

## 安全資料第23号

# 建設工事における重大災害 事故調査報告集

(最近における5例)

1. 鉄道隧道落盤事故調査報告 .....	1
2. 水力発電水路隧道落盤事故調査報告 .....	5
3. 農業水利用水路隧道落盤事故調査報告 .....	8
4. 施工中の鉄筋コンクリート屋根崩落事故調査報告 .....	10
5. バッチャプラント倒壊事故調査報告 .....	15

昭和29年6月

労働省産業安全研究所

東京都港区芝田町2-13







掘り部分の排水は両側溝を用いていて問題はない。

未だ覆工していない部分は、湧水を底設導坑の中央の排水孔に集めて覆工部の側溝へ導いているが、サイド掘りの部分はレベルが低いのでよく水が溜るが、これはポンプで前記の部分へ汲み出している。(係)

#### 9. 電気配線、エヤパイプ、換気装置その他

特に述べるような事項はない。

#### 10. 結 論

以上、直接現場で調査したことをできるだけ客観的に述べたのであるが、これらの事柄をもとにして、落盤の原因と考えられそうな諸点を抽出し、それに対する若干の対策を述べて結論とする。

先ず考えられることは、何らの前触れなしに落盤が起きたことが事実であるとすれば、落盤の第一義的な原因を、岩塊が急激に落ちかかってくる、支保工に衝撃を与えたということに限定してよいのでなかろうか。即ち、静的なバランス状態にあったか、極めて緩慢な運動状態にあったかはわからないが、そのような状態にあった岩塊が急激な運動状態に移つて一時に支保工に落ちかかったことが先ず直接の原因と云えるのでなかろうか。

ではなぜ急激に岩塊の運動状態が変つたのであろうか。その素因としては、

イ 地質がこのような傾向にあった。即ち、約100メートル離れたところには断層があり、直ぐ近くに湧水箇所があり、落盤地域自身の地質はもまれた状態の変朽安山岩であつた。

ロ 底設導坑を掘つたまま、15年間工事を中止していたため、広範囲の地山にゆるみを与えていた。

ハ 掘鑿に用いたハツバが地山に何らかの刺戟を与えた。

ニ 支保工に浮きやゆるみがあつた。

などが一応考えられる。この内、イ及びロについては当然素因と考えられるところから問題はないが、ハ及びニについて多少問題がある。

ハツバは当然使用しなければならぬものであるから、この場合は、使用そのものよりは使用法が適切であつたかどうかということの方が問題になる。したがつて今回の場合はハツバを使用したこと自体は余り問題にしないでよいのではなかろうと思う。

むしろ、支保工の適、不適を重要な素因と考えるべきであろう。ところが支保工というものは、多かれ少かれ地山にゆるみを与えるものである。したがつて地山のゆるみをどの程度に留めるかという隧道施工技術の根本問題に関連してくるのであるが、ここではそこまで触れずに次の点に注目するに留めておく。即ち、もし懸担柱や第3柱の足下をサイド掘りして、そこへ水がよく溜つたということが事実であれば、支保工の基礎そのものが崩

れ易いものであり、そのために各部材に遊びやゆるみがあつたのではなかろうか。

次に施工法そのものが適切であつたかどうかということの問題になる。しかしこの問題は、地質の判断、工期及工費など大きく云えば日本の隧道技術そのものに関連しているのであるが、ここでは問題を小さく限つて主として支保工について述べてみる。

そこで先ず考えられるのは、もし構造や寸法の違つた支保工を用いていたら、或は落盤による衝撃に充分抵抗できたのではなかろうかという疑問である。ここで用いられている支保工は後光梁式と云う、比較的悪い地山に対する構造のもので、使用丸太の太さは普通程度のものである。元来、後光梁式といい、枝梁式といい、これらの支保工は一種の積木細工であつて、偏圧とか衝撃力とかに至つて弱い構造である。作用する荷重が対称であつて、それらを受ける各部材相互或は部材と地盤との間に遊びがなく、各部材が充分利用してこそ、かなり強い構造なのである。したがつて今回のように衝撃力を受ける立場に立たされると、いくら太い丸太を用いても積木細工である限り、余り抵抗力を期待できないのであるまいか。

このような場合に最も抵抗力を期待できるのは、逆巻工法である。逆巻工法は、掘鑿が中背を抜いた段階で拱部分のコンクリートを打つのであるから、比較的に地山をゆるめずに済み、しかももし衝撃力が作用しても、支保工という線で受けるのと異り、覆工コンクリートというマツシブな面で受けるので、かなり抵抗することが考えられる。事実今回の落盤においても、落盤直前に覆工した部分が助つているのであるから、この点は大いに期待できるのであるまいか。

しかし逆巻工法は、でき上つた覆工全体の強度の点において本巻工法に劣るものである。往々にして側壁コンクリートと拱コンクリートとの継手、即ち起拱部分に力学的弱点が生じ易いのである。したがつて、できるだけ逆巻を避け、逆巻の持つている根本的な意味であるところの、地山をなるべくゆるめずに、できるだけ早く拱コンクリートを打つことに焦点を向けるべきでなかろうか。

この観点に立つて、今回の落盤事故に関連している技術的な欠陥を反省してみれば、必ずしも不可抗力でかたづけられないものがないものが残つているように思われる。

イ 地質の判断が正しかつたかどうか。

ロ 支保工の基礎が弱く、各部材に浮きや遊びがなかつたか。

ハ 支保工の盛換えが地山を極力ゆるめないという心掛けのもとに入念に行われたかどうか。

ニ セントル組立て及びコンクリート施行の能力に比べて、掘鑿が進み過ぎたのではあるまいか。

などが一応反省の対象となるものである。ロ及びハについて既に述べたので、ニについて考えてみよう。落盤は主として全断面掘鑿の部分に起きたのであるが、この部分が28メートルもあり、コンクリートの1工程の3倍ばかり進んでいたのである。コンクリート巻立てが遅れることなくついて行けるのであれば、全断面掘鑿部分がいくら進んでも問題はないと思うが、今回のように全断面掘鑿後、覆工が完了するまでに7乃至8日を要している場合は、この点に多少検討の余地があると思われる。

