pi^2}$) to rigidity ratio $k/\frac{EI}{l}$
強度比—剛比線図

又剛比 $k/\frac{EI}{l} \leq 6$ になると強度が急速に低下することがわかる。したがって剛比が上記の値以下となるような継手は実用性に乏しいと云ってよいように思われる。

さらに $k/\frac{EI}{l} \rightarrow \infty$ になると、強度比 $\rightarrow 1$ になるが、これは継手が継手なしの状態に近くことを意味しているので当然のことである。

2.3.2 鉄筋コンクリート形式の継手の場合

この場合は 2.2.2 で扱ったと同じように変断面材として扱う。

(a) 両端ヒンジの場合

座標及び記号を Fig. 13 のように定めれば、撓みに関して次の方程式を得る。

$$EIy''_1 + Py_1 = 0 \quad 0 \leq x \leq \xi l$$

$$EI'y''_2 + Py_2 = 0 \quad \xi l \leq x \leq (1-\xi)l$$

この両式において

$$\frac{\mu_1^2}{l^2} = \frac{P}{EI} \quad (26)$$

$$\frac{\mu_2^2}{l^2} = \frac{P}{EI'} \quad (26')$$

と置き、次の境界条件

$$x=0 \text{ において } y_1=0$$

$$x=\xi l \text{ において } y_1=y_2$$

$$x=\xi l \text{ において } y_1'=y_2'$$

$$x=\frac{l}{2} \text{ において } y_2'=0$$

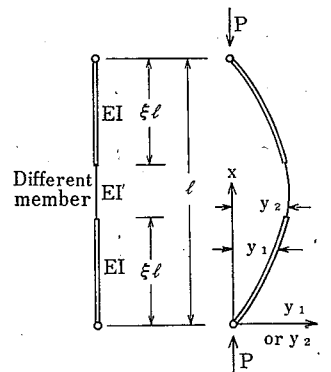


Fig. 13 Column with varying section 変断面を有する

を代入して、積分常数を消去すれば次式を得る。

$$\mu_1 \cot \xi \mu_1 - \mu_2 \tan \left(\frac{1}{2} - \xi \right) \mu_2 = 0 \quad (27)$$

一方、式(26)および式(26')より次式が成立する。

$$\frac{\mu_1}{\mu_2} = \sqrt{\frac{EI'}{EI}} \quad (28)$$

以上の式(27)および式(28)が、限界条件を与えるもので、継手の剛比 EI'/EI と、継手長 $(1-2\xi)l$ 云いかえると ξ が与えられれば以上の両式から、 μ_1 および μ_2 が求められ、これを式(26)あるいは式(26')に代入すれば限界荷重が求められる。

$$P = \frac{\mu_1^2 EI}{l^2} = \frac{\mu_2^2 EI'}{l^2} \quad (26'')$$

さて、継手なしの場合の限界荷重は

$$\frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

であるから、継手なしを基準とした場合の継手ありの強度比は、

$$\text{強度比} = \frac{\mu_1^2}{\pi^2} \quad (29)$$

となる。

(b) 両端固定の場合

座標および記号を(a)の場合と同様に定めれば、撓みに関して次の方程式を得る。

$$EI y_1''' + P y_1' = 0$$

$$EI' y_2''' + P y_2' = 0$$

上式において、式(26)および式(26')を代入し、

次の境界条件

$$x=0 \text{ において } y_1=0$$

$$\text{'' '' } y_1'=0$$

$$x=\xi l \text{ において } y_1=y_2$$

$$\text{'' '' } y_1'=y_2'$$

$$\text{'' '' } EI y_1'' = EI' y_2''$$

$$x=\frac{l}{2} \text{ において } y_2'=0$$

を代入し、積分常数を消去すれば次式を得る。

$$\mu_1 \tan \xi \mu_1 + \mu_2 \tan \left(\frac{1}{2} - \xi \right) \mu_2 = 0 \quad (30)$$

