

第四章 抗剪強度 (Strength against Shearing)

第一節 應剪力

Fig. 74 = 示ス如ク物體ガ近接セル二断面ニ沿フテ其量相等シ

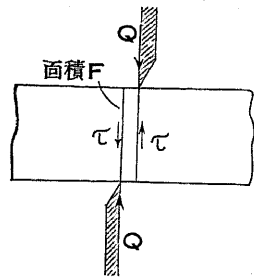


Fig. 74.

ク其方向相反スルニ力ニヨツテ直剪 (Direct shear) ヲ受ケル場合ニ其剪力ニ對スル抵抗ハ剪斷サルル断面ニ比例スルヲ見ル, 即チ今若シ

$$Q = \text{剪力}$$

$$F = \text{剪斷セルルベキ面積}$$

トスレバ應剪力ハ

$$\tau = \frac{Q}{F} \leq k_s \dots \dots \dots (52)$$

但 $k =$ 許容抗剪強度 (Allowable strength for shear).

k_s ハ τ ノ極限值デアルト云ヒ得ベク前掲第四表ニ見ル如ク多クノ材料ニツイテ應張力 k_t 及應壓力 k_c ヨリ其値小ナルモノデアル, 鍊鐵及鋼ニ就イテハ大約

$$k_s = \frac{4}{5} k_t \text{ 或ハ } \frac{4}{5} k_c$$

剪力ヲ受ケル物體ノ必要斷面積ヲ決定スルニハ

$$\left. \begin{aligned} F &= \frac{Q}{k_s} \\ \text{鍊鐵及鋼ニ對シ} \\ F &= \frac{5}{4} \cdot \frac{Q}{k_t} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (53)$$

第二節 鉚結 (Pin Connection)

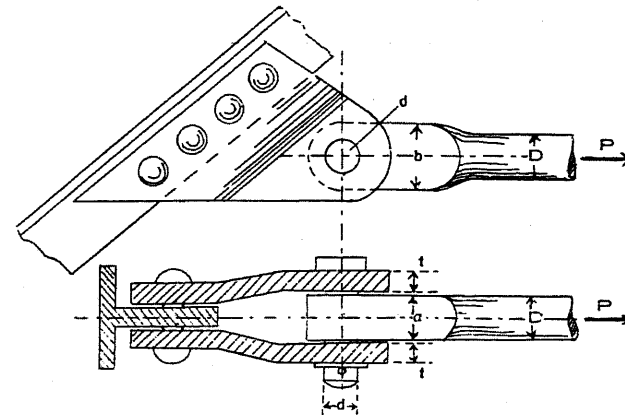


Fig. 75.

Fig. 75 ハ鋼製屋背 (Roof)

ノ一ツノ接合點ヲ示スモノデアツテ今水平ニ働ク P ナル力ガ水平抗張材ノ徑 D ナル場合ニ是レニ從フテ他ノ各部ノ寸法ガ如何ニナルカヲ計算シテ見ヤウ。

此抗張材ヲ他ノ部材ニ結合スル接合點ノ強度ハ抗張材自身ト等シイ強度ヲ有セネバナラ

ヌ, 茲ニハ鉚 (Pin) ナ用ヒテ接合點ガ作ラレ居ルモノトスル先ヅ水平抗張材ノ徑 D ハ

$$P = \frac{\pi D^2}{4} k_t$$

ナル式式テ與ヘラレル, 次ニ接合鉚ハ二面ニ於テ剪力ニ抵抗スル即チ複剪 (Double shear) ナ受クルガ故ニ

$$P = 2 \cdot \frac{\pi d^2}{4} k_s$$

故ニ前式ト等シク置キ

$$2 \cdot \frac{\pi d^2}{4} k_s = \frac{\pi D^2}{4} k_t$$

$$\therefore d = \sqrt{\frac{k_t}{2k_s}} D$$

今假ニ $k_s = \frac{4}{5} k_t$ ト置ケバ

$$d = \sqrt{\frac{5}{8}} D \approx 0.8 D$$

尙鉚ト水平抗張材ノ端即チ眼 (Eye) トノ間ノ壓力ガ矢張り抗張材ノ受ケル P ト等シクナケレバナラス, 其抵抗面積ハ眼ノ厚 a ト鉚孔ノ徑 d トノ積デアアル故ニ

$$a \cdot d \cdot k_c = P = \frac{\pi D^2}{4} k_t$$

尚 $k_c = k_t$ と置キテ

$$\left. \begin{aligned} a.d &= \frac{\pi D^2}{4} \\ d &= 0.8 D \text{ と採レバ} \\ a &= \frac{\pi}{3.2} D = \sim D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (55)$$

a ナル眼釘 (Eye bar) ノ兩側ニアル厚 t ノ挾接板ハ應壓力ノ關係カラ

$$t = \frac{a}{2} = \frac{D}{2} \dots\dots\dots (56)$$

次ニ眼釘ノ幅 b テ決定センニハ其最小斷面積ヲ有スル鉋孔ノ中心ニ於ケル斷面積 $(b-d)a$ カラ

$$(b-d).a.k_t = P = \frac{\pi D^2}{4} k_t$$

此式ヨリ

$$b = \sim 1.6 D \dots\dots\dots (57)$$

第三節 鉋結 (Rivet connection)

鉋結ハ其綴鉋 (Rivet) ノ配置ニ依ツテ數種ニ分ツ次ニ此分類ニ從ツテ順次計算式ヲ誘導スル。

(I) 單列鑿接 (Single riveted lap joint).

