

論 説 報 告

第 23 卷 第 5 號 昭和 12 年 5 月

メナーゼ鉸の圧縮試験に就て

會 員 内 山 實*

Compression Tests of Mesnager Hinges

By Minoru Utiyama, C. E., Member.

要 旨

本文は最近當所に於て行はれたるメナーゼ鉸圧縮試験の報告であつて、本實驗の結果より、本鉸の設計に際して必要とする計算方法を確立せんと企圖したものである。

目 次

	頁
I. 實驗の目的	471
II. 供試体	473
III. 實驗の方法	476
IV. 實驗の結果	477
V. 結果の審議	480
VI. 結 論	484
附録： 裸主鉄筋中に於ける最大縁応力の計算式	485

I. 實驗の目的

鉄筋コンクリート構造物に挿入する鉸としては、従來主として、鑄鋼製のものが使用せられて居る。併し鑄鋼製の鉸には本來其の缺點として、價格の非常に高いこと、鉄筋コンクリート部材断面に於ける正しき据付けが施工上幾多の困難を伴ふこと、年月と共に接觸面が腐蝕し、従て其の能率が低下すること等が考へられる。

本メナーゼ鉸は、上記鑄鋼鉸の缺點を全然有しないものとして、佛國のコンクリート先覺者 Augustin Mesnager 氏に依つて創案せられたものであつて、部材コンクリートの缺裂部に鉄筋を交叉せしめ、或は鉄筋防蝕の意味で、更に之にコンクリート若くはモルタルの被りを施して、鉸を構成したものである(圖-1. 參照)。本鉸は鑄鋼製に比して價格遙かに安く、施工比較的容易で、回転に對する柔軟さも相當長期間に亘り失はれないものと思はれる。

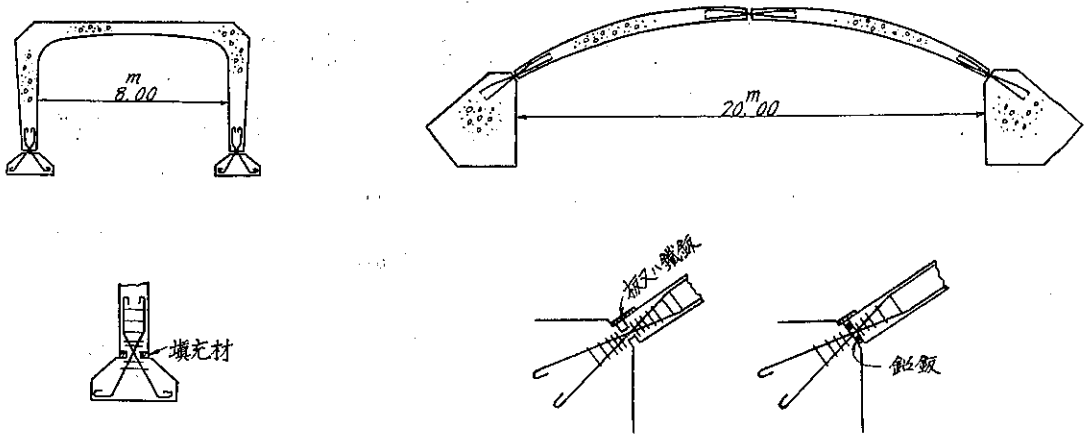
最近米佛では土木建築兩方面に亘つて本鉸を採用し、比較的小スパンのアーチ、ラーメン或は飛行機格納庫、工場等の家根組に屢々使用せられて居る例を見る。

本鉸を比較的小スパン(20 m 以下程度)の鐵道橋に、永久鉸として使用することも可能と思はれるが、其の際にはコンクリート被り其の他を施す等充分鉄筋の防蝕を考慮し、浸水の虞無き乾燥箇所に限定すべきであると思ふ。只、本鉸裸主鉄筋のものを、次に述べるが如きアーチ架設法に於ける假設鉸として使用することは、其の性質上最も適切なる用途だと考へる。

鉄筋コンクリートアーチの架設に際し、從來の如く當初より固定アーチとする架設法を採らず、假設鉸を使用して一旦3鉸アーチとなし、相當期間の後に之にコンクリートを損充して固定アーチとする事は、色々の意味で有利

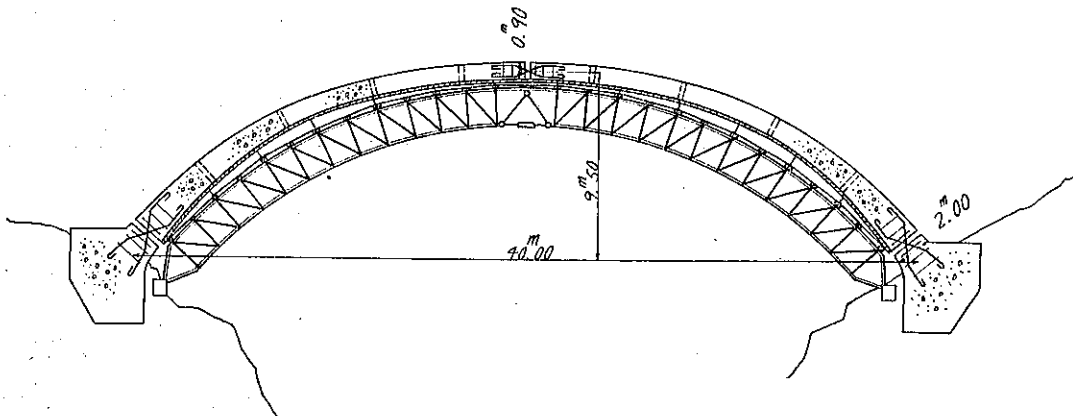
* 鐵道技師 工学士 鐵道省大臣官房研究所勤務

図-1.



なものである。即ち一旦3鉸アーチとする事に依つて、図-2. に示すが如き場合には、拱肋自重に依る拱肋短縮応力、橋臺の落着きに依る不明な応力並に拱肋コンクリートの収縮応力等の元応力を排除することが出来るからであつて、前二者を除くことに依つて、応力計算の結果をより實際に接近させることが出来、更に収縮応力の排除に於ては、一般に固定アーチの設計に際し見込まれつゝある數値が相當大きいだけに、拱肋断面積の可及的節約に極めて有効である(勿論當初の3アーチ架設に際しては、拱肋自重に依る拱肋短縮及拱肋コンクリート収縮等に依る拱頂の沈下量を豫め算定し、拱頂に該量だけの上げ越を附する必要がある)。此の際に於ける假設鉸としてのメナージェ鉸裸主鉄筋の使用は鑄鋼鉸に比して、假設鉸に相應しい程度に安く、施工容易で、コンクリート填充に際しての障碍程度も少なく、又埋込み後に於ける埋没性も確實である等幾多の利點を作ふものである。

図-2.



本鉸に就ては近年米國 The National Bureau of Standards に於て圧縮試験*が試みられ、其の性能の一半を評價して居る。併し該實驗に於ては鉸主鉄筋は 16 mm 及 12 mm 等の比較的小径のものに留めて居り、又外力

* "Tests of Mensager Hinges," by D. E. Parsons and A. H. Stang, Journal Amer. Concrete Inst., January-February, 1935. "The Mensager Hinge", by B. Moreell, Journal Amer. Concrete Inst., March-April, 1935.