なおこの場合にも、 μ_1 と μ_2 の間には式(28)の関係が成立する。以上の式(30)および式(28)が、限界条件を与えるもので、両式より、 μ_1 又は μ_2 を求めこれを式(26'')に代入すれば、限界荷重が求められる、さてこの場合の継手なしの限界荷重は

$$\frac{4\pi^2 EI}{l^2}$$

であるから、継手のある場合の強度比は次式で与えられる。

$$\text{強度比} = \frac{\mu_1^2}{4\pi^2} \quad (31)$$

今 $\xi=0.48$ として以上の結果を実際に計算してみると Table 5 のようになる。なおこれは $l=7\text{m}$ に

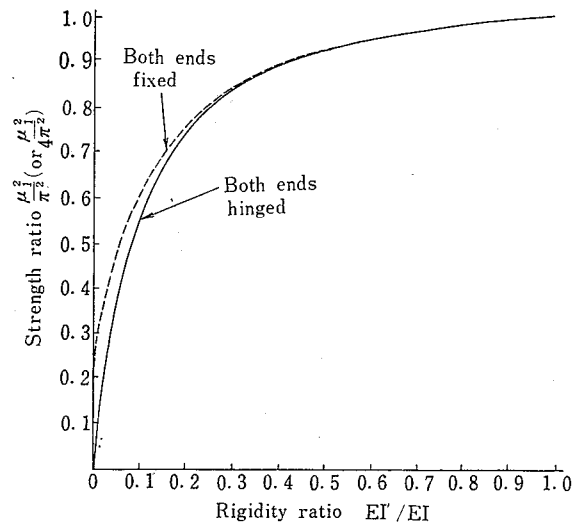


Fig. 14 Diagram of strength ratio $\frac{\mu_1^2}{\pi^2}$ (or $\frac{\mu_1^2}{4\pi^2}$), to rigidity ratio EI'/EI .
強度比—剛比線図

Table 5 Buckling strength ratio corresponding to rigidity ratio, when column has varying section.
変断面を有する柱に対する強度比と剛比との関係

Rigidity ratio EI'/EI	Both ends hinged	0.038	0.057	0.081	0.115	0.166	0.250	0.424	0.605	0.797
	Both ends fixed	0.007	0.030	0.058	0.097	0.152	0.242	0.419	0.603	0.796
Buckling strength ratio, by eq. (29) or eq. (31)		0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	0.98

対して、継手長=28cmであることを意味する。

上表を図示したのが、Fig. 14 である。

Fig. 14 から明らかなように、剛比 $EI'/EI \leq 0.3$ の場合には、両端ヒンジと両端固定との間に僅かな差が認められるが、全般的には両者の間には余り差がない。したがって継手の存在による強度低下に、材端条件は余り影響しないことになる。

又同図より、 $EI'/EI \leq 0.2$ になると強度が急速に低下することから、この値が実際の継手の剛性決定の上参考となるように思われる。

3. 継手の曲げ試験

3.1 試験の概要

通常切張りに用いられているH鋼は一定のピッチで孔があけられているので、その状態のH鋼の曲げ剛性 EI と、各種継手の曲げ剛性および曲げ強度を測定する目的で、2.2.1 および 2.2.2 で述べたような単純梁の二点荷重による曲げ試験を実施した。

試験に用いたH鋼は $300 \times 300 \times 10 \times 15$ のもので、フランジに 150mm のピッチで $\phi 24$ mm の孔があけられている。

試験に用いた継手は、Fig. 8 に示す突合せ板と添接板を併用する形式、Fig. 8 から添接板を除いた形式、および鉄筋コンクリート形式の三種類である。鉄筋コンクリート形式の継手は藤田組のアイディアによるもので、端板を直接突合せずにある距離（通常 30cm 以上）離し、その間を長ボルトで連結し、かつコンクリートを充填する構造のもので、支保工架構時のジャッキングを省略する狙いのものである。

試験のスパン等は、Fig. 9 および Fig. 10 の記号を借りれば次の通りである。

$$a=73\text{cm}, \quad b=28\text{cm}, \quad l=174\text{cm}$$

載荷装置には、Fig. 15 に示すような 200t 圧縮曲げ試験機を 50t レンジで使用し、荷重 0 から極限荷重の約 40% の荷重までは、荷重の増減を数回繰返し、最後に破壊に至るまで荷重を増大した。又 2t の荷重毎に Fig. 9 および Fig. 10 に示す C、D 点の撓みをダイヤルゲージで測定した。このダイヤルゲージは、試験材の理論的な支点（試験材の支承直上の中立軸上の点）に試験材と別個に架け渡した梁上にセットした。その状況を Fig. 16 に示す。