Fig. 76 ハ之レヲ示ス各綴鉋ノ受持ツ範圍ハ其綴鉋ノ中心カラ中心迄ノ間隔

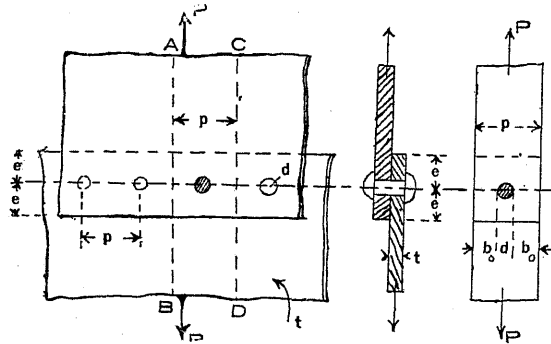


Fig. 76.

- (1) 綴鉋ノ剪斷(單剪) Fig. 77 (a) 參照。
- (2) 鉋線ニ沿フ鉋ノ切斷 (Tearing) 同 (b) 參照。
- (3) 綴鉋ノ前面ニ於ケル鉋ノ切斷同 (c) 參照。

即チ AB ト CD トニテ挾マレタ幅 p ナル部分ヲ以テ示ス事ガ出來ル今一ツノ鉋距 (Pitch) p テ採ツテ考ヘテサヘ置ケバ之ヲ全體ニ及ボス事ガ出來ル。

幅 p ノ部分ノ破壞ハ如何ニシテ起ルカヲ考ヘテ見ルニ次ニ列擧スル五通りノ壞レ方ガアル。

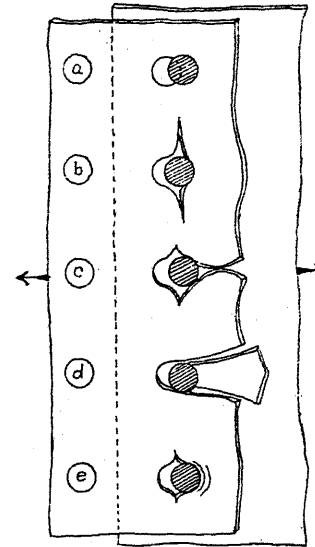


Fig. 77.

(4) 綴鉋ノ前面ニ於ケル鉋ノ剪斷,同 (d) 參照。

(5) 綴鉋ノ前面ニ於ケル鉋ノ壓挫,同 (e) 參照。

以上五通りノ型式ノ内(5)ノ危險ナキ爲メニハ綴鉋ノ直徑ガ其結合スベキ鉋ノ厚サニ比シテ細キニ過ギテハナラヌノテアル,此關係ハ經驗上次ノ如キヲ適當トスル。

$$d = 6.3 \sqrt{t} \text{ 或ハ } d = \left(\frac{6.3}{\sqrt{t}} \right) t = \alpha \cdot t \dots\dots\dots (58)$$

(d 及 t ノ單位ハ mm.)

此一式ヲ假定シテ(1)乃至(4)ノ破壞ニ對シテ同一ノ安全程度ヲ有スル様ニ作ラレタモノガ我等ノ希望スル所ノモノテアル,今綴鉋ヲ其一面ニ沿フテ剪斷スル力即チ單剪 (Single shear) ニ對スル抵抗ヲ鉋ノ鉋線ニ沿フ切斷ニ對スル抵抗ニ等シク置キ(即チ(1)ノ破壞ト(2)ノ破壞トガ同時ニ起ル爲メニハ)

$$\frac{\pi d^2}{4} k_s = (p-d) \cdot t \cdot k_t = 2b_0 \cdot t \cdot k_t \dots\dots\dots (59)$$

此式ヨリ鉋距 p 及綴鉋ノ兩側ノ幅 b_0 ガ決定セラレル例ヘバ(58)式即チ $d = \alpha \cdot t$ ヲ(59)式ニ挿入スレバ

$$\left. \begin{aligned} \frac{\pi d^2}{4} k_s &= (p-d) \frac{d}{\alpha} k_t = 2b_0 \cdot \frac{d}{\alpha} k_t \\ \therefore p &= d \left(\frac{\pi}{4} \cdot \alpha \cdot \frac{k_s}{k_t} + 1 \right) \\ \text{今若シ假ニ } \frac{d}{t} &= \alpha = 2 \text{ と置キ尙 } \frac{k_s}{k_t} = \frac{4}{5} \text{ と置ケバ} \\ p &= \sim 2.5 d \\ b_0 &= \frac{\pi}{8} \cdot d \cdot \alpha \cdot \frac{k_s}{k_t} = \sim \frac{3}{4} d \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (60)$$