組合せとしては、(1) 推力のみの場合、(2) 推力と同転、(3) 推力と剪断力の 3 個の特殊場合を選んで、本鉸が構造中に挿入せられた場合一般に受ける外力組合せ即ち推力、剪断力及同転の實際状態を取扱つて居ない。従て本鉸の實用に際しては吾々は之等の諸點を補足して、より實際に近い状態に於て更に實驗研究するの必要を痛感するものである。

先頃建設局に於て日ノ影線、綱ノ瀬橋梁（鉄筋コンクリート開側固定アーチ、スパン 45 m, KS. 15.）のケーブルエレクションに際し、本鉸を拱起假設鉸として試用してはとの議が起り、其の性能を一層明確ならしめるために當所に於て本圧縮試験を行つた次第である。従て本實驗に於ては上記 The National Bureau of Standards に於ける實驗を補足する意味に於て、特に實大供試体（綱ノ瀬橋梁拱起假設鉸に相應するもの）を使用し、外力としては推力、剪断力及同転が同時に作用する一般の場合を採用し、又二三の供試体に於ては載荷の途中折返し或は繰返し同転をなさしめて其の弾性を檢する等實驗結果をして可及的に實際状態に近からしめた。

本文に於ては先づ圧縮試験の詳細並に其の結果に就て記述し、次に本鉸の同転に對する剛性、推力、剪断力及同転を受くる場合の強度並にコンクリートブロック中に於ける肋鉄筋の作用等に就て其の實驗結果と計算値を對照し、之等よりして本鉸の設計に際して必要とする計算方法を確立せんと企図したものである。

II. 供試体

1. 形

供試体は全部で 9 個であつて、其の形及受驗後の右様は圖-3 及圖-4 である。各供試体に於て、一方のブロックが拱肋の一部を表すものとすれば、他のブロックは拱頂拱起等鉸の挿入個所に従て、夫々拱肋の一部若しくは橋塞の一部を表すものと考へて良い。鉸の主鉄筋としては径 25 mm 及 32 mm を使用し、夫々 4 組或は 3 組を 1 供試体内に収めて居る（本供試体に於ては主鉄筋 2 本を交叉せしめて 1 組の鉸を構成して居るが、本例はメナーゼ鉸としては最も簡單なる場合に屬するものであつて、此の外必要主鉄筋断面積が大きい場合、2 本以上の主鉄筋を夫々交叉角を変へて鉸中心に交叉せしめ鉸を構成する場合が屢々ある。本實驗は斯様な場合には觸れて居ないが、斯様な場合の方が寧ろ構造上はより合理的になるものと考へられる）。

尙ブロック中には径 9 mm の肋鉄筋を使用した。

兩ブロック間の距離即ち鉸間隙は主鉄筋の径に応じ夫々 15 cm 又は 20 cm とした。之は主鉄筋露出部分の細長比は 40 以下が良いといふ、Mesnager 氏の意見に基いたのであつて、鉸間隙を餘り大きくすることは主鉄筋中の同転に依る応力を低減することにはなるが、一方に於て推力に依る挫屈の恐れを増大することになるので、本供試体に於ては何れも細長比を 30 とし、鉸間隙を決定して居る。尙本鉸がアーチ架設中の假設鉸として使用せられる場合には、間隙寸法の決定に當り、後日に於けるコンクリート填充及拱肋主鉄筋の重ね継ぎ等の作業を充分考慮する必要があるのは勿論である。

主鉄筋は鉸中心線に對し、 30° をなして交叉し、鉸を構成して居るが、一般に此の交叉角はすべての載荷状態に基く合成外力の作用線が、此の角内に包含される様に決定すべきものである。

ブロック長さは主鉄筋の碇着を考慮して決定すべきものであつて、本供試体に於ては、主鉄筋端に鈎を附して碇着を増し、直線部分としては、主鉄筋径の約 20 倍を選んだ。結局供試体總長さは 1.55 m 及 1.61 m となり、供試体 1 個の重量は約 0.6 t である。

供試体 1, 3, 5, 7, 8 及 9 は鉸間隙に於て主鉄筋を露出し、所謂裸主鉄筋の場合である。供試体 2, 4 及 6 に於け

図-3.

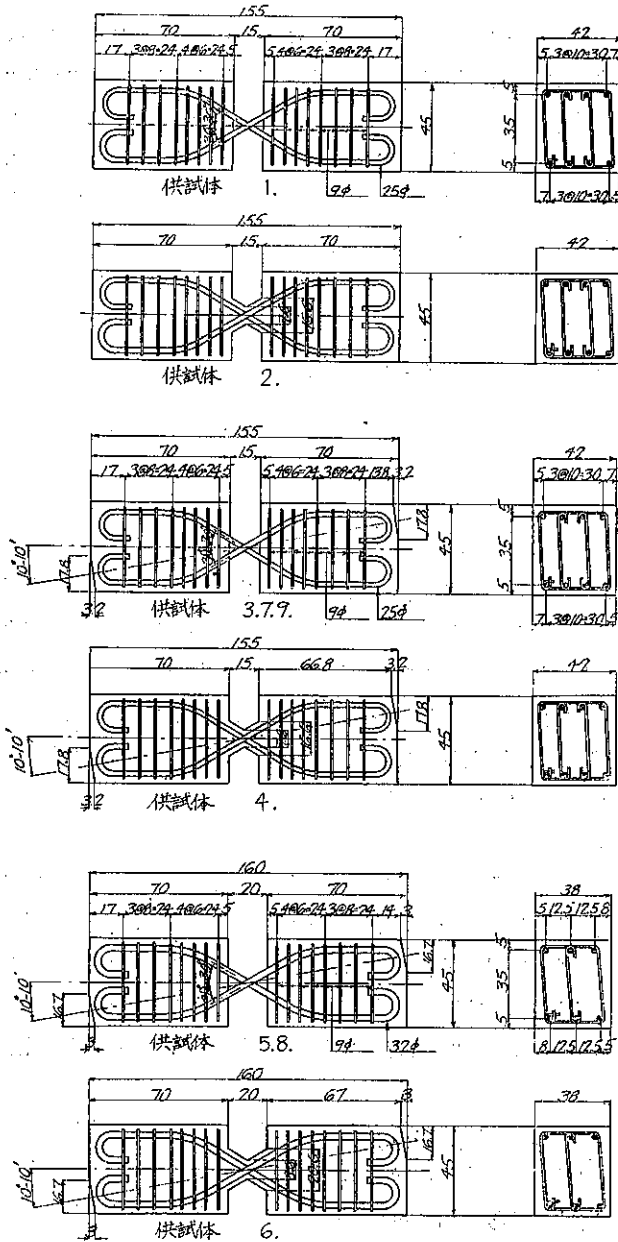


図-4. (1)

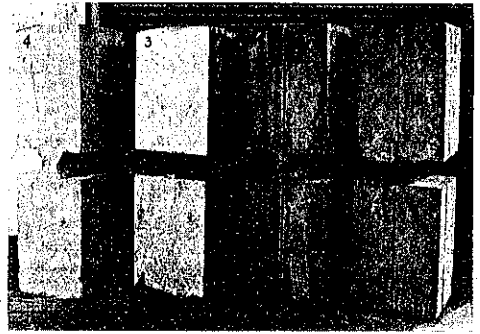
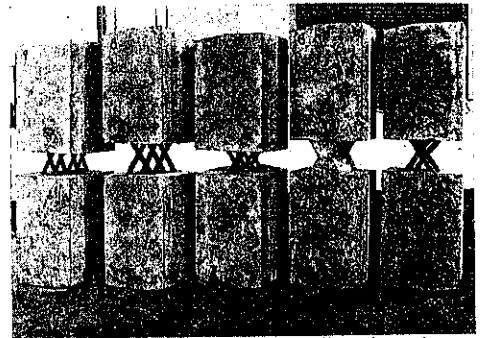


図-4. (2)



るコンクリート被りの厚さは正味 2cm であつて、ブロックと同質のコンクリートを使用して居る。

2. 材 料

鉄筋 主鉄筋の材質は鉄道省鋼材規格（日本標準規格第 20 號 G9 に同じ）に合格せるものであつて、引張試験の結果（平均値）は図-5. 及

図-5. (1)

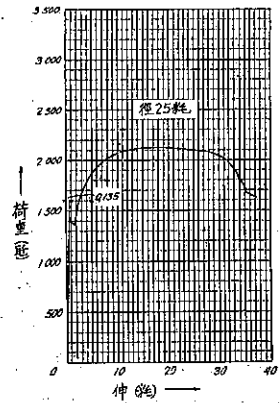


表-1. の如くである。

表-1.

鉄筋種類	径 (mm)	断面積 (cm ²)	標点距離 (cm)	降伏点 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸率 (%)	E _s : 弾性係数 (kg/cm ²)
径 25 mm	25.1	4.95	10.0	2850	4280	41.0	2169 000
〃 32 〃	31.9	7.99	12.8	2790	4150	40.8	2163 000

コンクリート コンクリートブロック及鉄筋間に於けるコンクリート被りに使用したコンクリートの品質は表-2 である。

表-2.