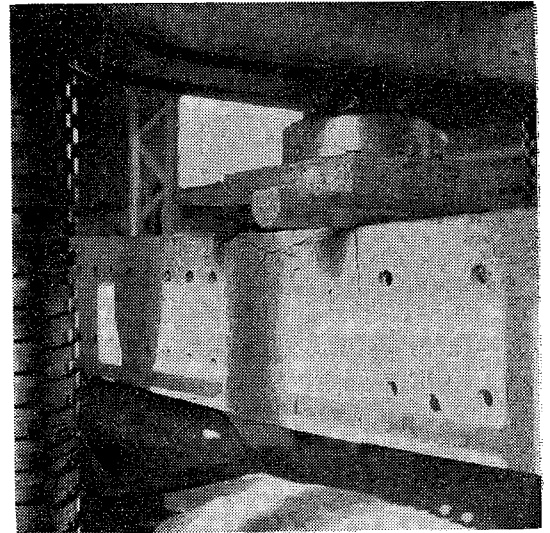


Fig. 15 Tested beam with reinforced concrete joint, set in bending machine.
曲げ試験機内における試験体(鉄筋コンクリート継手使用)

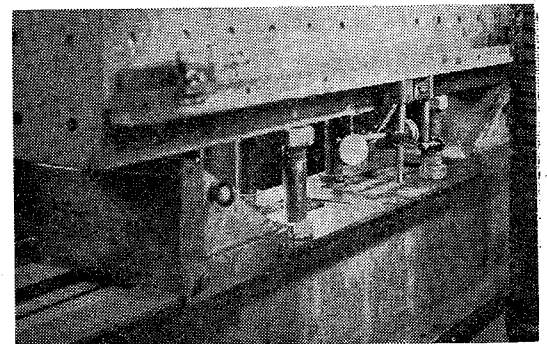


Fig. 16 Dial gauges set on beam laid at theoretical supporting points.
理論支点上に架け渡した台梁にダイヤルゲージをセットした状況

鉄筋コンクリート形式の継手の場合は、コンクリートの硬化の程度によって曲げ剛性も変化するので、継手に使用したコンクリートと同じバッチから供試体 ($\phi 100 \times 300$) を作製し、曲げ試験とほぼ同じ時刻に圧縮試験を行い、硬化の程度を確かめた。

3.2 試験の結果

3.2.1 継手なしの場合

この場合は試験材 2 個について試験したが、両者の測定値は極めてよく一致していた。Fig. 17 は No. 材に関する荷重—撓み線図であるが、この撓みは C 点と D 点の撓みがよく一致していたのでその平均値を採っている。

又 No. 1 材, No. 2 材とも 50t の荷重でも, 撓みの増大は著しいが, 極限荷重にはまだ達していないように思われた。しかし 50t が最高予定荷重であったので, 試験はこの値で打切った。

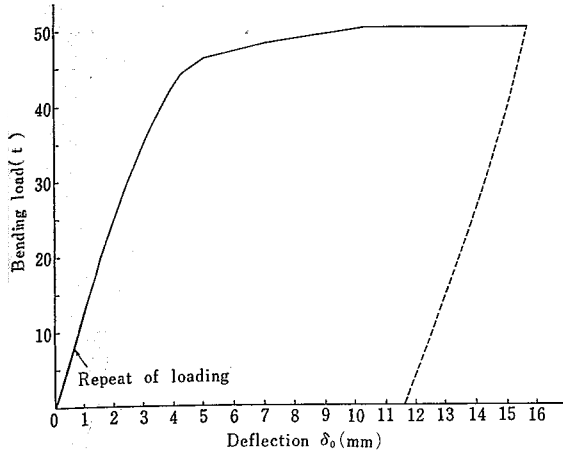


Fig. 17 Load-deflection diagram by bending test of H beam No. 1 with no joint.

継手なし No. 1 材の曲げ試験結果

3.2.2 突合せ板と添接板の併用形式の継手の場合

この場合も試験材 2 個について試験したが, 両者の間に若干の差異があった。Fig. 18 は No. 2 材に関する荷重-撓み線図であるが, この撓みは C 点と D 点の撓みの平均値である。同図から明らかなように, 0~16t の間で荷重の増減を繰返した場合, 残留撓みが生じているが, これはこの継手の変形に非弾性的な要素が含まれているために, 残留撓みと云うかたちとなって表われたものと解せられる。なおこのことは No. 1 材についても同じように表われていた。

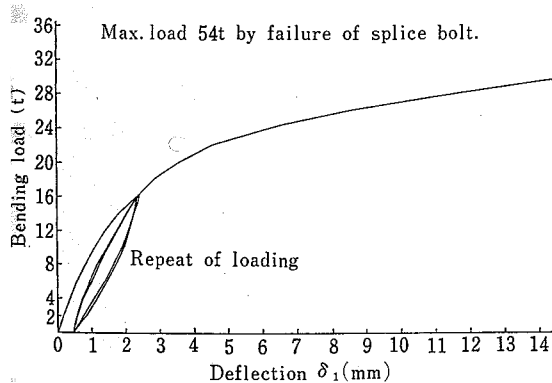


Fig. 18 Load-deflection diagram by bending test of H beam No. 2 with butt plates and splice plates type joint.