次ニ(3)ノ破壞ト(4)ノ破壞トニ對シテ e ノ値ヲ適當ニ決定シナケレバナラヌノテアツテ(3)ノ場合カラ計算スル方ガ(4)ノ場合ニ對シ計算スルヨリモ e ノ値ニ對シ大ナル値ヲ得ルノガ常テアル,(3)ニ對スル計算ニハ完全テハ無イガ次ノ如キ假定ヲスル,今一個ノ綴鉋ニ對シ (Fig. 78 參照) P ナル張力ガ作用スルモノトスレバ P ハ 45° ノ傾斜ヲ爲スニ力 P_1, P_1 ニ分解シ得ラレル,更ニ P_1 ガコレト 45° ヲ爲ス P_2, P_2 ニ分解セラレルトセバ結局 P ハ四ツノ P_2 ニ依ツテ置換サレ得ル,四ツノ P_2 ノ内 P ト同ジ方向ニ向フニ力 P_2, P_2 ハ合シテ P ヲ生ジ其 P ナル力ガ鉋線ノ $p-d = 2b_0$ ナル部分ヲ切斷 (Tear off) スル様ニ働キ(前掲(2)ノ場合ニ相當ス)尙コレ

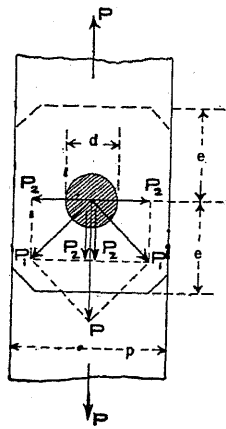


Fig. 78.

ト直角ニ働ク P_2 ナル分力ガ $e - \frac{1}{2}d$ ノ部分ヲ切斷スル張力トシテ作用スル、斯クノ如キ假定カラ e テ計算シ得ルノデアアル、即チ

$$(p-d) t \cdot k_t = 2b_0 \cdot t \cdot k_t = P$$

$$\text{同時} = (e - \frac{1}{2}d) t \cdot k_t = P_2 = \frac{1}{2} P$$

コノ二式カラ P テ消去スレバ

$$e = b_0 + \frac{1}{2}d = \frac{1}{2}p \approx 1.5d \dots\dots(61)$$

次ニ(4)ノ場合ニ對シテハ容易ニ計算シ得ラレ

$$2e \cdot t \cdot k_s = (p-d) \cdot t \cdot k_t$$

$$e = \frac{p-d}{2} \cdot \frac{k_t}{k_s} = b_0 \cdot \frac{k_t}{k_s} \dots\dots(62)$$

(61)式ト(62)式トヲ比較スルニ(61)式ノ方ガ普通大ナル結果ヲ與ヘルニヨリ(61)式ニ據ツテ計算シテ置ケバ先ヅ充分デアアル。

(II) 二列鑿接 (Lap joint with two rivets)

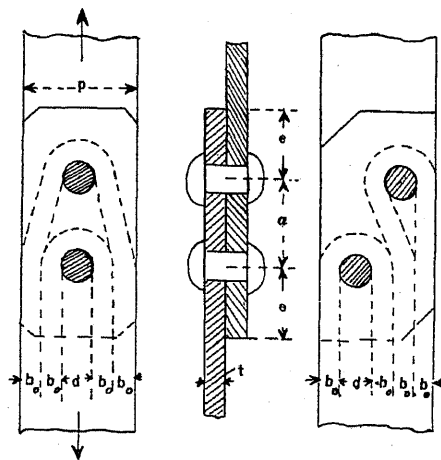


Fig. 79.

尙普通

$$a = 2e \approx 2.5d$$

トスル習慣デアアル。

(III) 三列鑿接 (Lap joint by three rivets) Fig. 80 参照。

三個ノ綴紙ノ場合ニハ鉄距 p ハ $6b_0$ ト d トカラ成ルモノト考ヘラレル故ニ

$$p = 6b_0 + d = 6 \frac{\pi}{8} d \cdot \alpha \cdot \frac{k_s}{k_t} + d$$

單列ノ場合ニ(60)式ヲ求メタ側幅 b_0 ガ綴紙一本ニ付二個宛必要デアアル、即チ $2b_0$ 宛ガ存スルダケノ鉄距デアレバヨイノデアアル、Fig. 79ニ示ス如ク二本ノ綴紙ヲ結合サレル鉄ノ幅ハ $4b_0$ ト d トテ成立ツモノト考ヘラレル、即チ

$$p = 4b_0 + d$$

b_0 ハ既ニ求メタル如ク(60)式ニヨリ

$$b_0 = \frac{\pi}{8} \alpha \cdot d \cdot \frac{k_s}{k_t}$$

$$\therefore p = d \left(1 + \frac{\pi}{2} \alpha \cdot \frac{k_s}{k_t} \right) \approx 3.5d \dots\dots(63)$$

此場合ニモ

$$e = \frac{1}{2}d \left(1 + \frac{\pi}{4} \alpha \cdot \frac{k_s}{k_t} \right) \approx 1.5d$$

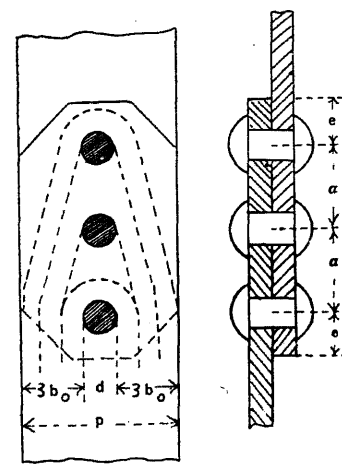


Fig. 80.