配合比	水セメント比 (重量)	スランプ	圧縮強度 (材齢 5 日)
1 : 2 : 4	55%	8 cm	196~223 kg/cm ²

使用骨材は多摩川産で、土木学会骨材標準試験方法に依る品質試験の結果は表-3 の如くである。

使用セメントは浅野ペロであつて、規格試験の結果は表-4 である。

3. 製作及材齢

供試体の製作には木製型枠を使用した。

図-6 は供試体 3, 7, 及 9. の製作に使用し

(細骨材)

比重	空隙率	粗粒率	洗試験により失はるゝ量	有機不純物試験	単位容積重量
2.65	36.5%	3.1	1.5%(重量)	標準色以下	1 685 kg/m ³

(粗骨材)

比重	空隙率	粗粒率	最大寸法	単位容積重量
2.65	34.0%	7.35	8mm	1 750 kg/m ³

表-4.

粉末程度(残存量)	比重	凝 結		引 張 強 度		圧 縮 強 度		
		始	終	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
2.36%	3.136	1時 42分	3時 52分	39.4 kg/cm ²	45.4 kg/cm ²	555.5 kg/cm ²	571.8 kg/cm ²	632.4 kg/cm ²

たものであつて、厚さ 3 m の米松を板をボルト締めとし、中間板に於ける鉄筋相互間の開口は粘土を以て填充した。鉄筋は加工組立の後型枠中に吊下げ其の状態に於てコンクリートを填充した。材料の計量は重量に依り、突固は手突である。全供試体は昭和 11 年 4 月上旬より 5 月中旬の間に製作を完了した。

供試体はコンクリート打後 2 時間を経て籐養生(撒水)を開始し 24 時間後脱枠、受験日まで試験室内に於て籐養生を施した(室内温度 16°~21°)。

図-5. (2)

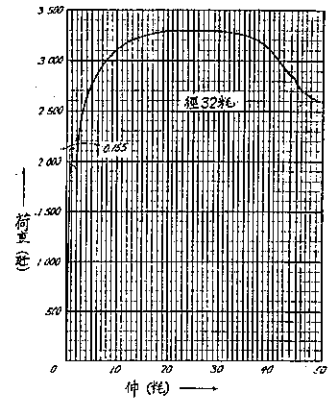
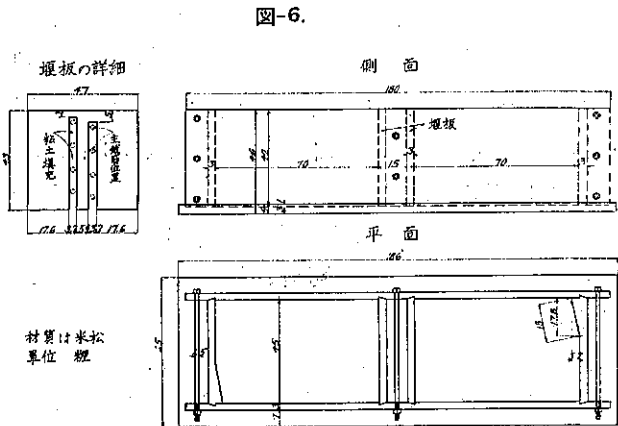


表-3.



供試体は全部材齢 5 日に於て試験した。

III. 実験の方法

供試体はすべて當所 200 t Olsen 型萬能試験機に依り圧縮試験を行つた(図-7. 参照)。供試体に作用する外力の種類と其の組合せは図-8 に示す如く、(1) 推力と回転、(2) 推力と剪断力、(3) 推力、剪断力と回転の 3 種類であつて、本鉸が一般に構造物中に於て受ける外力状態は (3) である。回転には鋼製楔を使用し、図-8 に示す如く、0.01 及 0.02 ラジアン用を作成し、0.03 ラジアン用としては前兩者を重ね合せて使用した。合成外力の作用線と鉸中心線の傾斜角 $10^{\circ} \sim 10'$ は有り得べき危険なる場合を採用したのである。供試体 7, 8. 及 9. に於ては、載荷の途中荷重 25 t に止め同一方向の繰返し回転或は交互に反対方向への折返し回転を試みて、鉸の弾性を檢した。以上の事項を綜合して、供試体の種類と其の外力組合せを表示すれば表-5 の如くである。

図-7.

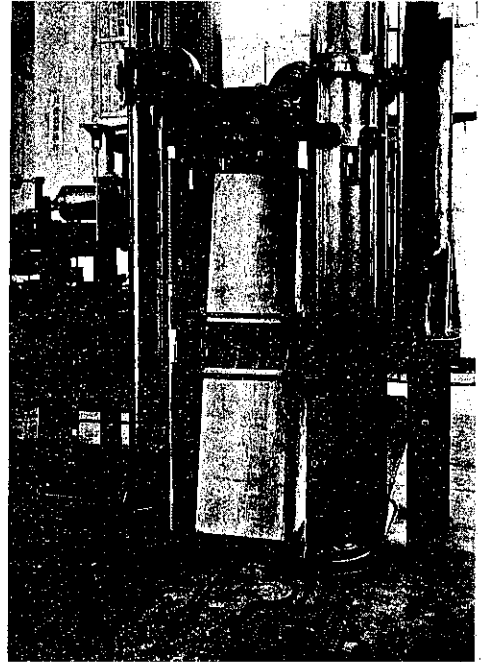


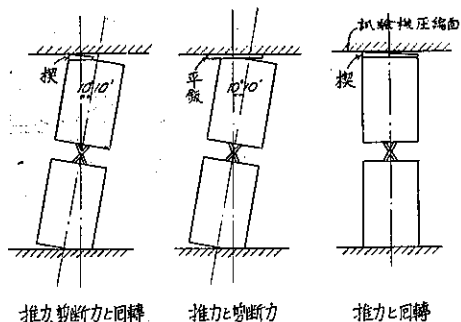
表-5.

供試体	主鉄筋径	コンクリート被り	荷重	摘 要
1	25	無	推力, 回転 (0.02 ラジアン)	
2	〃	有	〃	
3	〃	無	推力, 剪断力	
4	〃	有	〃	
5	32	無	推力, 剪断力, 回転 (0.02 ラジアン)	
6	〃	有	〃	
7	25	無	推力, 剪断力, 回転 (0.01 ラジアン)	{ 途中荷重 25 t に止め同一方向に繰返し回転 3 回
8	32	〃	推力, 剪断力, 回転 (0.02 ラジアン)	{ 途中荷重 25 t に止め折返し回転 3 回
9	25	〃	推力, 剪断力, 回転 (0.03 ラジアン)	{ 一ゲージ 1 回

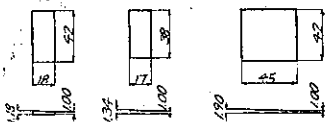
本実験に於ける必要なる測定量は、載荷に併行しての回転、圧縮及剪断変形である。従て其の測定装置としては、図-9 に示す如くブロック端に鋼製棒を締付け、其の四隅にダイヤル、ゲージ(精密度 1/100 mm)を附して、鉸間隙の伸縮を測定した。此の伸縮量を分析することに依つて、鉸間隙の一線なる短縮量から圧縮変形を、又兩ブロック間の相対的回転量から回転変形を決定することが出来る。別に更に 1 個のゲージを側面に附し剪断変形用とした。本ゲージの讀みに對し、鉸回転に依る必要なる修正を施して得られる兩ブロック間の相対的移動量は即ち剪断変形である。

荷重と変形の關係を明瞭ならしめるため載荷初期は 2 t 毎に、以後は 5 t 毎に記録を採つた。折返し回転に際しては、荷重 25 t に及んで一旦停止し、荷重を除き、次に楔の勾配を反対にして反対方向の回転を起させつゝ再び 25 t まで載荷して後荷重を除去した。以上の作業を以て一往復の折返し回転と稱し、折返し回転終了後は直ちに鉸

図-8.