突合せ板と添接板併用継手 No. 2 材の曲げ試験結果

又後述するように, No. 1 材では 50t の荷重に達しても極限荷重に至らなかったのに, No. 2 材の場合は 100t レンジで試験したところ, 54t の荷重で添接用のボルトがせん断破壊を起して, 荷重が極限に達した。

3.2.3 突合せ板形式の継手の場合

この場合は試験材 1 個について試験した。Fig. 19 はその荷重-撓み線図であるが, この撓みは C 点と D 点の平均値である。同図から明らかなようにこの継手の場合にも変形に非弾性的な要素が含まれていて, しかも勾配が Fig. 18 の勾配に比べて緩いところから, 添接板併用式の継手に比べて曲げ剛性がかなり低いことがわかる。

又極限荷重は 24.5t で, この荷重で突合せボルトのネジ山に潰れが生じた。

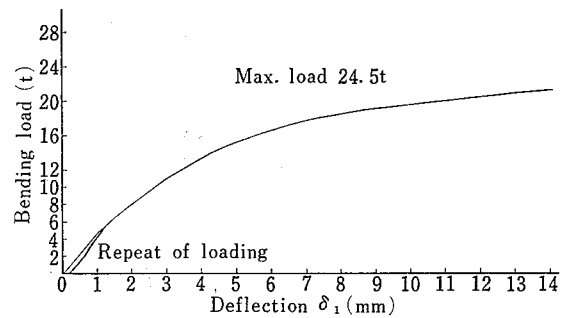


Fig. 19 Load-deflection diagram by bending test of H beam with butt plate type joint.

突合せ板形式継手の曲げ試験結果

3.2.4 鉄筋コンクリート形式の継手の場合

この場合はコンクリートの硬化の程度の異なる 6 個の試験材について試験した。これらの試験から得られた荷重-撓み線図の例として, コンクリートの材令 3 日で圧縮強度が 40.2 kg/cm^2 の場合を Fig. 20 に, コンクリートの材令が 14 日 圧縮強度が 238.9 kg/cm^2 の場合を Fig. 21 に示す。

同図から明らかなように, いずれの場合も継手の変形に非弾性的な要素を含んでいる。

又線図の勾配が非常に緩いことから, 曲げ剛性がかなり低いことがわかる。特に材令 1 日の場合はほとんどヒンジに近い程抵抗性がなかったが, これはコンクリートを冬季戸外に放置していたため, ほとんど硬化していなかったためであろうと思われる。

又極限荷重は後述するように, 最も硬化が進んだと

Table 6 Maximum load
極限曲

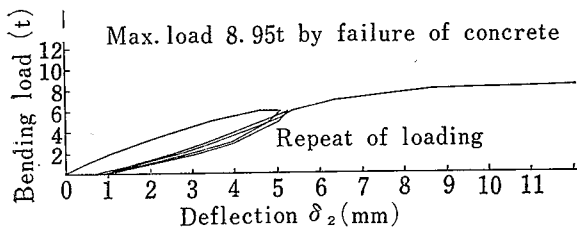


Fig. 20 Load-deflection diagram by bending test of H beam with reinforced concrete type joint, concrete age 3 days and concrete strength 40.2 kg/cm².

鉄筋コンクリート継手材（コンクリート材令 3日，圧縮強度 40.2 kg/cm²）の曲げ試験結果

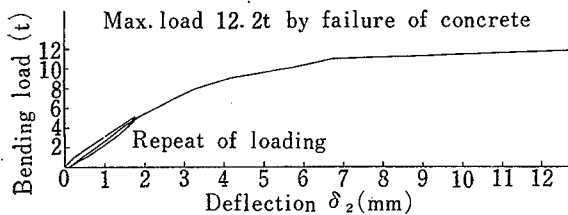


Fig. 21 Load-deflection diagram by bending test of H beam reinforced concrete type joint, concrete age 14 days and concrete strength 238.9 kg/cm²