ところがロ、ハ及びニの事項は、地質の判断が正当であつてはじめて生きてくるのである。しかし現在における地質の判断、特に隧道施工から見た地質の判断は、現場の技術者が過去の経験に照して判断している状態であつて、個人に依存する度合が甚だ多く、余り客観性、科学性を持つていない。しかも物事を客観的に見、総合的に判断できる能力を有する高級な技術者が余り直接にはタッチしていない現状であるから、この点を大いに考えなければならない。事実今回の場合は、落盤地域の地質がこのような大落盤を起すということを、現場の技術者及び技能者は予期しなかつたようである。むしろ落盤地域よりはもつと危いと判断していた湧水の多い堅岩地域を無事に切り抜けて来たので、落盤地域は大丈夫やれると判断していたようである。したがつてこれは、現場の技術者及び技能者の知識不足というよりは、いつまでも地質の判断が各観化し科学化しない、隧道施工技术のあり方に問題があるのでなかろうか。

以上事故の原因と考えられる諸点を抽出して若干の説明を試みたが、この対策としては、隧道技術そのものの

革命を求める抜本的対策と、現在の施工法を踏襲してより安全な方法に改革する当面の対策と2通りが考えられる。

当面の対策としては、

イ 学識及び経験の深い技術者が責任を以つて直接監督する。

ロ 現場技術者及び技能者の技術訓練をする。特に技能者のいわゆる腕というものは、往々にして、客観性のない応用力のないものであるから、これらを監督指導できる中堅技術者を訓練する必要がある。

ハ 過去に落盤を起した地盤に似ている場合は、コンクリート施工能力以上に掘進しない。

ニ 支保工を一層確實堅固なものにする。

ホ 逆巻を行う、但し逆巻工法も、なるべく地山をゆるませずになるべく早くコンクリートを施工するの でなければ、名ばかりで実のないものになるおそれがある。

などが考えられる。

抜本対策としては、

イ 隧道施工上の観点に立つた地質学の確立、特に落盤の可能性をなるべく高い確率で把握する。このために地質調査技術の革命が必要である。

ロ 地山をなるべくゆるまさないような掘進法を考えると同時に、できるだけ早くコンクリートの覆工を行うという主旨にもとずいて施工をする。このためには、コンクリート施工能力の増大と、掘鑿法の進歩、支保工の構造及材料に改革がなければならない。

の二点に集約できると思う。

## 水力発電水路隧道落盤事故調査報告

**事故現場の所在地** 新潟県中魚沼郡下船渡村字本ノ木

**工事の概要** 東京電力下船渡発電所の発電水路隧道の工事であつて、隧道の全長は約3.7キロメートルに及ぶものである。隧道の大きさについては第4図参照のこと。

**落盤位置** 第5号隧道中の第3号横坑交点から下へ約200メートル下つた附近である。(第1図)

**落盤時刻** 昭和28年9月15日、15時15分頃。

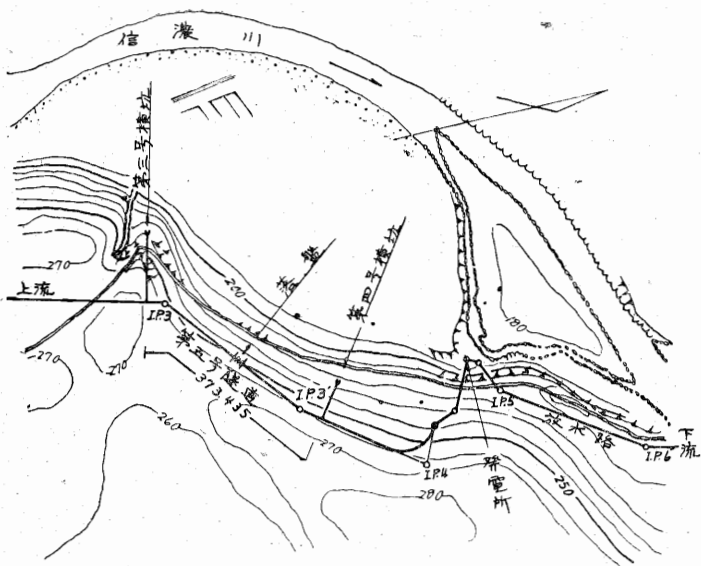
**落盤状況** 約19メートルにわたる範囲の支保工及びセントルが崩壊し、玉石混りの砂礫により該部分はすべて埋没し、14名生き埋めとなつた。この中4名生存、10名死亡するに至つた。生存者救出及び死体発掘のために

該部分へ導坑を再掘さくした時に、落盤の状況を逐一スケッチしたものが第3図である。

現場を調査したところでは、側壁コンクリート及び土平掘さく面は崩壊していないので、側圧による崩壊でないことは明らかなようである。比較的下流で土平を掘さくしていた作業者は落盤を受けたが、退避しているところから推して、下流部分の落盤は、上流部分の落盤から少時経つて起つたものと考えられる。即ち落盤は少くとも2度以上にわたつて起きたものと思われる。

**工事状況**

落盤地点における当時の工事状況は第3図に示してある。第3図において上流から下流に向つて最初の6メートル



第 1 図

ル区間は落盤の30分乃至45分前に、攻掘及び上木2枚分を残し、他の部分のコンクリート巻立を終え、爾後大立、担いを外して現場から運び去つたときの状態であつた。

次の7.5メートル区間は全断面の掘さくを終え、セントルを組立中であつた。

最後の5.5メートル区間は土平掘さく中で、その中の約2メートルの部分は掘り終つた状態であつた。

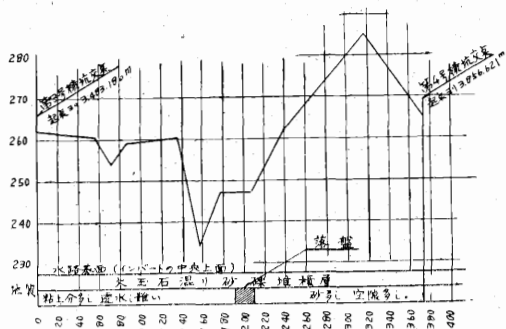
**地質及び湧水**

附近一帯は河成段丘であつて、隧道の通つている部分は大玉石混りの砂礫堆積層である。玉石の粒は実に大きく、中には長径1メートル重さ1トンと云うようなもの沢山ある。玉石の間を填めている土砂に粘土分が比較的多いときは、玉石、砂礫及び粘土の3者がうまく結合し