1) 0.01 ラヂヤン 2) 0.02 ラヂヤン 3) 0.02 ラヂヤン



4) 0.03 ラヂヤン (1)+2)

楔の詳細

の破壊するまで載荷した。他の供試体に於ては唯單に鉄の破壊を見るまで載荷した。

IV. 實驗の結果

各供試体に於ける回轉、壓縮及剪断變形は圖-10 の如くである。

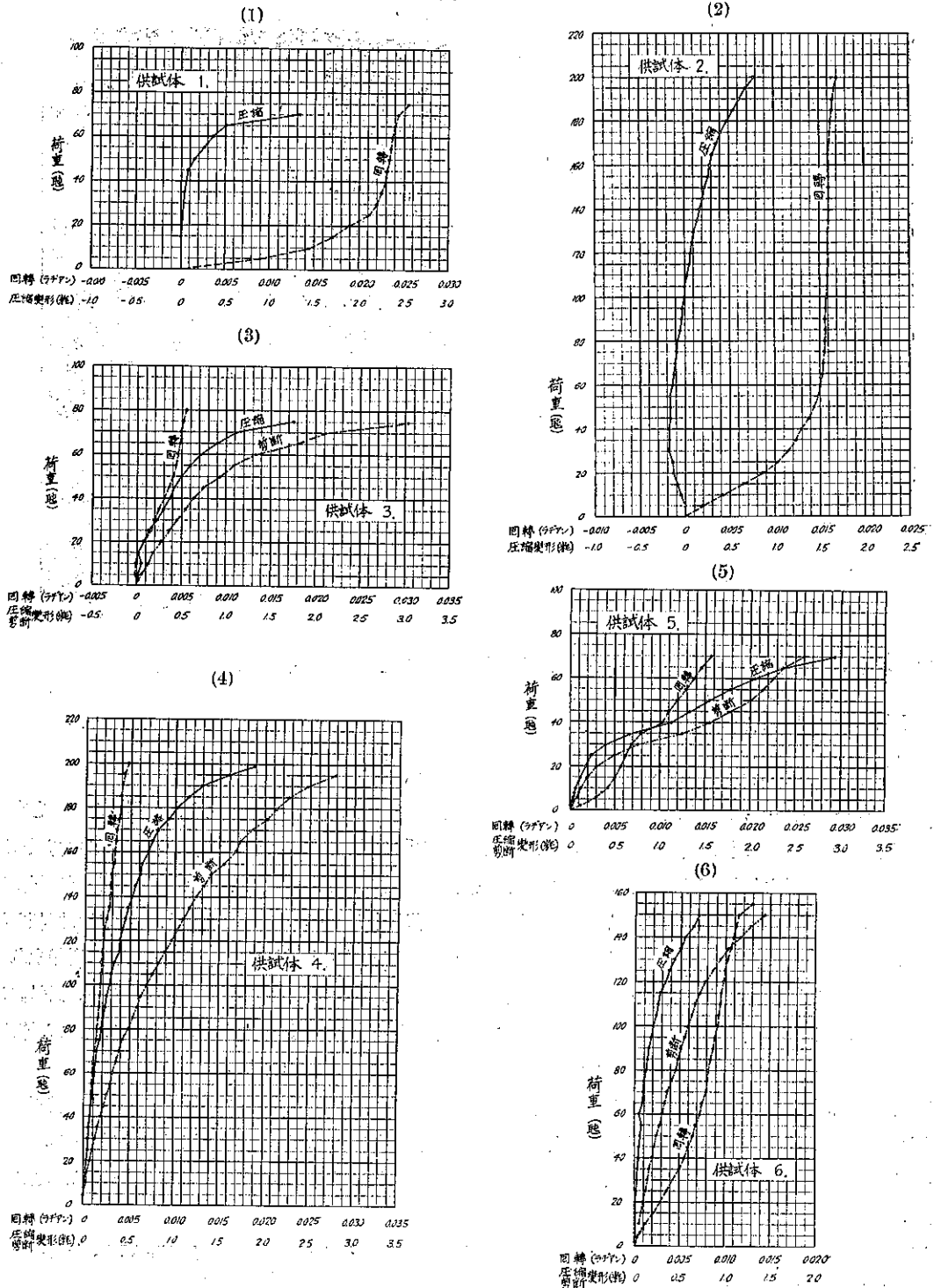
回轉變形 供試体 3. 及 4. 以外は全部楔を以て所定の回轉變形を起させた。之等の内主鉄筋径 32 mm を有する供試体 5, 6. 及 8. 以外は回轉變形は大体豫想に近く現れて居て、最大變形量の約 3/4 までは變形は荷重に正比例して増大し、それ以後は荷重増加に伴ふ増率は漸次減少し、遂に所定變形量附近に到達して居る。供試体 5, 6. 及 8. に於ては、ブロック中に於ける肋鉄筋量不足のため載荷途中主鉄筋の滑動を起し、ために所定の回轉を起させ得なかつたことは遺憾である。供試体 7, 8. 及 9. に於ける繰返し回轉及折返し回轉の結果では、所謂永久歪の現象を生じて居ない。各供試体に於ける最大回轉變形量が豫想量に比較して多少の過不足あること、又供試体 3. 及 4. 等に見る如く、何等回轉變形を豫期しない場合にも實際結果として些少の回轉變形を伴つて居ること等は、供試体作製に際しての僅小なる誤差及楔とブロックとの接觸の不良に起因するものと思はれる。

壓縮變形 裸主鉄筋を有するものに於ては、其の壓縮變形は荷重が最大値の約 1/3 に達する迄は大体荷重に正比例して増大し、それ以上に及べば増率は漸次増加し、破壊荷重附近に於ては、其の増大は極めて急激である。

供試体 5. に於て壓縮變形が特に大きいのは、前述の如く肋鉄筋量不足のため主鉄筋が滑動を起したためと思はれる。

裸主鉄筋降伏の兆は其の變形量の急激なる増加と鏽の剥脱で大体之を知ることが出来る(圖-11)。併し荷重はそれより尙鉄筋が進屈するまで上昇する。

図-10.



供試体 2. の如くコンクリート被りを有するものでは、回転の初期に於ては、圧縮側コンクリートは之に充分抵抗して間隙寸法を不変に保つのに對し、引張側コンクリートは龜裂を生じて鉸間隙の増大を許すから、鉸間隙の平均値は増大して、圧縮に依つて却つて間隙を増す(圧縮変形が負)様な変形曲線が得られる。然し破壊荷重に近づくにつれて圧縮側コンクリートも破壊現象を起し、結局は圧縮変形が正になることは勿論である。

供試体 4. 及 6. も 2. 同様にコンクリート被りを有するが前者は回転を伴はないため、又後者は主鉄筋滑動の原因に依つて、2. の如く負の圧縮変形を生じて居ない。

図-10. (7)

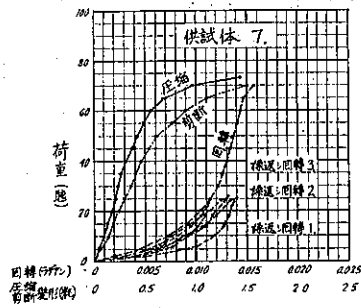


図-10. (8)

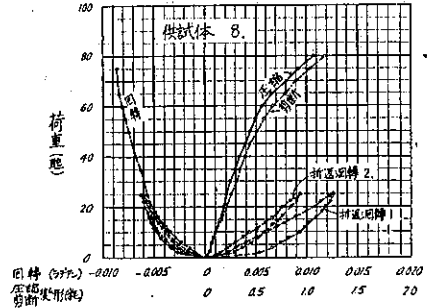


図-10. (9)