鉄筋コンクリート継手材（コンクリート材令 14日，圧縮強度 238.9 kg/cm²）の曲げ試験結果。

思われる場合でも，継手なしの場合の 1/4 以下で，いずれの場合もコンクリートの破壊によって荷重が極限に達した。

3.2.5 各種継手の場合の極限曲げ荷重

各試験で得られた極限曲げ荷重を Table 6 に示す。同表によると，突合せ板と添接板の併用形式の曲げ強度はほぼ継手なしのものに匹敵し，突合せ板形式の継手の曲げ強度は継手なしのもの 1/2 以下であることがわかる。一方鉄筋コンクリート形式の接手の曲げ強度は，コンクリートが最も硬化しているものでも継手なしのもの 1/4 以下である。

さらに，コンクリートの圧縮強度の増大に比較して曲げ強度が余り増大していないのが一見奇異に感ぜられるかもしれないが，次に述べるようにこれは当然のことである。何故なら，Fig. 6 から明らかなように，コンクリートの断面係数 Z_c は，1/n の増大即ちコン

Condition of joint			
Type	No.	Concrete age (day)	Compressive strength of concrete (kg/cm ²)
No joint	1	—	—
// "	2	—	—
Butt plate & splice plate	1	—	—
// "	2	—	—
Butt plate	—	—	—
Reinforced concrete	—	1	5.5
// "	—	3	40.2
// "	—	7	86.2
// "	—	//	113.1
// "	—	14	197.6
// "	—	//	238.9

クリートの硬化に伴って減少するので，硬化に伴ってコンクリートの圧縮強度 σ_c がかなり増大しても，抗曲げモーメント $M_r (M_r = \sigma_c Z_c)$ はそれ程増大しないわけである。現にこの試験の予想極限荷重 P_{max} は

$$P_{max} = \frac{\sigma_c Z_c}{a} = 14.5 (t)$$

であったが，結果はほぼこれに近い値となっている。

3.3 孔あき H 鋼の曲げ剛性および各種継手の曲げ剛性

3.3.1 孔あき H 鋼の曲げ剛性 EI

孔あき H 鋼の EI を試験結果より算出する。継手なしの No. 1 材と No. 2 材の試験結果において，荷重の往復を行った 0~20t のデータより， P (単位 t) と δ_0 (単位 10⁻³ cm) の関係を最小二乗法により整理すると次式となる。

$$\text{No. 1 材について } \delta_0 = 2.65 + 7.7977 P$$

$$\text{No. 2 材について } \delta_0 = 3.23 + 7.8015 P$$

両式は非常によく一致しているが，なじみのそのものにもとずく 0 点の誤差があるのでこれを修正し，さらにその平均値を採れば次式となる。

$$\delta_0 = 7.7996 \times 10^{-3} \times P \quad (32)$$

但し， δ_0 は cm 単位に変える。一方式 (17) にいて， $a=73$ cm， $b=28$ cm を代入すると次式を得る。

at bending test
げ荷重

Max. load (t)	Remarks
50.0	No failure
50.0	" "
50.0	" "
54.0	Shearing failure of splice bolt
24.5	Failure of screw of butt bolt
6.9	Failure of concrete
8.95	" "
10.1	" "
11.8	" "
11.4	" "
12.2	" "

$$\delta_0 = \frac{1.02139 \times 10^5}{EI} \times P \quad (33)$$

但し、 EI は tcm^2 単位とする。故に式 (32)、(33) の両式より次の値を得、これが実験より求めた EI である。

$$EI = 1.3095 \times 10^7 \text{ (tcm}^2\text{)} \quad (34)$$

一方、孔のないH鋼および全長にわたって孔と同じ巾のスリットがあるとしたH鋼のカタログ値にもとづく EI は次の値となる。

$$EI = 2.1 \times 10^8 \times \frac{6750 = 1.4175 \text{ ...孔なし}}{5940 = 1.2474 \text{ ...スリットあり}} \times 10^7 \text{ (tcm}^2\text{)}$$

これらと、式 (34) の値を比較すると、当然のことながら次の関係がある。

孔なしのカタログ値 / 孔あきの実験値 / スリットありのカタログ値

3.3.2 突合せ板と添接板の併用形式の継手のバネ係数 k

3.2.2 で述べたように、この継手の変形の中には弾性的な要素と非弾性的な要素が含まれているが、その模様が、荷重の往復も繰返したデータに表われている。よってこれを最小二乗法によって整理すると次式となる。但し P の単位は t 、 δ_1 の単位は $10^{-3}cm$ としている。