合つてよく緊り水を透し難いのであるが、砂礫ばかりのときは緊りなく、崩れ易く、空隙多く、水を透し易い。現場では前者をよい地質、後者を悪い地質を称している。

落盤のあつた第5号隧道の地質を大雑把に云えば第3号横坑寄りには良質で第4号横坑寄りには悪質だと云えるのであるが、局部的には良いところ悪いところが、ポケットのように現われるので一口に砂礫層と云つても、仲々変化の多い地質である。落盤地点の地質は第5号隧道中では中程度の良さであつた。

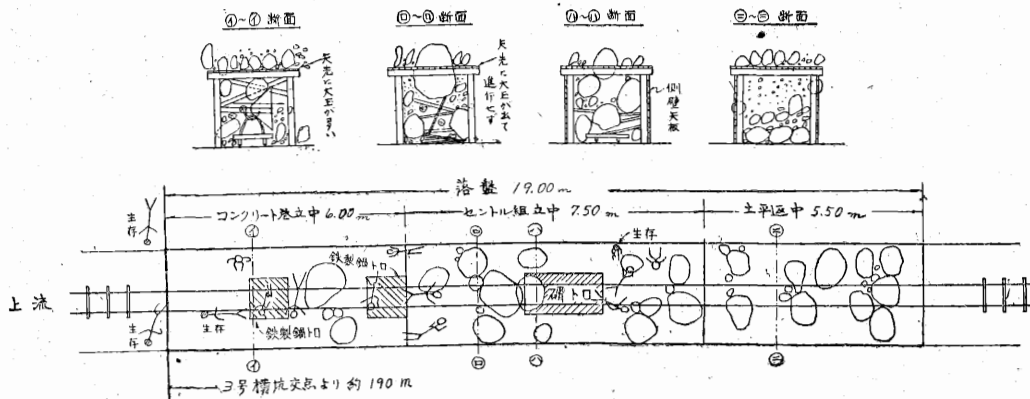
湧水は無いと云つてよく、悪質部分において滴下しているのが見られる程度である。現場の話ではこれは多分上層に比較的不透水の層があるためではなからうかとの事である。



第 2 図

**掘 さ く**

掘進順序を断面的に示したのが第5図である。掘進は



第 3 図





るまいかとの事である。もしこの事が事実であれば、なおの事、地質の判断が甘かったということになるようだ。

結局今回のような地質では表面が多少良くても、上方の見えないところにどんな悪い部分がかくれているかも

しれないという事を認識して、もう一步安全度の高い仕事をしなければならぬことになる。

結論ではあるが、地質の判断が甘かったために、知らず知らずのうちに、危険すれすれの線の仕事（安全率50%の仕事）をしていたのが原因ということになる。

## 農業水利用水路隧道落盤事故調査報告

**事故現場の所在地** 新潟県三島郡来迎寺村

**工事概要** 農林省の農業水利事業に係る信濃川左岸農業水利用第4号幹線水路中の第5号隧道の工事で、隧道の全長は約2キロメートルである。隧道断面については第3図を参照のこと。

**落盤箇所** 同隧道の上口より371メートルの地点から奥に4.5メートルの区間。(第2図を参照のこと。但し数字は300の3を省いてある)

**落盤時刻** 昭和28年10月26日20時53分頃。

**落盤状況及び作業者の受傷状況**

約120立方メートルの崩落土砂により前記地点の掘さく坑は約7メートルの区間にわたって埋没し、同部分の支保工は大部分倒壊した。(第1図)

落盤箇所で土平掘さく及び支保工補強中の作業者6名(号令1名、坑夫5名)は瞬前に落盤を予知し無事退避したが、同所より奥約92メートルの地点において、導

坑掘進中の作業者4名(斧夫1名、坑夫1名、土工2名)は退路を遮断されて袋埋にされた。しかしこれら4名は第1図に示す埋没部分を自身の手及び救援隊の手によって掘さくすることにより、約2時間後に全員無事脱出できた。

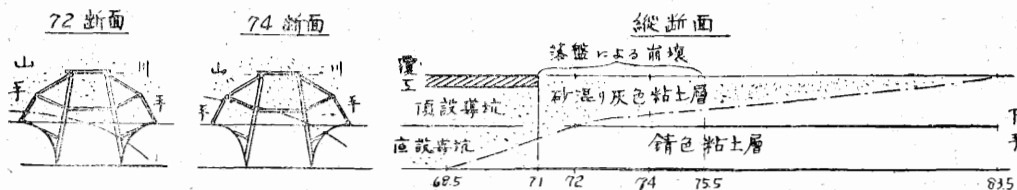
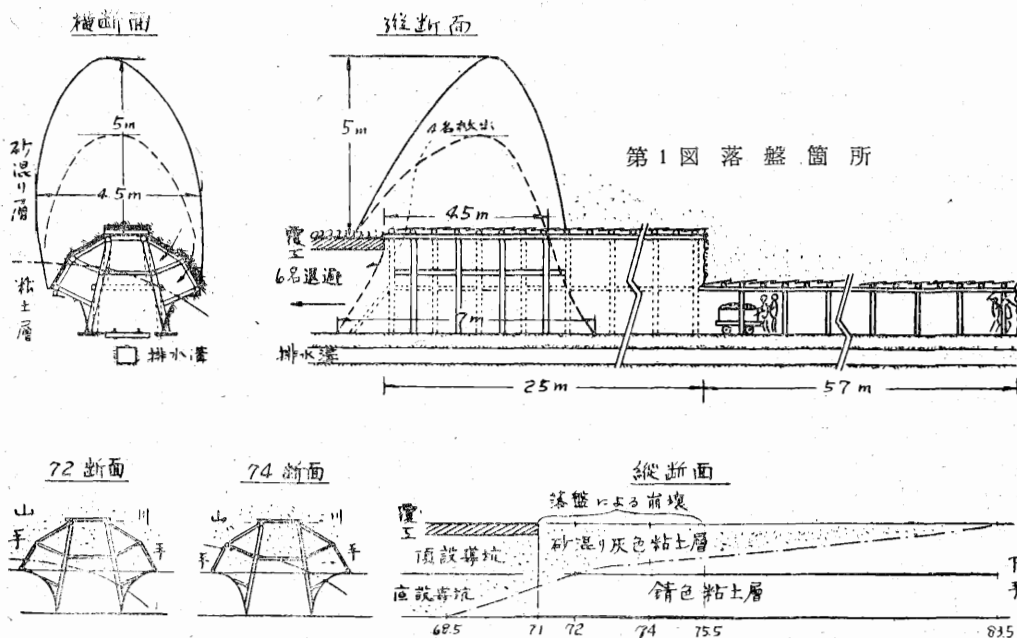
**地質及び湧水**