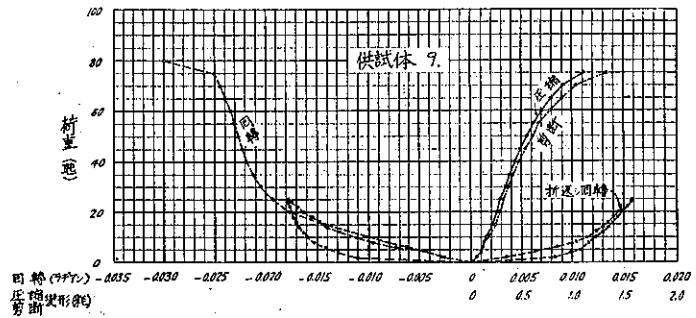
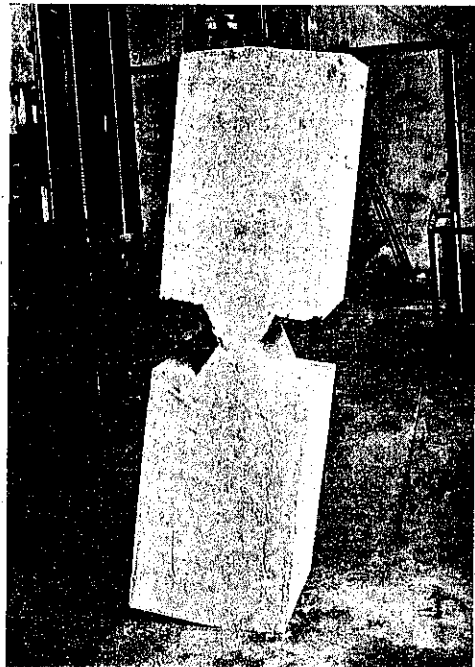


図-12.

図-11.



コンクリート・ブロックに於ける龜裂 コンクリート・ブロックに於ける龜裂は最初主鉄筋基部に起り、主鉄筋方向に沿つて次第にブロック中央部に波及して居る。コンクリート被りを有する供試体及主鉄筋径 32 mm を有するものに於て特に龜裂の目立つことは 図-12 に見る様である。

V. 結果の審議

1. 回転に對する剛性

前述の各供試体に於ける 荷重と回転 変形の關係より、各鉸に 回転 0.01 ラジアン (0°-34.4') を起さすに實際必要なる 曲げモーメントの量 を算出する事が出来る。之は鉸の回転に對する剛性 (實測値) である。本實驗に於ては 載荷々類の上昇と共に 偏心距離が刻々変化するから、之等から嚴密なる意味の剛性實測値を算定することは到底不可能である。從て此處では 図-13 に依り各供試体に於て 回転変形が略一定値となつた時の 荷重の最小値及其の時の 荷重働線の鉸中心に對する 偏心距離を知り、之等に依る 曲げモーメントより剛性の概略値を算出した。其の結果は表-6 である。

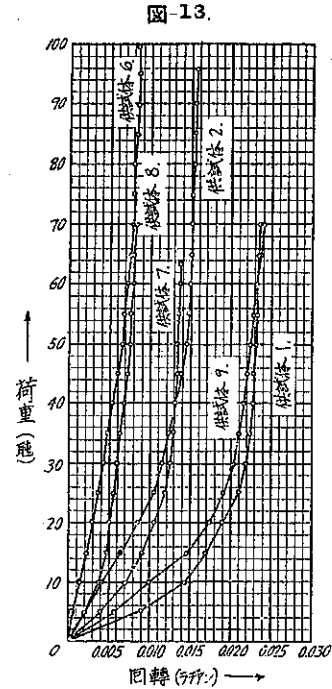


表-6. 回転に對する剛性 (實測値)

供試体	主鉄筋径 (mm)	コンクリート被り	回転変形 (ラジアン)	荷重 (kg)	主鉄筋1組當り (kg)	鉸中心に於ける偏心距離 (cm)	曲げモーメント (kg.cm)	剛性 (kg.cm)
1	25	無	0.0220	30 000	7 500	1.70	12 750	5 795
2	〃	有	0.0155	60 000	15 000	6.30	94 500	60 967
6	32	〃	0.0080	65 100	21 666	5.51	120 000	150 000
7	25	無	0.0125	30 000	7 500	0.97	7 275	5 820
8	32	〃	0.0070	45 000	15 000	0.56	8 400	12 000
9	25	〃	0.0205	32 000	8 000	1.59	12 720	6 204

又一方、鉸の剛性は裸主鉄筋の場合に限り、鉸に於ける 曲げモーメントと回転角の關係から次式に依り算出することが出来る (附録：裸主鉄筋中に於ける最大縁応力の計算式 (7) 式参照)。

即ち
$$\phi = \frac{Ml}{2E_s I}$$

$$M = \frac{2E_s I \phi}{l} \tag{1}$$

茲に M : 回転に對する剛性, E_s : 主鉄筋の弾性係數
 ϕ : 回転 (0.01 ラジアン), I : 主鉄筋の断面二次モーメント
 l : 主鉄筋の有効長 = $\frac{d}{\cos \theta} + d \tan \theta$, d : 主鉄筋の直径

(1) 式に於ける 回転 ϕ 中に 0.01 ラジアンを代入して得たる剛性 (計算値) は表-7 である。

表-6. 及 7. に就て剛性の實測値と計算値とを比較するに、径 25 mm 及 32 mm の兩者に於て其の値は大體一

致して居る。従て裸主鉄筋の剛性は

(1)式を以て、即ち長さ l の直鉄筋の剛性として算出することが出来る。

本鉸が回転に對し多少の剛性を有すると言ふことは、鉸の目的に相反

表-7. 回転に對する剛性 (計算値)

供試体	主鉄筋径 (mm)	q (cm)	l (cm)	ϕ (ラジアン)	E_s (kg/cm^2)	I (cm ⁴)	剛性 (kg·cm)
1,7 及 9	25	15	18.84	0.01	2 850 000	1.92	5 810
8	32	20	24.94	0.01	2 950 000	5.14	12 200

するものであつて、此の意味に於て剛性は成可く小なることを希望するものである。前表の結果に依れば裸主鉄筋の場合は殆ど問題とするに足らない値であるが、コンクリート被りを有する場合は裸主鉄筋の場合の 11~12 倍の剛性を有し、従て鉸中心に於て常に多少の偏倚を有することになるのは遺憾である。然し此の値も吾々が日常取扱つて居る鉄筋コンクリート構造物に於ける曲げモーメントに比較すれば、無視し得べき程度のもと思はれる。本剛性を減ずる意味に於て、主鉄筋防蝕に對し全然コンクリートに依らず防蝕ペイントの塗布若くは主鉄筋として耐蝕性特殊鋼の使用等も亦考慮に値するものと思はれる。

2. 鉸の強度

圧縮試験の結果に依る各供試体の圧縮強度は表-8. である。

供試体 5, 6. 及 8. 等主鉄

表-8. 供試体の圧縮強度

筋径 32mm のものは、載荷途中主鉄筋が滑動を起し、充分其の強度を發揮させ得なかつたため、それらの結果には信を置かなかつた。又供試体 2. 及 4. 等コンクリート被りのあるものは其の最大荷重は圧縮試

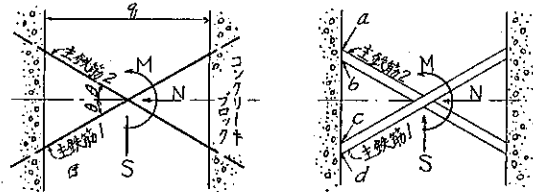
供試体	主鉄筋径 (mm)	コンクリート被り	主鉄筋組数	降伏點に於ける回転 (ラジアン)	降伏荷重 (kg)		最大荷重 (kg)	
					總荷重	主鉄筋 1 組當り	總荷重	主鉄筋 1 組當り
1	25	無	4	0.0230	45 000	11 250	70 000	17 500
2	"	有	"	0.0160	165 000	41 250	—	—
3	"	無	"	0.0040	50 000	12 500	75 000	18 750
4	"	有	"	0.0035	165 000	41 250	—	—
7	"	無	"	0.0140	50 000	12 500	73 000	18 250
9	"	"	"	0.0225	45 000	11 250	75 000	18 750

験機的能力を多少超過して居るので、上表に記録し得なかつた。

表-8. の結果に依れば、鉸の強度は回転角に餘り關係なく略一定であつて、唯コンクリート被りの存在は相當鉸の強度に影響を及ぼすことが解る。コンクリート被りに依る強度の増率は勿論使用コンクリートの品質及被りの厚さ等に依つて左右されるものと思はれるが、本實驗の結果に於てはコンクリート被りに依る強度の増率は約 3.3 ~ 3.6 である。