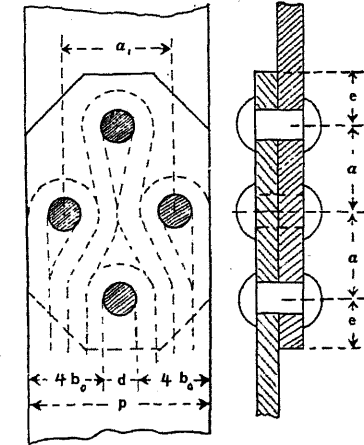


Fig. 81.

$$= d \left(\frac{3}{4} \pi \alpha \cdot \frac{k_s}{k_t} + 1 \right) \approx 5d \dots\dots(64)$$

此場合モ a ト e トハ Fig. 79ニ示シタモノト同シ。

(IV) 四列鑿接 (Lap joint by four rivets) Fig. 81 参照。

前同様ニ鉄距ハ

$$p = 8b_0 + d = \pi d \alpha \cdot \frac{k_s}{k_t} + d$$

$$= d \left(\pi \alpha \cdot \frac{k_s}{k_t} + 1 \right) \approx 6d \dots\dots(65)$$

a ト e トハ前ト同様デアリ更ニ

$$a_1 = 4b_0 + d = \frac{\pi}{2} d \cdot \alpha \cdot \frac{k_s}{k_t} + d$$

$$= d \left(\frac{\pi}{2} \alpha \cdot \frac{k_s}{k_t} + 1 \right) \dots\dots(66)$$

$$= \sim 3.5d$$

(V) 單列衝頭接合 (Butt joint with one rivet)

此場合ニハ Fig. 82ニ示ス如ク綴紙ハ二面ニ於テ剪斷セラレル、即チ複剪 (Double shear) ヲ受ケルガ故ニ其抵抗ト鉄ノ張力ニ對スル抵抗トヲ等シク置キ

$$2b_0 \cdot t \cdot k_t = 2 \frac{\pi \cdot d^2}{4} k_s$$

$$b_0 = \frac{\pi}{4} \frac{d^2}{t} \frac{k_s}{k_t} = \frac{\pi}{4} \alpha \cdot d \cdot \frac{k_s}{k_t} \dots\dots(67)$$

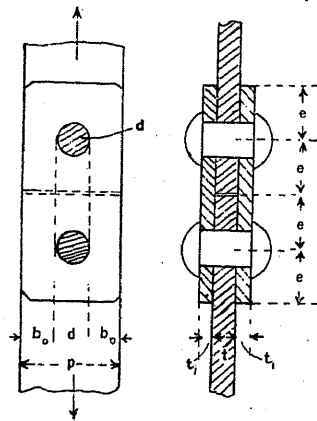


Fig. 82.

b_0 が定マレバ 鉋距ハ直チニ求メラレ

$$p = 2b_0 + d = \frac{\pi}{2} \frac{d^2}{t} \frac{k_s}{k_t} + d$$

$$= d \left(\frac{\pi}{2} \alpha \frac{k_s}{k_t} + 1 \right) \approx 3.5 d \dots (68)$$

e ノ距離ハ前ニ製接ノ場合ニ取扱ツタト同シ様ニ決定セラレル、普通ノ習慣ハ

$$e = 1.75 d.$$

而シテ挾接鉋 (Fish plate) ノ厚ハ鉋ノ時ト同シ關係ニアル故ニ接合スル鉋ノ厚ノ半分又ハ半分以上テアル事ヲ要シ

$$t_1 \geq \frac{1}{2} t$$

尙製接ノ場合ニハ Fig. 83 ニ示ス如キ破壊ヲ生

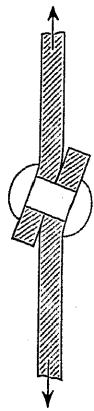


Fig. 83.

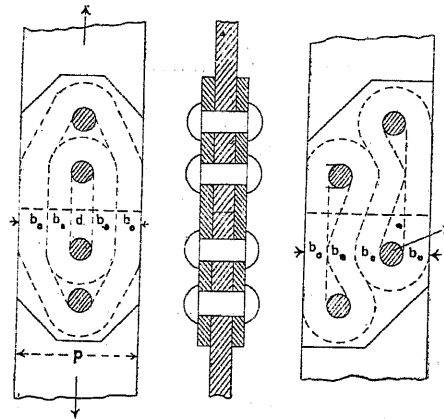


Fig. 84.