附近一帯は極めて発達した河成段丘である。

隧道の通る部分の地質は物理探査法により大局的な判断が行われていたが、それによれば、表土層は細砂沈泥の介在している洪積層で、第2層は段丘堆積砂礫層、第3層は薄層の砂岩又は礫岩を混えた灰色泥岩層で、第4層は砂岩泥岩の互層である。各累層は不整合堆積で偽層多く、甚だ局部的変化に富んでいる。

落盤箇所はこれら第3層と第4層との境目に当たっている。

又現場では底設及び頂設導坑の掘さくにより把握した



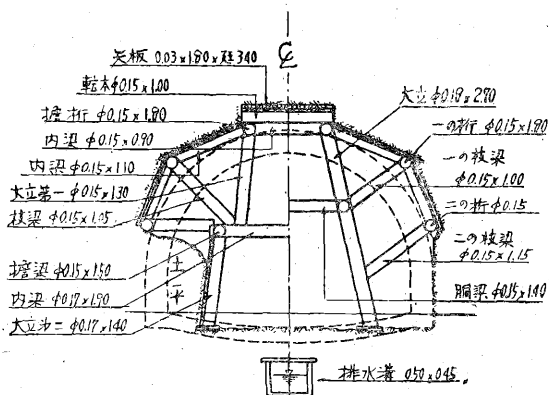
地質の局部的変化を逐一記録している。第2図にその一部である落盤箇所を抜き出して示してある。

この図によると落盤箇所の地質は2層に分れ、崩落した上層は結合性に乏しい、軽いパサパサした砂質粘土であつた。

湧水は前記の第2層と第3層の境目に比較的多い程度で落盤箇所には無かつた。

### 支保工

第4図に示すような、二の桁まで有する枝梁式普請である。普請のスパンは1.2メートルである。第4図の左は土平掘さく前の状態で、右は土平掘さくと同時に大立



第4図 支保工

に盛替えた状態である。

### 掘進

掘進は縫地を行い、比較的良質な地質のときは後普請である。

掘進順序は底設導坑、頂設導坑、丸型及び土平である。

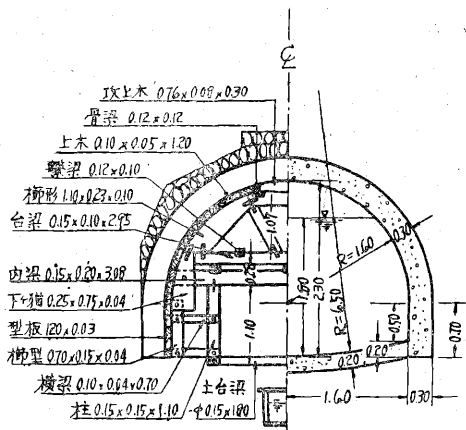
掘さくにはツルを使用し、ピック及びハツパは用いていない。

### 落盤時の工事状況

落盤と非落盤の境目である上口より371メートルの地点でのコンクリート覆工及び同所から奥に約25メートルの区間の丸型掘さくは、落盤の約2週間前に終つていて、それから落盤の前々日までの間は、切拵げ及び覆工を一時中止し、排水溝の整備をやつていた。落盤の前々日から切拵げを再び始め、数スパンにわたつて大立の盛替えを行い(第4図左の状態から右の状態に移る)落盤当日はその部分の土平掘さくに移つていたのであるが、同部分の川手の二桁の枝梁を盛替中一及び二の丸から砂の洩出が著しいので、更に補助材を当てがわんとしていた。又同時に奥では底設導坑の掘進も再開していた。

### 崩落順序

前述の如く上口から一番目及び二番目の支保工の川手の二の枝梁を盛替え中、一及び二の丸からの砂の漏洩が著しいためその防止にあつたが防止し得ず、同部分及び隣接部分の川手の一及び二の桁が先ず落下し、次いで転し及び担いが落下し、更に山手の部分が崩落した。崩落土砂は局部的にポケット状をなしていたらしく(第1図)崩落した後に残された部分の表面は、鏡のような滑面であつた。なお、上口から三番目までの川手の大立は皆山手に向つて倒れていたが、四番目の大立は健在であつたとの事である。



第3図 セシトル隧道断面

### 落盤の原因

落盤の第1の素因は、丸型掘さくをしたままで時日を置き過ぎたところにあるようである。崩落土砂は結合性のないパサパサしたものであつたとの事であるから、掘さく直後は多少緊つていても時日が経てば緩んでくる地質だと思われる。