本鉸主鉄筋中に於ける縦応力の嚴密なる計算は不可能に近いものであるが、裸主鉄筋の場合に於て、其の基部に於けるコンクリートの変形を無視するならば、本鉸 1 組の主鉄筋は互に基部が剛樑で以て連結せられたるトラスの斜材と見做すことが出来る。本假定のもとに主鉄筋中に於ける最大縦応力の計算式を誘導すれば (2) 式の様である (附録：裸主鉄筋中に於ける最大縦応力の計算式、(12) 式参照)。

圖-14.



$$\sigma_m = \frac{N}{2.1s} \left[\frac{K}{\cos \theta} - \frac{Q}{\sin \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] + \frac{S}{2.1s} \left[\frac{L}{\sin \theta} + \frac{R}{\cos \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] + \frac{2E_s i \phi}{l} \dots \dots a$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{N}{2A_s} \left[\frac{K}{\cos \theta} + \frac{Q}{\sin \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] + \frac{S}{2A_s} \left[\frac{L}{\sin \theta} - \frac{R}{\cos \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] - \frac{2E_s i \phi}{l} \dots\dots b \\ \sigma_m &= \frac{N}{2A_s} \left[\frac{K}{\cos \theta} + \frac{Q}{\sin \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] + \frac{S}{2A_s} \left[-\frac{L}{\sin \theta} + \frac{R}{\cos \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] + \frac{2E_s i \phi}{l} \dots\dots c \\ \sigma_m &= \frac{N}{2A_s} \left[\frac{K}{\cos \theta} - \frac{Q}{\sin \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] + \frac{S}{2A_s} \left[-\frac{L}{\sin \theta} - \frac{R}{\cos \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] - \frac{2E_s i \phi}{l} \dots\dots d \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

茲に M: 鉸に回転を起させるに必要な曲げモーメント

N, S: 鉸に働く推力, 剪断力 (主鉄筋 1 組當り), q: 中心線に沿つて測つた鉸間隙

d: 主鉄筋の直径,

l: 主鉄筋の有效長 = $\frac{q}{\cos \theta} + d \tan \theta$

i: 主鉄筋断面の最小回転半径 = d/4

A_s: 主鉄筋の断面積 = 4πi²,

E_s: 主鉄筋の弾性係数,

φ: 鉸に於ける回転 (ラジアン)

$$K = \frac{1}{1 + 12 \tan^2 \theta \left(\frac{i}{l} \right)^2}, \quad L = \frac{1}{1 + \frac{12}{\tan^2 \theta} \left(\frac{i}{l} \right)^2}, \quad R = \frac{1}{1 + \frac{\tan^2 \theta}{12} \left(\frac{l}{i} \right)^2}$$

$$Q = \frac{1}{\frac{1}{1 + 12 \tan^2 \theta} \left(\frac{l}{i} \right)^2}$$

(2) 式中 a, b, c, d, の 4 式は夫々 図-14. に於ける a, b, c 及 d 點に於ける最大線応力を示すものであつて, 若し回転 φ の方向が反對の場合は (2) 式末項の符號を反對にする必要がある。(3) 式中第 1, 第 2 及第 3 項は夫々推力, 剪断力及回転の影響を現すものであつて, 普通の場合は回転及推力に比較して剪断力の影響は極めて微小である。本鉸に於ける最大線応力としては上記 (2) 式に依る 4 點の値の内其の最大のものを選ぶべきである。

今試みに裸主鉄筋を有する供試体に就て, 其の降伏荷重時に於ける主鉄筋中の最大線応力を (2) 式に依つて算出すれば表-9. の如くなる。

表-9. 主鉄筋に於ける最大線応力

供試体	主鉄筋断面積 A _s (cm ²)	細長比 l/i	降伏荷重 主鉄筋 1 組當り (kg)	推 力 N (kg)	剪断力 S (kg)	回 転 φ (ラジアン)	最大線応力 (kg/cm ²)		
							N 及 S に依るもの	φ に依るもの	合 計
1	4.909	50.144	11 250	11 250	0	0.023	1 622	3 218	4 840
3	"	"	12 500	12 304	2 206	0.004	2 002	560	2 562
7	"	"	12 500	12 304	2 206	0.014	2 002	1 959	3 961
9	"	"	11 250	11 073	1 986	0.0225	1 391	3 148	4 539

即ち供試体 3. (回転角極めて小さき場合) に於ける最大線応力の計算値は 鋼鉄筋の降伏點に近いが, 供試体 1, 7. 及 9. 等に於ては, 其の計算値は鉄筋の降伏點を遙かに超過したものであつて, 回転角が大きくなればなる程益々此の傾向が窺はれる。之は一部最大線応力計算式誘導に際しての假定上の缺陷に起因することは勿論であるが, 一般に推力と曲げを受ける部材に於て, 其の線応力の計算値と實驗値の間に大きな差違のあるのと全く同一の現象であると思はれる。即ち回転角が大きくなつて最大線応力を受ける線維が既に弾性限度を越して居る場合に吾々は計算上此の事實に無頓着に, 弾性限度内の弾性係数を使用して応力を算出する缺陷に基くものであつて, 實際は最大線応力を受ける線維が降伏點に到達するや, 鋼の塑性に依り, 断面に於ける応力は此處に更めて再分布されるものと思はれる。以上の事實を考慮すれば, 表-9. の結果は自ら首肯出来るものである。

又表-9. に依れば、回転 ϕ に依る曲げ応力 3000 kg/cm^2 程度に於ても、錠は優に降伏点の 60% 程度の直接応力に抵抗し得ることを示して居る。實際問題として、錠の受ける回転は本実験に取扱つて居る ϕ の値より遙かに小さく、其の値 0.003 ラジアン内外のものであるから、回転に依る曲げ応力 3000 kg/cm^2 は考慮し得べき最大値と見て良からう。

故に本錠の計算に際しては、回転に依る影響の最大値を考慮し、(2) 式に依り、計算したる推力及剪断力に依る直接応力(第 1 項及第 2 項)を鉄筋許容応力の 60% 以内に収めるべきであつて、尙其の時、上記直接応力に回転に依る曲げ応力(第 3 項)を併せ考へたる場合、即ち(2) 式に依る最大縁応力は、本錠の用途に依つては、鉄筋の弾性限度程度まで許し得るのではないかと思はれる。併し此の點に就ての確證は今後の數多き實驗結果に俟たねばならない。尙特に重要な構造物若くは応力が相當廣範圍に亘つて変化するものに於ては、弾性限度に代るに疲限度を以てするのが至當であることは勿論である。

3. コンクリートブロック中に於ける肋鉄筋の作用

本實驗の結果に依れば、主鉄筋径 32 mm を有するものはブロック中に於ける肋鉄筋不足のため、何れも載荷途中に於て主鉄筋の滑動を起し、充分に其の強度を發揮せしめ得なかつた。従て本錠の性能を遺憾なく發揮せしむるためには常に充分なる肋鉄筋の配置が必要條件であることが解る。

径 25 mm を有するものでは、大体に於て其の肋鉄筋量は満足な程度であつたが、コンクリート被りを有する供試体 4. の如きはやはり載荷後半から龜裂が入つて居る。裸主鉄筋を有する供試体 3. 及 7. に於ては最大荷重の直前に龜裂が入つた。

一般にブロック中に於ては、錠に働く推力及剪断力に依つて、錠中心線に直角な方向の引張応力が喚起せられ、之に對してコンクリートの引張強度及肋鉄筋が抵抗することになる。Parsons 氏の近似解法に依れば、

$$\text{推力 } N \text{ に依るブロック中の張力は } T_1 = \frac{N}{2} \tan \theta$$

$$\text{又剪断力 } S \text{ に依る張力は } T_2 = \frac{Sv}{c.d} \text{ で示される。*}$$

- 茲に v : 腹部張力に對し有效と考へられるブロックの長さ(錠中心線に沿ひ)
 c : 係數=0.9
 d : 主鉄筋の中心より他側コンクリート外縁までの寸法(圖-15. 参照)