セントスル傾向アルモ衝頭接合ニハ斯クノ如キ缺點ノ無イ特徴ヲ有スル。

衝頭接合ノ場合ニ於テモニ列及三列ノ配置アルモ是等ハ單ニ Fig. 82 ニ示シタ單列ノ擴張サレタモノニ過ギナイ、例ヘバニ列ノモノハ Fig. 84 ニ示ス如ク其鉋距ハ

$$p = 4b_0 + d = \pi \frac{d^2}{t} \frac{k_s}{k_t} + d$$

$$= d \left(\pi \alpha \frac{k_s}{k_t} + 1 \right) \approx 6d \dots (69)$$

例題第八. 綴鉋ノ強度ヲ求ム。

答. 鉋距其他ノ寸法ヲ適當ニ配置サレタモノトシテ一本ノ綴鉋ノ耐エ得ル強度ハ其剪斷(其場合ニ應ジ單剪又ハ複剪)又ハ其前面ニ於ケル鉋ノ壓挫ニ對スル抵抗ニヨツテ限定セラレル、而シテ剪斷強度ハ

$$\frac{\pi d^2}{4} k_s \text{ (單剪)} \text{ 又ハ } 2 \frac{\pi d^2}{4} k_s \text{ (複剪)} \dots (a)$$

テアリ鉋ノ壓挫ニ對スル抗壓強 (Bearing strength) ハ鉋ノ厚(最小厚ヲ採ル)ヲ t トシテ

$$d \cdot t \cdot k_b \dots (b)$$

テアル故ニ此兩者ノ内ノ小ナルモノガ即チ求ムル綴鉋ノ強度テアル、實驗ニヨルニ壓挫ニ對スル抗壓強 (Bearing strength) ハ單純壓力ニ對スル抗壓強 (Compressive strength) ニヨリモ大ナルヲ普通トシ大約

$$k_s = 8,000 - 12,000, \quad k_b = 16,000 - 24,000 \text{ #/sq. in.}$$

テアル、故ニ此値ヲ (a) 及 (b) 式ニ挿入シテ第六表ヲ得ル。

第六表 綴鉋ノ強度(單位 #/sq. in.)

鉋徑	斷面積	單剪	複剪	$k_s=8,000 \quad k_b=16,000$												
				鉋ノ厚サト抗壓強												
				3/16"	1/4"	5/16"	3/8"	7/16"	1/2"	9/16"	5/8"	11/16"	3/4"			
3/8"	.1104	880	1760	1130	1500	1880	2250									
1/2"	.1963	1570	3140	1500	2000	2500	3000	3500	4000							
5/8"	.3068	2450	4910	1830	2500	3130	3750	4380	5000	5630	6250					
3/4"	.4418	3530	7070		3000	3750	4500	5250	6000	6750	7500					
7/8"	.6013	4810	9620		3500	4380	5250	6130	7000	7880	8750	9630				
1"	.7854	6280	12570		4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	12000			

鉋徑	斷面積	單剪	複剪	$k_s=9,000 \quad k_b=18,000$												
				鉋ノ厚サト抗壓強												
				3/16"	1/4"	5/16"	3/8"	7/16"	1/2"	9/16"	5/8"	11/16"	3/4"			
3/8"	.1104	990	1980	1270	1690	2110	2530									
1/2"	.1963	1770	3530	1690	2250	2810	3380	3940	4500							
5/8"	.3068	2760	5520	2110	2810	3520	4220	4920	5630	6330	7040					
3/4"	.4418	3980	7950		3380	4220	5060	5910	6750	7590	8440					
7/8"	.6013	5410	10820		3940	4920	5910	6890	7880	8860	9840	10830				
1"	.7854	7070	14140		4500	5630	6750	7880	9000	10130	11250	12380	13500			

		$k_s=10,000$		$k_b=20,000$														
鉄 徑	斷面積	單 剪	複 剪	鉄 ノ 厚 サ ト 抗 壓 強														
				3/16"	1/4"	5/16"	3/8"	7/16"	1/2"	9/16"	5/8"	11/16"	3/4"					
3/8"	.1104	1100	2200	1410	1880	2340	2810											
1/2"	.1963	1960	3930	1880	2500	3130	3750	4380	5000									
5/8"	.3068	3070	6140	2340	3130	3910	4690	5470	6250	7030	7810							
3/4"	.4418	4420	8840		3750	4690	5630	6560	7500	8440	9380							
7/8"	.6013	6010	12030		4380	5470	6560	7660	8750	9840	10940	12030						
1"	.7854	7850	15710		5000	6250	7500	8750	10000	11250	12500	13750	15000					