第2には隧道の上方にこのような土砂のポケット部があつたことである。ポケットの境界面が丁度土砂の滑動面をなして、いかにも滑り易い状態になつていたのである。

第3には支保工の普請及び盛替えの技術が充分でなかつたのではあるまいかということである。もしこの技術が今一步勝れたものであれば、或は、単なる砂の漏洩だけで済み、これだけの量の土砂を動かさずに済んだかもしれないと考えられる。

以上の3点が重つて落盤を惹き起したのではあるまいか。

### 死傷者の無かつた理由

落盤箇所の作業者が事前に退避できた理由としては、

1. 号令の監督のもとに作業していて、号令の合図と共に迅速に退避できたこと。
2. 作業者自身が危険を多少予測していたこと。

3. 退路に邪魔物がなく、環境が整理されていたことなどが挙げられる。

1. 排水溝の整備により奥との連絡及び通風が完全にあつたこと。
2. 奥の電燈が消えなかつたため袋埋の者の士気が衰えず、自らも外部と連絡をとりながら脱出作業に当ることができたこと。但し電燈の消えなかつたことは偶然である。
3. 救出隊の現場急行が速く、事後の処置が適切であつたこと。
4. 埋没土砂が滑り掘り地質であつたこと。
5. 袋埋の者が皆無傷であつたこと。

などが挙げられる。

### 結 論

今回のように死傷者を出さなかつた落盤事故は、技術の進歩と安全の向上にとつては大いに参考になるものである。今回の事故が与えて呉れた教訓を反省して結論とする。

1. 地質の調査はできるだけ詳しく行うこと。  
今回のように大局的には物理探査を行い、局部的には導坑掘さくにより地質把握を行つていることは非常によいことである。特に後者は段取及び支保工普請等に臨機応変の処置をとらせる根拠になるものであるから、必ず、而も現場責任者の責任で行うことが望ましい。
2. 掘さく及び支保作業には必ず号令（世話役）をつけて、監督及び指導に当らせること。  
現在の隧道工事はその安全性が斧夫等の技能者の腕に依存することの大きいにかかわらず、これらの技能者は若年で未熟であるから、現状では落盤の危険性が甚だあるわけである。そのために作業者の指導に任ずると共に、落盤を予知して警告を発する

ことができるような経験者が作業の監督に当ることが是非必要である。今回は幸にこの事が行われ、その効果ははつきり現われたよい例である。

3. 排水、照明、通風その他の環境を整備すること。  
平素から環境を整備しておくことは、落盤に際して迅速に円滑にその処理に当るためばかりでなく、作業能率を挙げ、各種の傷害を減らすために非常に効果のあることを今回の事故は教えている。
4. 掘さくしたらなるべく速に覆工し、無理な掘進をやらないこと。

このためには現場責任者は段取のときから充分安全性を考慮しなければならない。今回の教訓に鑑みて、施工主であり監督者である出先官庁では、今回のような地質条件のときは、覆工の単位工程を3メートル、丸型掘さくはその前方3メートル、頂設導坑掘さくはその前方4.5メートル、底設導坑掘さくはその前方40メートルとするような段取をとらずと述べていたが、関係者がこのように段取において安全を考慮することは喜ばしいことである。

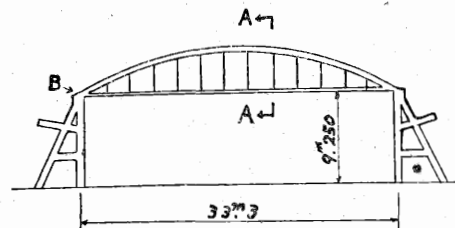
5. 隧道の上部及び周囲の地質状況の把握に努めること。  
落盤の素因の一つに、かくれて見えない部分に地質上の小変化があつて、それが落ちて来たこと云うことが非常に多い。掘さく面に表われている部分が良いからと云つて安心するのは早過ぎる。特に地層の境目と隧道が立体的に交叉する附近は、大いに神経を働かせて、地質の判断に努める必要があると思われる。
6. 現場責任者の安全管理上の意志の末端労働者への徹底。
7. 技能者の技能の向上。

などが挙げられる。なお今回の事故の損害は41万円と見積られているので、参考までに申添えておく。

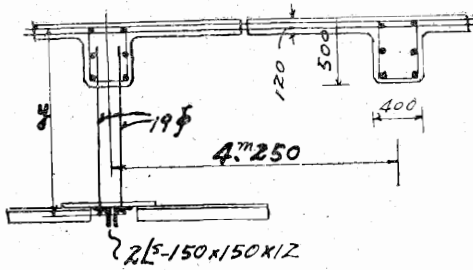
## 施工中の鉄筋コンクリート屋根の崩落事故調査報告

### 1. 建家の構造の概要

建家は鉄筋コンクリート造で、映画撮影のためのステージである関係上、梁スパンはかなり大きく、第1図aに示すように33.3mの鉄筋コンクリートアーチ式の梁をかけ渡して屋根を構成している。第2図に示すようにこの梁間10を1つの棟とし、中央を、床から屋根裏迄の隔壁を設けて、2つのステージを作っている。これと同じ棟が少し離れて、第2図の下の位置にある。