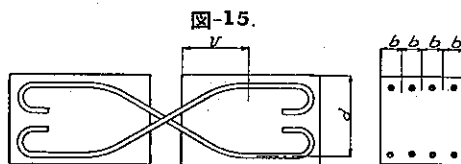
今設計の安全並に計算式の簡單のため、コンクリートの引張強度を無視するものとすれば、肋鉄筋の受持つべき引張力は次式に依つて與へられる。

$$\sigma_s = \frac{T_1 + T_2}{A_v} = \frac{\frac{N}{2} \tan \theta + \frac{Sv}{c.d}}{A_v} \dots (3)$$

- 茲に σ_s : 肋鉄筋の引張応力
 b : 主鉄筋 1 組の受持つべき幅(圖-15. 参照)
 A_v : $v \times b$ 断面積中に於ける肋鉄筋断面積

腹部張力に對し有効に働く肋鉄筋は明らかに一定範圍内に於けるものであつて、此の範圍は何等かの方法に依つて決定さるべき數値である。従て(3) 式に於ける v の値は不明なものであるが、今本實驗の結果より試みに此の

* Technologic Paper BS 20, 390 (1926); T 314.
 Bulletin University Illinois 166 (1927).



有効範囲 v の値を決定して見る。即ち供試体 3. 及 7. に於ては龜裂の發生經過及大きさより推測して其の最大荷重時に於て丁度肋鉄筋が降伏點附近に到達したものと考へられるから、(3) 式より v の値を算出して見れば、 $v=30$ cm 前後即ち $v=12d$ ($d=$ 主鉄筋の直径) となる。

主鉄筋径 32 mm を有する供試体 5. 及 8. が載荷途中に於て主鉄筋の滑動を起したことは既に述べたが、今上(3) 式の適性を檢する意味で、 $v=12d$ として之等供試体が夫々其の最大荷重時に於て肋鉄筋中に生じた引張応力を算出して見ると表-10. の如くなる。

表-10.

供試体	最大荷重主鉄筋 1 組當り (kg)	N (kg)	S (kg)	肋鉄筋中の實引張応力 (kg/cm ²)
5	23 300	23 000	4 120	2 890
8	26 600	26 200	4 700	3 290

即ち供試体 5. 及 8. に於ては何れも其の最大荷重時に於ける肋鉄筋の引張応力は既に鉄筋の弾性限度を超過して居るから、主鉄筋が滑動を開始したことは當然であると思はれる。

表-10 の結果は設計に對する確たる論據としては多少其の數

が少ない嫌があるが、只、之に依つて實際設計に際しては $v=12d$ とし (3) 式に依つて計算されたる肋鉄筋の引張応力を鉄筋の許容応力以内に收めれば大体安全であると云ふことが解る。

VI. 結 論

以上の結果を綜合すれば、次の結論が得られる。

1. 本鉸の回転は略々與へられたく曲げモーメントに比例する。又回転に對する剛性は裸主鉄筋の場合は (1) 式に依つて其の概略値を知ることが出来る。コンクリート被りを有する場合は裸主鉄筋の場合の 11~12 倍の剛性を有することになるので、鉸の目的よりすれば、防蝕用コンクリート被りは成可く薄くするか、若くは斯様な剛性の増大を伴はない全く別途の防蝕方法を考究するのが望ましい。

2. 本鉸主鉄筋の断面算定に當つては、(2) 式に依り計算したる推力及剪断力に依る直接応力を鉄筋許容応力の 60% 以内に收めるべきである。但し其の時の推力、剪断力及回転に依る最大縁応力は、本鉸の用途に依つては、鉄筋の弾性限度若くは疲限度程度まで許し得る様に思はれる。

コンクリート被りを有する場合の鉸の強度は裸主鉄筋の場合の 3.3~3.6 倍に及ぶ。乍併此の増率は被りの厚さ及被りコンクリートの品質等に依つて左右されるものであるから、實際本鉸の強度計算に際しては之を見込まず、コンクリート被りは只主鉄筋防蝕の目的だけに止めるのが安全である。

3. 本鉸肋鉄筋の断面算定に際しては $v=12d$ とし (3) 式に依つて計算されたる肋鉄筋の引張応力を鉄筋の許容応力以内に收めれば大体安全である。

4. 以上得られたる 3 項は主鉄筋径、供試体寸法及外力組合せ等の相違にも係らず The National Bureau of Standards の結果と大体一致して居る。只、鉸間隙に於ける主鉄筋被りの影響に就ては兩者に於て多少の差異が認められる。今之を對比すれば、表-11. の如くである。

表-11.

本表に依つて吾々は本實驗に於ける増率が The National Bureau of Standards の場合に比して幾分大きいのは、明らかに被りの品質及厚さの差異に起因するものであり、又之等に於ける些細なる差異が本鉸の性

	The National Bureau of Standards の場合	本實驗の場合
被りの厚さ	1.25 cm	2 cm
被りの品質	1:2 モルタル	1:2:4 コンクリート
回転に對する剛性の増率	7.5~11.5	11~12
強度の増率	2.0~3.2	3.3~3.6

能に如何に鋭敏に影響するものであるかを察知することが出来る。

附録： 裸主鉄筋中に於ける最大縁応力の計算式

本鉸主鉄筋中に於ける最大縁応力の厳密なる計算は不可能に近いが、裸主鉄筋の場合に於て、其の基部コンクリートの変形を無視するならば、本鉸 1 組の主鉄筋は互に其の基部が剛棒で連結せられたトラスの斜材と見做すことが出来るから、Parsons 氏*の提案に基き其の計算式を誘導すれば次の如くである（本方法は剪断力に依る内力仕事を無視して居るから、剪断力が推力及曲げモーメントと比較して、餘り大きくない範囲に於てのみ近似的價値を有することになるが、本鉸が普通目的に使用される場合は大体上記の条件を満足することになるので、本鉸縁応力の計算式として充分役立つものである）。

主鉄筋の変形が鉸に働く外力の大きさに正比例すると假定するならば、最小仕事の原理に依つて、主鉄筋各々に於ける外力の分配を決定し、次で之等に依る曲げモーメント及応力を算出することが出来る。尙茲に使用する記號は次の様である。

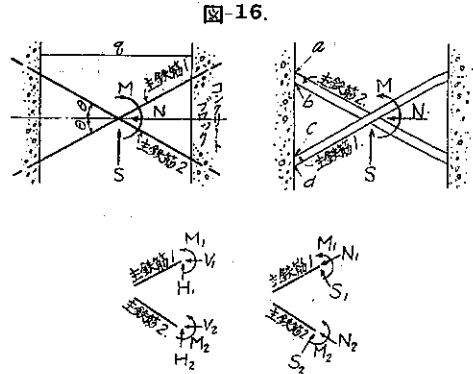


図-16.

- M : 鉸に回転を起させるに必要な曲げモーメント
- N, S : 鉸に働く推力及剪断力 (主鉄筋 1 組當り)
- M_1, M_2 : 主鉄筋 1. 2. の右端に於ける曲げモーメント
- V_1, V_2 : " " " N に平行なる外力
- H_1, H_2 : " " " S " "
- g : 中心線に沿つて測つた鉸間隙
- d : 主鉄筋の直径
- l : 主鉄筋の有効長 $= \frac{g}{\cos \theta} + d \tan \theta$
- i : $d/4$ = 主鉄筋断面の最小回転半径
- A_s : 主鉄筋の断面積 $= 4\pi i^2$
- I : 主鉄筋断面の二次モーメント $= 4\pi i^4$
- E_s : 主鉄筋の弾性係数
- ϕ : 鉸中心に於ける回転 (ラジアン)
- x : 主鉄筋に沿つて測つた右端よりの距離

今主鉄筋の各々に於ける外力を上記の記號を以て現せば

$$\left. \begin{aligned} \text{推 力 主鉄筋 1. } N_1 &= V_1 \cos \theta - H_1 \sin \theta \\ \text{'' 2. } N_2 &= V_2 \cos \theta + H_2 \sin \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{剪断力 主鉄筋 1. } S_1 &= V_1 \sin \theta + H_1 \cos \theta \\ \text{'' 2. } S_2 &= -V_2 \sin \theta + H_2 \cos \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{曲げモーメント} \\ \text{主鉄筋 1. } M_{1x} &= M_1 + V_1 \cdot x \sin \theta + H_1 \cdot x \cos \theta \\ \text{'' 2. } M_{2x} &= M_2 - V_2 \cdot x \sin \theta + H_2 \cdot x \cos \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

以上の外力に依つて、主鉄筋の各々に於てなされる内力仕事は夫々次式で示される。但此の際剪断力に依るも

* "Tests of Mesnager Hinges," by D. E. Parsons and A. H. Stang, Journal Amer. Concrete Inst., January-February, 1935.