		$k_s=11,000$		$k_b=22,000$														
鉄 徑	斷面積	單 剪	複 剪	鉄 ノ 厚 サ ト 抗 壓 強														
				3/16"	1/4"	5/16"	3/8"	7/16"	1/2"	9/16"	5/8"	11/16"	3/4"					
3/8"	.1104	1210	2420	1550	2060	2580	3090											
1/2"	.1963	2160	4320	2060	2750	3440	4130	4810	5500									
5/8"	.3068	3370	6750	2580	3440	4300	5160	6020	6880	7730	8590							
3/4"	.4418	4860	9720		4130	5160	6190	7220	8250	9280	10310							
7/8"	.6013	6610	13230		4810	6020	7220	8420	9630	10830	12030	13230						
1"	.7854	8640	17280		5500	6880	8250	9630	11000	12380	13750	15130	16500					

		$k_s=12,000$		$k_b=24,000$														
鉄 徑	斷面積	單 剪	複 剪	鉄 ノ 厚 サ ト 抗 壓 強														
				3/16"	1/4"	5/16"	3/8"	7/16"	1/2"	9/16"	5/8"	11/16"	3/4"					
3/8"	.1104	1320	2640	1690	2250	2810	3380											
1/2"	.1963	2360	4710	2250	3000	3750	4500	5250	6000									
5/8"	.3068	3680	7360	2810	3750	4690	5630	6560	7500	8440	9380							
3/4"	.4418	5300	10600		4500	5630	6750	7880	9000	10130	11250							
7/8"	.6013	7220	14430		5250	6560	7880	9190	10500	11810	13130	14430						
1"	.7854	9420	18850		6000	7500	9000	10500	12000	13500	15000	16500	18000					

左ノ太線ヨリ左下ノ値ハ單剪ヨリ小ナルヲ示シ

右ノ太線ヨリ右上ノ値ハ複剪ヨリ大ナルヲ示ス。

例題第九. 橋梁ノ一繫材トシテ幅9"厚 $1\frac{1}{4}$ "ノ鋼版アリ,其接合點ニ複鉋衝頭ヲ用フル場合緩鉋ノ直徑,所要數,鉋距ヲ求ム。

答. 前掲鉄徑ト鉋厚トノ關係ヲ示ス(58)式(吋ニ換算シテ)ニヨリ

$$d = 1.2 \sqrt{t} = 1.2 \times \sqrt{1\frac{1}{4}} = 1.24"$$

實際ニ於テハ此値ハ大ニ過ギル故 $d=1"$ ヲ採用スルモノトス,緩鉋ハ交列(Zig-zag)ニ配列スルモノトシ最外端ニアル一個ノ緩鉋ヲ通ズル斷面(Fig. S5AA)ニ沿フテノ切斷ニ對スル強度ハ

$$16,000 \times (9-1) \times 1\frac{1}{4} = 160,000 \#$$

緩鉋一個ノ剪斷強度ハ

$$12,000 \times \frac{2\pi \times 1^2}{4} = 18,850 \#$$

$$\therefore \text{所要數} = \frac{160,000}{18,850} = 8.5 = 9 \text{ 個}$$

緩鉋一個ノ抗壓強ハ

$$24,000 \times 1 \times 1\frac{1}{4} = 30,000 \#$$

$$\therefore \text{所要數} = \frac{160,000}{30,000} = 5.3$$

即チ9個ヲ用ヒレバ剪斷,壓挫何レニ對シテモ充分ナル,從ツテ Fig. 85ニ示ス如ク配置スルモノトスル。

更ニ緩鉋ノ能率(Efficiency)ヲ計算スル爲メニAA, BB, ... 斷面ヲ假定シ其強度ヲ求メンニ

AA 斷面: 前掲ノ如ク鉋ノ切斷強度
= 160,000 #

BB 斷面: 鉋ノ切斷強度

$$16000 \times (9-2) \times 1\frac{1}{4} = 140,000 \#$$

AAノ緩鉋ヲ經テ挾接鉋ニ傳ヘラルル應力 = 18,850 #

$$\therefore \text{BB 斷面ノ強度} = 140,000 + 18,850 = 158,850 \#$$

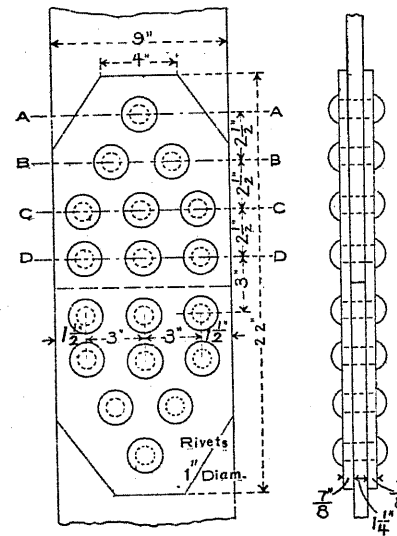


Fig. 85.