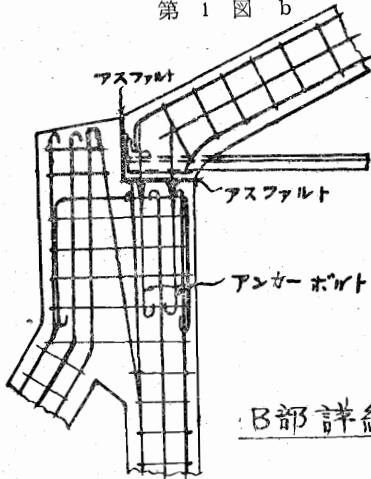


第1図 a



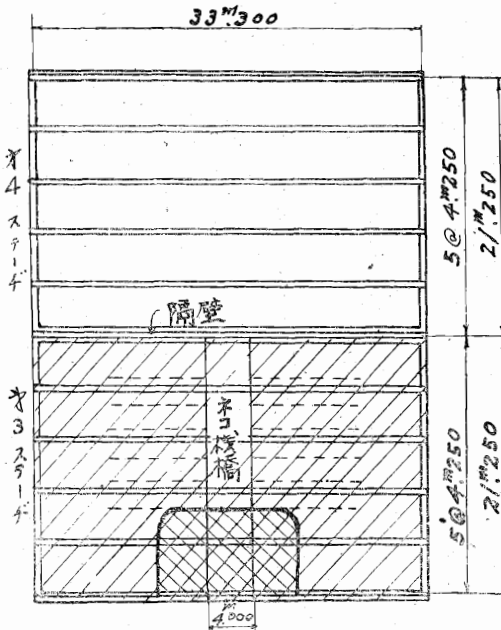
A~A断面

第1図 b



B部詳細図

第1図 c



第2図 建家の屋根伏図

屋根の主要構造の概要は第1図 b, c に示す通りである。屋根曲線は拋物線で

$$y = \frac{4h}{l^2} (l-x)x$$

$$h = 5.000m$$

$$l = 33.300m$$

## 2. 災害の発生

(イ) 発生場所 東京都下

(ロ) 発生日時 昭和29年1月4日午前2時50分頃

暖冬であり、天気予報で降雨を報じていたため、屋外作業を続けていたので、当時は夜中であつた。

(ハ) 災害個所

第2図に示す通り、第3ステージの屋根全部約770平方米(約214坪)が崩壊落下した。

(ニ) 傷害

当時の事故現場の作業者は、屋根上に14名がコンクリート打作業に従事中の土工、屋根裏の支柱の点検及び補修に従事中の2名の大工であつた。その中土工12名(内1名死亡)大工1名(死亡)の被害者を出した。又後になつて重傷を負つた土工1名死亡するに至つた。

## 3. 崩落後の状況

崩落後の状況を示す写真は5日午後1時頃のもので、それまでに少し跡片付けされたので、崩落直後の状況は

↑ 2日8p. m.

コンクリート打完了

3日9a. m. より

コンクリート打を始めて

4日2.50 a. m. 頃

余すところ少くなり、ダブルハッチの部分のコンクリート打ちのため、ここに作業者は集中していた。

このとき突然屋根が崩壊落下。

影線の部分全部落下。

わからない。しかし、これによつて推測できることは、テンションメンバーの鉄骨は、左端がアンカーより抜け出して、ベースは基礎壁より離れ、落下しているが、右

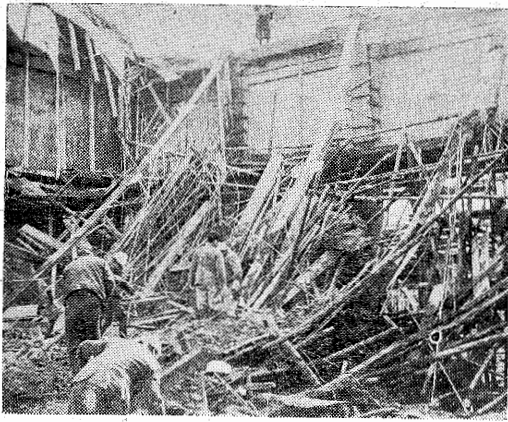


写真 1

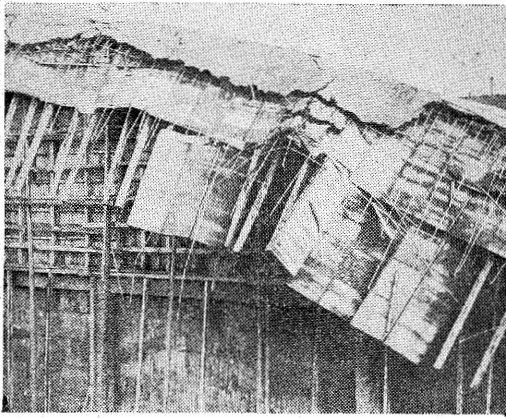
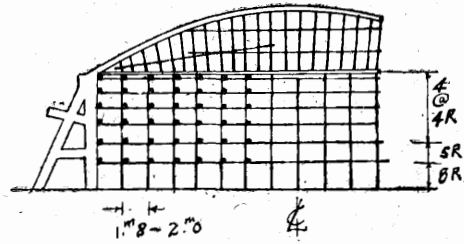


写真 2

高さのところで下部支柱と屋根裏支柱即ち上部支柱とに、第3図のように縁を切っている。

支柱は丸太を使用し、鉄骨下端まで下部支柱は1本ものである。上部支柱に角材を使っているところもあった。

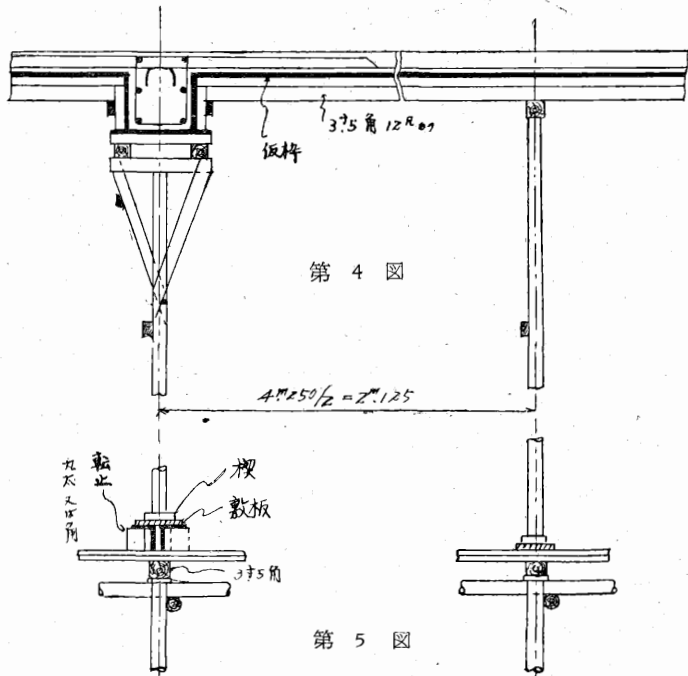
下部支柱の丸太は元口5寸位(4寸位のものもある)目通り3.8~4寸位が多く、長さは30尺、末口は2寸以下のものは使用していないと現場責任者は言っておられた。2寸以上であつたのに違いなかつたが、2寸近くのものがあつたようである。