No. 1 材について $\delta_1 = 60.47 + 10.8679 P$

No. 2 材について $\delta_1 = 24.28 + 12.7887 P$

上二式の右辺の第1項は、非弾性要素による残留変形を表わしているの、これを除いて弾性的要素のみとし、さらに両者の平均をとると次式となる。但し δ_1 の単位は cm に変える。

$$\delta_1 = 11.8283 \times 10^{-3} P \quad (35)$$

よって式 (18) に式 (35) の δ_1 、式 (32) の δ_0 、 $a=73cm$ 、 $b=28cm$ を代入し、さらに式 (34) の EI を代入すると求めるバネ係数 k を得る。

$$k = 0.02525 EI = 3.3069 \times 10^5 \text{ (tcm)} \quad (36)$$

3.3.3 突合せ板形式の継手のバネ係数 k

Fig. 19 において繰返し荷重を作用させた $0 \sim 5t$ のデータを最小二乗法によって整理すると次式を得る。但し δ_1 は $10^{-3}cm$ 単位、 P は t 単位とする。

$$\delta_1 = 25.38 + 17.225 P$$

右辺の第1項は残留撓みを表わすのでこれを除き、 δ_1 を cm 単位で変えると次式を得る。

$$\delta_1 = 0.017225 P \quad (49)$$

よって 3.3.2 の場合と同様にすれば次の k を得る。

$$k = 0.01079 EI = 1.4134 \times 10^5 \text{ (t} \cdot \text{cm)} \quad (50)$$

3.3.4 鉄筋コンクリート形式の継手の曲げ剛性 EI'

曲げ試験の結果から、鉄筋コンクリート継手の曲げ剛性 EI' を算出する。

(a) 材令 1 日でコンクリート強度が $5.5kg/cm^2$ の場合

試験結果において荷重の往復を行った、 $0 \sim 6t$ のデータを対象に、 δ_2 と P との関係をも最小二乗法によって整理すると次式となる。但し δ_2 は $10^{-3}cm$ 単位、 P は t 単位とする。

$$\delta_2 = 233.17 + 126.1429 P$$

上式の右辺第1項は、非弾性要素にもとづく残留変形であるのでこれを除き、 δ_2 を cm 単位に変えると次式を得る。

$$\delta_2 = 0.1261429 \times P \quad (37)$$

式 (20) に式 (37) および式 (32) を代入し、さらに式 (34) を代入すると求める曲げ剛性 EI' を得る。

$$EI' = 0.0235 EI = 3.0774 \times 10^5 \text{ (tcm}^2\text{)} \quad (38)$$

$$\therefore I' = 147 \text{ (cm}^4\text{)}$$

この値はコンクリートが全断面にわたって無効であるとしたときの I 、巻ち Fig. 5 において $\frac{1}{n} = 0$ のときの値 $611cm^4$ に比べてかなり低い値となっている。