CC 断面: 鉄ノ切斷強度=16,000×(9-3)×1 $\frac{1}{4}$ =120,000 #

AA, BB = アル三個ノ綴鉄強度=3×18,850=56,550 #

∴ CC 断面ノ強度=120,000+56,550=176,550 #

DD 断面: 挾接鉄ノ切斷強度=16000×(9-3)×2× $\frac{7}{8}$ =168,000 #

以上四断面ノ内 BB 断面ガ最弱點ナル事ヲ知ル, 一般ニ

$$\text{接合點ノ能率 } \eta = \frac{\text{接合點ノ最小強度}}{\text{接合ナキ場合ノ強度}} \dots\dots\dots (70)$$

ナルガ故ニ此場合ニハ

$$\eta = \frac{158,850}{16000 \times 9 \times 1 \frac{1}{4}} = \frac{158,850}{180,000} = 88.3 \%$$

今若シ綴鉄配置ヲ交列トセズ並列ニ三個三列(計九個)トシタモノトスレバ

$$\text{最小強度} = 16000 \times (9-3) \times 1 \frac{1}{4} = 120,000$$

$$\therefore \eta = \frac{120,000}{180,000} = 66.7 \%$$

若シ又並列ニ二個四列(計八個)ニシタモノトスレバ

$$\text{最小強度} = 16000 \times (9-2) \times 1 \frac{1}{4} = 140,000$$

$$\therefore \eta = \frac{140,000}{180,000} = 77.8 \%$$

以上計算シタ所ニ見テ明カナ如ク交列綴鉄ハ他ノ配置ニ比シテ一層能率ヨク從ツテ經濟的ナル事ヲ知ル。

第四節 木材接合 (Wooden joint)

Fig. 86 ハーツノ傾斜木桁ガ垂直荷重 P ヲ負ヒ其桁ガ水平桁ト接合セラレテ支持サルモノトス, 今此 P ヲ傾斜桁ノ方向ニ直角ト平行トノ二力 N 及 T ニ分ツモノトスレバ T ナル力ハ此傾斜桁ヲ接合點ニ向ツテ押シツケル如ク作用スル, 即チ P ナル力ガ傾斜桁ノ方向ニ T ナル力トナツテ接合點ニ於テ水平材ニ其力ヲ傳達スル, 今 T ヲ此接合點ニ於テ更ニ水平桁ノ方向トコレニ直角ナル方向トノ二分力ニ分ツモノトスレバコノ前者即チ圖上ノ H ハ水平桁ニ對シテ剪力トシテ働キ Fig. 86 圖ニ示ス如キ破壊ヲ起スノテアル, 即チ剪力ハ

$$H = T \cdot \cos \alpha = P \sin \alpha \cos \alpha$$

是レニ對スル抵抗面積ハ $F = x(b+2h)$ テアルカラ抗剪抵抗ハ

$$F \cdot k_s = x(b+2h)k_s$$

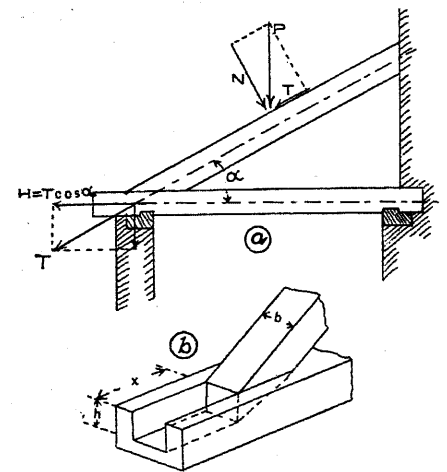


Fig. 86.

締釘ノ剪斷サルル断面積 = $\frac{\pi d^2}{4 \sin \beta}$

故ニ抗剪抵抗 = $\frac{\pi d^2}{4 \sin \beta} k_s$

コレガ剪力ト等シイ爲メニハ

$$T \cos \alpha = \frac{\pi d^2}{4 \sin \beta} k_s$$

此式カラ d ガ求メラレ

$$d = \sqrt{\frac{4T \cos \alpha \sin \beta}{\pi k_s}} \dots\dots\dots (72)$$

今若シ締釘直径ガ與ヘラレテ居リ此場合ニ起

ル應剪力ヲ求メンニハ k_s ノ代リニ τ ヲ用ヒ

$$\tau = \frac{4T \cos \alpha \sin \beta}{\pi d^2} \dots\dots\dots (73)$$

勿論上述ノ計算テハ木材ノ抗剪抵抗ハ之ヲ無視シテ居ル。

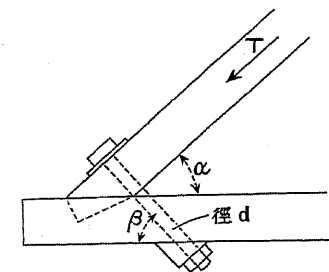


Fig. 87.