のは微小であるから之を無視する。

$$\left. \begin{aligned} W_1 &= \frac{N_1^2 \cdot l}{2A_s E_s} + \frac{1}{2E_s I} \int_0^l M_1 x^2 \cdot dx \\ W_2 &= \frac{N_2^2 \cdot l}{2A_s E_s} + \frac{1}{2E_s I} \int_0^l M_2 x^2 \cdot dx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

今主鉄筋基部のコンクリートを完全剛体と考へれば、主鉄筋右端が左端に對してなす回転は、兩主鉄筋に對し共通であつて、其の値は ϕ である。

$$\frac{\partial W_1}{\partial M_1} = \frac{\partial W_2}{\partial M_2} = \phi$$

主鉄筋 1. 及 2. の端が夫々 V_1 及 V_2 方向になす移動量の差は

$$\frac{\partial W_1}{\partial V_1} - \frac{\partial W_2}{\partial V_2} = l \cdot \sin \theta \cdot \sin \phi \dots\dots\dots (5)$$

又其等の H_1 及 H_2 方向になす移動量の差は

$$\frac{\partial W_1}{\partial H_1} - \frac{\partial W_2}{\partial H_2} = -l \sin \theta (1 - \cos \phi)$$

である。

又一方 N, S 及 M は次式で現される。即ち

$$\left. \begin{aligned} N &= V_1 + V_2 \\ S &= H_1 + H_2 \\ M &= M_1 + M_2 + \frac{S \cdot l \cdot \cos \theta}{2} + (2V_1 - N) \frac{l \cdot \sin \theta}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

今 (5) 式の第 1 に (4) を代入し、更に (6) 式の値を使用すれば、吾々は先づ鉸に於ける曲げモーメントと回転の關係を得る。

即ち
$$\phi = \frac{Ml}{2E_s I} \dots\dots\dots (7)$$

同様に (5) 式の第 2, 第 3 に (4) 式を代入し、更に (6) 式の値を使用することに依り、鉸中心に働く外力 N 及 S と主鉄筋の各々に働く推力 (N_1, N_2) 及剪断力 (S_1, S_2) との關係を知ることが出来る。即ち

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{N}{2 \cos \theta} K - \frac{S}{2 \sin \theta} L + \frac{A_s E_s}{2} \left[Q(1 - \cos \phi) - \tan \theta \cdot R(\phi - \sin \phi) \right] \\ N_2 &= \frac{N}{2 \cos \theta} K + \frac{S}{2 \sin \theta} L + \frac{A_s E_s}{2} \left[Q(1 - \cos \phi) + \tan \theta \cdot R(\phi - \sin \phi) \right] \\ S_1 &= \frac{S}{2 \cos \theta} R + \frac{N}{2 \sin \theta} Q - \frac{A_s E_s}{2} \left[\frac{Q}{l}(1 - \cos \phi) + \tan^2 \theta \cdot R(\phi - \sin \phi) \right] \\ S_2 &= \frac{S}{2 \cos \theta} R - \frac{N}{2 \sin \theta} Q + \frac{A_s E_s}{2} \left[\frac{Q}{l}(1 - \cos \phi) - \tan^2 \theta \cdot R(\phi - \sin \phi) \right] \end{aligned}$$

茲に
$$K = \frac{1}{1 + 12 \tan^2 \theta \left(\frac{i}{l}\right)^2}, \quad L = \frac{1}{1 + \frac{12}{\tan^2 \theta} \left(\frac{i}{l}\right)^2}$$

$$R = \frac{1}{1 + \frac{1}{12} \tan^2 \theta \left(\frac{l}{i}\right)^2}, \quad Q = \frac{1}{1 + \frac{1}{12 \tan^2 \theta} \left(\frac{l}{i}\right)^2}$$

上式に於て R 及 Q は常に 1 より小であるから、 $\phi < 0.05$ ラジアン の条件の元に於ては第 3 項の値は第 1 及第 2 項に比して極めて微少なものとて之を無視することが出来る。従つて主鉄筋の各々に於ける推力及剪断力と N 及 S の関係としては次の簡單なる式が得られる。即ち

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= \frac{N}{2 \cos \theta} K - \frac{S}{2 \sin \theta} L \\ N_2 &= \frac{N}{2 \cos \theta} K + \frac{S}{2 \sin \theta} L \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= \frac{S}{2 \cos \theta} R + \frac{N}{2 \sin \theta} Q \\ S_2 &= \frac{S}{2 \cos \theta} R - \frac{N}{2 \sin \theta} Q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

此處に於て各主鉄筋に於ける曲げモーメントを求むれば

$$\left. \begin{aligned} M_{1x} &= \frac{E_s I \phi}{l} + S_1 \left(x - \frac{l}{2} \right) \\ M_{2x} &= \frac{E_s I \phi}{l} + S_2 \left(x - \frac{l}{2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

従て主鉄筋の任意断面に於ける最大縁応力は

$$\left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{N_i}{A_s} \pm \frac{M_{ix}}{2\pi i^3} \\ \sigma_m &= \frac{N_j}{A_s} \pm \frac{M_{jx}}{2\pi i^3} \end{aligned} \right\}$$

で示される。今茲に主鉄筋 1 本中に於ける最大縁応力は $x=0$ 或は $x=l$ の點に生ずることは明らかであり、又左右對照であるため主鉄筋 2. の左端に於ける最大縁応力は主鉄筋 1. の右端に於ける對應點のそれに等しいことは明らかである。故に今 $x=l$ なる點即ち兩主鉄筋左端 (圖-16. に於ける a, b, c, d. の 4 點) に於ける最大縁応力を算出するものとせば

$$\left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{N_i}{A_s} \pm \left[2E_s \phi \left(\frac{i}{l} \right) + \frac{S_i l}{4\pi i^3} \right] \\ \sigma_m &= \frac{N_j}{A_s} \pm \left[2E_s \phi \left(\frac{i}{l} \right) + \frac{S_j l}{4\pi i^3} \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

であつて、本 (11) 式に (8) 及 (9) 式を代入して、次の最大縁応力の計算式を誘導することが出来る。

$$\left. \begin{aligned} \text{a 點では} \quad \sigma_m &= \frac{N}{2A_s} \left[\frac{K}{\cos \theta} - \frac{Q}{\sin \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] + \frac{S}{2A_s} \left[\frac{L}{\sin \theta} + \frac{R}{\cos \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] + \frac{2E_s i \phi}{l} \\ \text{b " } \quad \sigma_m &= \frac{N}{2A_s} \left[\frac{K}{\cos \theta} + \frac{Q}{\sin \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] + \frac{S}{2A_s} \left[\frac{L}{\sin \theta} - \frac{R}{\cos \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] - \frac{2E_s i \phi}{l} \\ \text{c " } \quad \sigma_m &= \frac{N}{2A_s} \left[\frac{K}{\cos \theta} + \frac{Q}{\sin \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] + \frac{S}{2A_s} \left[-\frac{L}{\sin \theta} + \frac{R}{\cos \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] + \frac{2E_s i \phi}{l} \\ \text{d " } \quad \sigma_m &= \frac{N}{2A_s} \left[\frac{K}{\cos \theta} - \frac{Q}{\sin \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] + \frac{S}{2A_s} \left[-\frac{L}{\sin \theta} - \frac{R}{\cos \theta} \cdot \frac{l}{i} \right] - \frac{2E_s i \phi}{l} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$