(b) 材令 3 日でコンクリート強度が $40.2kg/cm^2$ の場合

以下、同様に行う。Fig. 20 で荷重の往復を繰返した 0~6t のデータを最小二乗法によって整理すると次式となる。

$$\delta_2 = 115.77 + 70.9P$$

但し、 δ_2 は 10^{-3} cm 単位、 P は t 単位とする。

上式の右辺第 1 項を除き δ_2 を cm 単位に変えると次式となる。

$$\delta_2 = 0.0709P \quad (39)$$

式 (20) に式 (39) と (32) を代入し、さらに式 (34) を代入すると EI' を得る。

$$EI' = 0.0432EI = 5.6572 \times 10^5 (t \cdot cm) \quad (40)$$

$$I' = 269 (cm^4)$$

この値も、鉄筋のみ有効とみなしたときの I の値 $611 cm^4$ よりかなり小さい。

(c) 材令 7 日でコンクリートの強度が $86.2 kg/cm^2$ の場合

荷重の往復を繰返した 0~6t のデータを最小二乗法によって整理すると次式を得る。但し δ_2 は 10^{-3} cm 単位、 P は t 単位とする。

$$\delta_2 = 201.37 + 53.5143P$$

右辺第 1 項を除き、 δ_2 を cm 単位に変えると次式を得る。

$$\delta_2 = 0.0535143P \quad (41)$$

さらに、次の EI' を得る。

$$EI' = 0.0587EI = 7.6813 \times 10^5 (t \cdot cm^2) \quad (42)$$

$$\therefore I' = 366 (cm^4)$$

(d) 材令 7 日でコンクリートの強度が $113.1 kg/cm^2$ の場合

同様に荷重 0~6t のデータを最小二乗法によって整理すると次式を得る。但し δ_2 は 10^{-3} cm 単位、 P は t 単位とする。

$$\delta_2 = 35.63 + 43.8071P$$

右辺第 1 項を除き、 δ_2 を cm 単位に変えると次式を得る。

$$\delta_2 = 0.0438071P \quad (43)$$

さらに EI' を得る。

$$EI' = 0.0732EI = 9.5846 \times 10^5 (t \cdot cm^2) \quad (44)$$

$$\therefore I' = 456 (cm^4)$$

(e) 材令 14 日でコンクリートの強度が $197.6 kg/cm^2$ の場合

同様に荷重 0~6t のデータを最小二乗法によって整理すると次式を得る。但し δ_2 は 10^{-3} cm 単位、 P は t 単位とする。

$$\delta_2 = 19.02 + 36.4714P$$

右辺第 1 項を除き、 δ_2 を cm 単位に変えると次式となる。

$$\delta_2 = 0.0364714P \quad (45)$$

よって同様にして次の EI' を得る。

$$EI' = 0.0904EI = 11.8346 \times 10^5 (t \cdot cm^2) \quad (46)$$

$$\therefore I' = 564 (cm^4)$$

(f) 材令 14 日でコンクリートの強度が $238.9 kg/cm^2$ の場合

Fig. 21 の荷重 0~5t のデータを最小二乗法によって整理すると次式を得る。但し δ_2 は 10^{-3} cm 単位、 P は t 単位とする。

$$\delta_2 = 11.35 + 33.95P$$

右辺第 1 項を除き、 δ_2 を cm 単位に変えると次式となる。

$$\delta_2 = 0.03395P \quad (47)$$

よって同様にして次の EI' を得る。

$$EI' = 0.0982EI = 12.8636 \times 10^5 (t \cdot cm^2) \quad (48)$$

$$\therefore I' = 613 (cm^4)$$

この値は、鉄筋のみ有効とみなしたときの値 $611 cm^4$ とほぼ等しい。したがってコンクリートが全く働いていないことになるが、実はこれはみかけの上だけのことで実際はコンクリートもある程度働いているものと思われる。何故ならば、この形式の継手の変形の中には、端板の変形が大きき比重を占めて含まれていると思われるからである。このように考えると、この形式の継手の曲げ剛性が、端板突合せ形式の継手の曲げ剛性より上廻ることはないわけで、試験結果がそのようになったことの説明がつくように思われる。

4. 各種継手の座屈効果

4.1 突合せ板と添接板の併用形式の継手の場合

この継手を弾性ヒンジとして扱うこと、さらにそのパネ係数を曲げ試験によって求めることについては、これまでで述べた通りであるが、その実測の結果が式 (36) である。今この値を用い、2.3.1 の解析結果にもとづいて、切張の中央にこの継手を有する場合の座屈強度を推定すると次のようになる。ただこの場合、座屈強度の絶対値を求めずに、継手なしの場合に対する比で表わしている。

今材長 (中間拘束がある場合には拘束点間の距離)

l を通常よく用いられる 7m (細長比=92) にとれば

$$\text{剛比} = \frac{k}{EI/l} = 17.6768$$

となり、この値を Fig. 12 に適用すれば、

$$\text{強度比} = 0.90 = 90\% \quad (51)$$

が得られる。この値は l によって多少相違はあるが、結局約 10% 程度の強度低下が予想されることになる。

4.2 突合せ板形式の継手の場合

この場合も弾性ヒンジとして扱うので、計算の処理は 4.1 と全く同様である。 k の値は式 (50) を用いる。

$l=7\text{m}$ とすれば

$$\text{剛比} = \frac{k}{EI/l} = 7.553$$

Fig. 12 より

$$\text{強度比} = 0.78 = 78\%$$

結局、20% 以上の強度低下が予想されることになる。

4.3 鉄筋コンクリート形式の継手の場合

3.3.4 で得られた剛比と、それに対応する座屈の強度比——Fig. 14 より求める——を一括して表示すると Table 7 となる。

Table 7 をみると、座屈に対する強度低下はかなり大きく、コンクリートが相当硬化したと思われる場合でも、約 40% 以上の強度低下が予想されることになる。

Table 7 Buckling strength of column jointed by reinforced concrete member at midpoint

柱の中央に鉄筋コンクリート形式の継手を有するときの座屈強度

Compressive strength of concrete	Rigidity ratio, EI'/EI	Buckling strength ratio by Fig. 14
5.5	0.0235	0.29
40.2	0.0432	0.40
86.2	0.0587	0.45
113.1	0.0732	0.51
197.6	0.0904	0.57
238.9	0.0982	0.58