此抵抗ト作用スル剪力トガ平衡ノ極限ニアル爲メニハ

$$T \cos \alpha = x(b+2h)k_s$$

故ニ

$$x = \frac{T \cos \alpha}{(b+2h)k_s} = \frac{P \sin \alpha \cos \alpha}{(b+2h)k_s} \dots\dots\dots (71)$$

今若シ木材ノ抗剪強ガ弱イ爲メニ求メタ x ガ大トナリ構造上面白クナイ場合ニハ此接合點ニ鋼帶(Steel band)ヲ用フルカ又ハ水平材ト傾斜材トノ間ニ締釘(Bolt)ヲ挿入スルカニ據ツテエテ短クスル事ガ出來ル, 今後者ニ對スル計算ノ方法ヲ示セバ(Fig. 87 参照)。

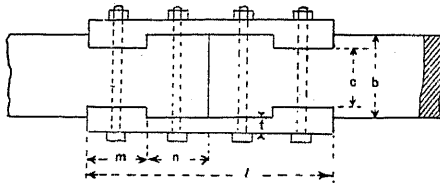
問題集 第四

- (1) 徑 4cm ノ丸鐵ヲ鋏ニテ剪斷セントスルニ要スル力如何, 但抗剪強 $K_s = 3,500 \text{ kg/cm}^2$ トス。答 43983 kg.
- (2) $\frac{3''}{8}$ 鋼鉄 = $\frac{3''}{4}$ 鉄孔ヲ打チ抜クニ要スル力及ビ此時ニ鋼鉄ニ生ズル應壓力ヲ求ム ($K_s = 38,000 \text{ #/sq''}$) 答 33,576 #; 76,000 #/sq''
- (3) 鉄ノ厚サヲ與ヘテ公式 $d = 6.3 \sqrt{t}$ ニヨル綴鉄ノ直径ト綴鉄前面ニ於ケル鉄

ノ抗壓強 k_b ガ綫鉄ノ抗剪強 k_s = 等シキ條件ヨリ得ラルル直徑トヲ比較セヨ、但シ $k_b = 2k_s$ ト假定ス。答 後者 $d = 2.54t$ (單剪); $= 1.27t$ (複剪)

(4) 橋梁ノ一抗張鉄材死荷重ニヨリ $16t$ 張力ヲ受ケ活荷重ニヨリ $36t$ 張力ヨリ $10t$ 壓力ニ變ズル應力ヲ受ク、此鉄材厚 $\frac{3''}{4}$ ニシテ衝頭接合ヲ用フルモノトシテ接合點ニ於ケル構造ヲ設計セヨ、但シ死荷重ニ對スル許容應力ヲ $k_t = 16,000, k_s = 12,000, k_b = 24,000 \text{ #/sq''}$ ト假定ス。

答 綫鉄徑 $\frac{7''}{8}$ ヲ用フ、鉄材ハ綫鉄一個ノ断面ダケ強度ヲ失フモノトシテ鉄ノ幅 $17 \frac{1''}{2}$ ヲ得、綫鉄數 15 トシテ Fig. 85 = 似タル交列配置ヲ採ル。

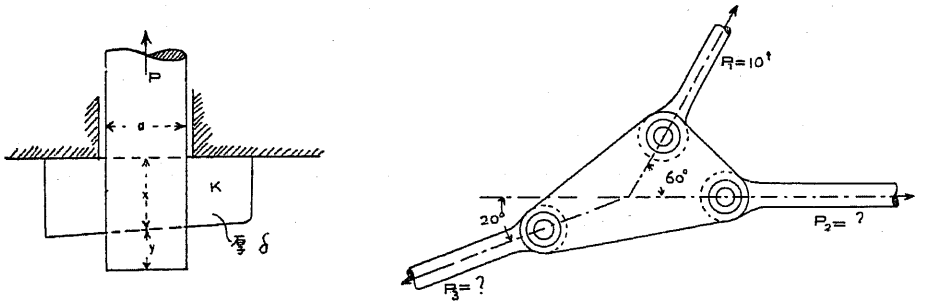


(5) 抗張木材アリ、圖示ノ如キ挾接材ヲ以テ接合スル場合締釘ノ強度ヲ無視シ b ヲ與ヘテ c, t, m, n 及能率ヲ求ム、但シ各部紙面ニ直角ナル厚ハ一樣トシ許容應力ハ抗張材 k_t, k_c, k_s 、挾接材 k'_t, k'_c, k'_s トス。

$$\text{答 } c = \frac{k'_c}{k_t + k'_c} b; \quad t = \frac{k_t}{2k'_t} c; \quad m = \frac{k_t}{2k'_s} c; \quad n = \frac{k_t}{2k_s} c;$$

$$\eta = \frac{c}{b} = \frac{k'_c}{k_t + k'_c}$$

(6) 徑 $d = 50\text{mm}$ ナル鎮定釘 (Anchoring bolt) K ナル楔ニテ鎮錠セラル、楔ノ厚 $\delta = 12\text{mm}$



トシテ安全張力 P 及寸法 x 及 y ヲ計算セヨ、但 $k_t = 1000 \text{ kg/cm}^2, k_s = 780 \text{ kg/cm}^2$ ト假定ス。答 $P = 13635 \text{ kg}; x = 7 \text{ cm}; y = 1.7 \text{ cm}$ 。

(7) 圖示ノ如キ三部材接合點ニ於ケル部材應力、各部材徑、鏢徑及挾接鉄厚ヲ求ム、許容應力ハ安全率ヲ 4 トシテ第四表ニ據ルベシ。

答 $P_2 = 18.8t, P_3 = 25.3t$ 以下略ス。