第 3 図

下部支柱の間隔は第3図に示す通りで、建物方向には  $4.250/2=2.125\text{m}$  であつた。

上部支柱は第3図でもわかるように、下部より密に設けられているが、建物方向の2.125m間隔は下部支柱と同じであつた。そして屋根スラブ及び梁コンクリートの仮枠を受けている状態を示すと第4図のようであつた。又鉄骨のところの上下支柱のおさまりを図示すれば第5図の通りである。



第 4 図

第 5 図

端のものは、アンカーより抜け出していないことよりみて、中心より左側のところで、支柱の倒壊があり、屋根が崩落出したものと思われる。尚、左端のアンカーは割合曲らずに残っていることより、鉄骨は左端において相当持ち上げられた抜け出したものと思われる。

従つて、中心より左は屋根の崩落と支柱の圧潰は速やかであつたが、右側は左側に引きずられて、ばたばたと倒れたことが推測され、又写真にもその跡が見られる。

#### 4. 支柱の使用状況

崩落した支柱については、崩落後のこれらの写真において、壁附近のものだけしかわからないので大した資料にはならない。そこで既設及び支柱組立中の同型ステージ即ち第4及び第3ステージの支柱を調べた。

支柱はテンションメンバーである鉄骨の

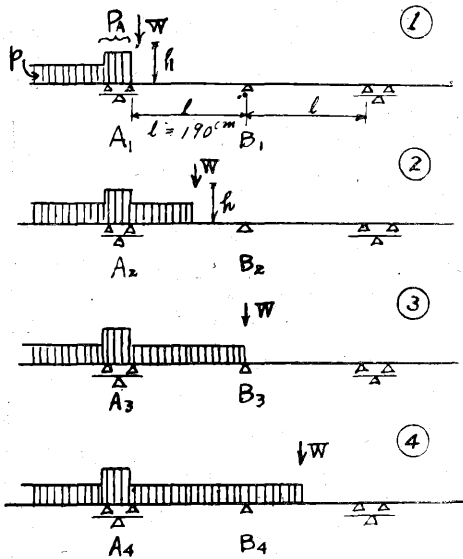
第5図に示す鉄骨アングルの下の転止は角材や丸太で思い思いに、支柱下の片側だけ置いてあつた。楔は1ケで後から釘付けしたらしい。この上部支柱の脚部は固定されていないで、楔で締めてあるだけであるから、コンクリート打ちの結果浮動して、楔から外れそうになつた跡のはつきり現われていた。又支柱の彎曲のはなはだしものが見られた。

鉄骨は 33.3m の長さに 3ヶ所接手があり、ここに建物方向に振止めを設けることになつているが、これは後から組立てられるとのこと。そして接続個所の目釘が仮締めされているだけであるので、上の梁の真下になく、従つて上部支柱は梁の面で鉛直でなく、挫屈し易くなつていた。

その上、梁の面内で支柱は 2 段に布を掛けて挫屈を防いでいるが、横方向には、つなぎの設けられている数が少く、支柱は梁の面に直角な方向に挫屈し易い状態となつていた。

### 5. 支柱にかかる荷重と所要断面について

支柱にかかる荷重については、仮設備であるが、実状になるべく即応して、一応詳しく計算してみると以下のようなになる。



第 6 図

第4図により、梁及びスラブのコンクリートを受ける仮枠を支える梁の構造は第6図のように考えられ、コンクリート打の進行に従つて、荷重は①～④のようになることができる。この場合A、Bの各点の支点反力、即ち上部支柱に如何なる荷重がかかってくるかを計算してみよう。

鉄筋コンクリートの重量は 2,400kg/m<sup>3</sup> であるから

スラブの厚さ 12cm より 2,400×0.12=288kg/m<sup>2</sup> 梁より 2,400×0.4(0.5-0.12)=365kg/m, 仮枠などより 20kg/m<sup>2</sup> の等分布荷重となる。そして支柱の間隔は 0.9m であり、アーチの長さは大体 35.3m であるから、實際荷重を計算するには 35.3/33.3=1.06 の長さのコンクリート量としなければならないので、等分布荷重は次のようになる。

$$(20+288) \times 0.9 \times 1.06 = 294 \text{kg/m} \text{---} p$$

$$365 \times 0.9 \times 1.06 = 348 \text{kg} \text{---} P_A$$

コンクリートを流し込むときの衝げきによる荷重 Pm は、Wkg の重さのものが hcm 落下するとし、そのとき落下点の撓み、又は歪みより、バネ常数を求めて、これを S とすれば、近似的に

$$P_m = \sqrt{2 S h W}$$

以上の値を使い、各荷重状態のときの A<sub>1, 2, 3, 4</sub> 及び B<sub>1, 2, 3, 4</sub> を求めると

$$A_1 = 0.375 p l + P_A + \sqrt{2 S_1 h W}$$

$$A_2 = 0.375 p l + 0.3475 p l + P_A + 0.4063 \sqrt{2 S_2 h W}$$

$$A_3 = 0.375 p l + 0.4375 p l + P_A$$

$$A_4 = 0.375 p l + 0.4375 p l - 0.041 p l + P_A - 0.0938$$

$$\sqrt{2 S_2 h W}$$

$$B_1 = 0$$

$$B_2 = 0.1837 p l + 0.6875 \sqrt{2 S_2 h W}$$

$$B_3 = 0.625 p l + \sqrt{2 S_1 h W}$$

$$B_4 = 0.625 p l + 0.4572 p l + 0.6875 \sqrt{2 S_2 h W}$$

ここで数値を整理し、大きいものだけをとると

$$A_1 = 558 \text{kg} + \sqrt{2 S_1 h W}$$

$$A_2 = 750 \text{kg} + 0.4063 \sqrt{2 S_2 h W}$$

$$A_3 = 802 \text{kg}$$

$$B_3 = 350 \text{kg} + \sqrt{2 S_1 h W}$$

$$B_4 = 605 \text{kg} + 0.6875 \sqrt{2 S_2 h W}$$

そこで S<sub>1</sub> と S<sub>2</sub> について考えてみる。

S<sub>1</sub> は支柱の弾性よりくるバネ常数で、これは支柱材として木材を使用する場合、非常に大きくなる。例えば、支柱の長さ l=400cm, 直径 d=9cm の檜丸太を使用するとすれば、弾性係数 E=71500kg/cm<sup>2</sup> であるから