5. む す び

以上述べたように、本研究は曲げ試験から継手の曲

げ剛性を求め、その値をもとに継手の存在による切張の座屈強度の低下を理論的に推定したのであって、直接切張の座屈試験を行ったわけではないので、明確な結論は下せないのであるが、しかし本研究のような手法による結果がそれ程大きな誤りを犯すとは思われないので、この結果をもとに、3種の継手に対する評価を加えてむすびとする。

a. 突合せ板と添接板の併用形式の継手について

この継手が材長 7m (中間を拘束する場合は拘束点の距離が 7m) の切張の中央に存在する場合には、同切張の座屈強度は約 10% 低下することになるが、荷重低下がこの程度であれば通常 2~3 程度ある安全率でカバーできる範囲であるし、座屈によって切張りが大きく彎曲したときの終局の抵抗力に密接な関係のある曲げ強度が、継手なしのものに匹敵するので、この継手を使用する場合は実用上座屈強度の低下を見込む必要がないように思われる。

b. 突合せ板形式の継手について

この継手の場合は座屈強度の低下が約 20% であるが、曲げ強度が継手なしのもの 1/2 以下であること、および冒頭で一寸触れたモデルテストでは座屈強度の低下が 30% 以上であったことなどを考慮すると、この継手を使用する場合は座屈強度の低下を 40% 程度見込む方が安全のように思われる、あるいは継手が座屈強度に余り影響を及ぼさないように、その位置を拘束点付近に設置することが望ましいように思われる。

c. 鉄筋コンクリート形式の継手について

この継手の場合は、コンクリートがかなり硬化した場合 (圧縮強度 = 238.9 kg/cm²) でも、座屈強度の低下が 40% 以上、曲げ強度が継手なしのもの 1/4 以下であるので、切張の無拘束部分に設ける継手としては好ましくないように思われる。ただ藤田組技術研究所で行った純圧縮試験⁷⁾によると、コンクリートの圧縮強度が 160.9 kg/cm² の場合のこの継手の純圧縮強度が 144.8t あるところからみて、この継手を切張の材端もしくは拘束点近傍に設けることは差支えないように思われる。

以上、取敢えず曲げ試験を行った3種類の継手について報告したのであるが、形式の異なる継手の場合、継手の設置位置を変えた場合、および直接の座屈試験による理論の照査などまだ幾多の問題が残っているが、これらについては後日の研究に俟ちたいと思う。

(謝辞) 終りに本研究の曲げ試験において多大の援助を与えて下さった藤田組技術研究所に対し深甚の謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 森他, 産業安全研究所報告, 13 (1), 10~15 (1964)
- 2) 例えば長柱研究委員会, “弾性安定要覧”, コロナ社, p. 102, (1960 改訂)
- 3) 例えば吉田徳次郎, “鉄筋コンクリート設計法”, 養賢堂, p. 177, (1954, 第 20 版)
- 4) 例えば同上文献, pp. 282~297
- 5) 例えば H. H. Bleich, “Buckling Strength of Metal Structures”, McGRAW-HILL, p. 82 (1952)
- 6) 例えば同上文献, p. 62
- 7) 株式会社藤田組技術研究所, ボルトによるジャツキング工法実験報告書 (未発表)

(昭和 43 年 10 月 30 日受付)

産業安全研究所研究報告 RIIS-RR-17-3

昭和 43 年 12 月 20 日 発行

発行所 / 労働省産業安全研究所

東京都北多摩郡清瀬町梅園 1 丁目 4 番 6 号

電話 (0424) 91-4512 番 (代)

印刷所 新日本印刷株式会社

郵便番号 180-04

UDC 624.046/078.2:624.152.6

土止支保工における切張の継手に関する研究

森 宜制・前 郁夫

産業安全研究所研究報告 RIIS-RR-17-3 1~16 (1968)

土止支保工における切張が、継手の存在によって切張の座屈強度をどの程度低下させるかを理論的に解析し、ついで 300H 鋼製の切張に対する 3 種類の継手の曲げ剛性を実験的に求め、その結果を前記解析結果に代入してそれぞれの継手に対する評価を行った

(表 7, 図 21, 参 7)



UDC 624.046/078.2:624.152.6

Joint of Strut in Excavation Work

Y. MORI and I. MAE

Research Report of the Research Institute of Industrial Safety

RIIS-RR-17-3 1~16 (1968)

The theoretical analysis on the joint effect for the buckling strength of strut in the excavation work are studied. And the flexural rigidity tests on the H steel struts having three types of joints are carried out.

On the basis of the results of theoretical and experimental investigation, the reduction of buckling strength due to the existing of those joints are estimated.

(Table 7, Fig. 21, Ref. 8)