$$S_1 = \frac{\left(\frac{d}{2}\right)^2 \pi \times E}{l} = 11380 \text{kg/cm}$$

となり、コンクリートを流し込むときに、W=30kg の重さのコンクリートが、h=30cm の高さから落下するものとするれば、

$$P_m = \sqrt{2 S_1 h W} = 4530 \text{kg}$$

このような大きな値は実際に生じないと思われる。というのは、支点の構造法が接触面積の少ない木材の積み重ねであり、衝げきなどの瞬間力をうけるときは木材のそ

の局部が凹んで、永久歪となるからである。そして特に A 支点の上に流れこむコンクリートは箱形に組んだ鉄筋に当つて、ここで衝げきのエネルギーは相当吸収される筈である。

そこで  $S_1$  は実際には理論値よりどれ程小さいかはわからないが、かなり小さいことには間違ない。

$S_2$  は梁の弾性係数よりくるバネ常数で、木材の梁で撓み易く、即ちバネ常数は  $S_1$  よりずつと小さくなるがそれでもかなりな値となる。例えば、第 4 図より、仮枠を杉 3.5 寸角 2 本で受けているとすると、梁の二次率、 $I=2100\text{cm}^4$ 、長さ  $l=190\text{cm}$ 、弾性係数  $E=86800\text{kg/cm}^2$  であるとすると

$$S_2 = \frac{EI}{0.01502l^3} = 1770\text{kg/cm}$$

ここに梁の撓みは 2 張間の連梁の撓みとした。

そこで、今前例のように  $h=30\text{cm}$ 、 $W=30\text{kg}$  とすれば

$$Pm = \sqrt{2S_2hW} = 1965\text{kg} \quad \text{となる。}$$

この値も実際にはもつと小さなものであろう。

一方、静荷重の場合だけで計算すると、A 支点において、コンクリート打の進行状態が③の場合に最大で、820kg であり、B 支点では梁間全長にコンクリートが行きわたつたときに 700kg で最大となる。

以上により、計算より出てくる衝げき力による荷重は実際とかけはなれて大きいに違いないが、これをあるかなりの値として静荷重に加えなければならない。衝げき力がかかなり大きいときは、即ち乱ぼうにコンクリートを流しこんだ場合には、A を支える支柱よりも B を支える支柱の方に大きい荷重がかかることがあり得る。ということがわかる。

そこでこのような支柱は、全体にわたつて相当な荷重がかかる上に、どこか 1ヶ所の崩壊が全体に影きようすること。衝げき力が増えられる機会が多いこと。支柱材や組み方が理論通りに行かないこと等より最大静荷重の 2 倍をとつて、支柱を計画することを提案する。

故に、設計荷重  $P=802 \times 2=1604\text{kg}$  とする。

支柱の挫屈長は支柱毎にまちまちであるが、横方向(梁と直面方向)には殆んどつなぎが設けられていないと云つてもよい程であつたこと。しかし梁下の支柱は上部に方杖があること。そしてアーチの頂上で鉄骨より約 4.2m 位の長さであること。縦方向には十分つなぎが設けられてあること。等より挫屈長は大体アーチの頂部附近で 3m~3.3m 位であつた。従つて丸太の直径は 3.00m~3.30m/50 以上、即ち 6cm~6.6cm 以上であること。

そして檜丸太の許容圧縮応力度を  $f\text{kg/cm}^2$  とし、挫屈長を  $l\text{cm}$ 、丸太の直径を  $d\text{cm}$  とすると

$$P = \frac{d^2}{4} \pi f (1 - 0.02 \frac{l}{d})$$

であるから、 $P=1,604\text{kg}$  としてこれより  $d$  を求めると次のようになる。

		$l=3.00\text{m}$	$l=2.50\text{m}$
f	長期応力	80kg/cm <sup>2</sup>	d=8.9cm
	短期応力	160kg/cm <sup>2</sup>	d=7.67cm
			d=8.2cm
			d=6.87cm

下部支柱については、縦横につなぎとなる布が設けられていたので、挫屈長は 4 尺(1.212m)としてよい。荷重は上部支柱より  $1604 \times 2=3208\text{kg}$  と鉄骨及び敷板等より  $25 \times 4 + 36=136\text{kg}$  が加わり、計 3344kg となる。よつて前の公式より

		$l = 1.212\text{m}$
f	長期応力	80kg/cm <sup>2</sup>
	短期応力	160kg/cm <sup>2</sup>
		d = 8.45cm
		d = 6.4cm

よつて上述の支柱断面が必要であつたことになる。

丸太支柱であるから、丸太自身が湾曲していること、支柱の間隔はきつちり寸法通りに行かないこと、下部支柱は割合に等間隔に配置されるが、上部支柱は間隔がまちまちで、しかもアーチ状の屋根に対して、支えの傾斜方向が揃つていなかった。等により支柱の強度計算には相当の仮定を入れて行つたので、これに全々頼ることはできないが一応の目安となる。

## 6. 原因について

事故の原因は支柱にあつたと思われるが、何故に倒壊したかは断定がむずかしい。しかし既設の支柱を見て、次のような事項の中どれかが、又は事項の複合によつて倒壊を起したのではないかと推測される。

- (1) 上部支柱は縦方向にはつなぎが十分設けられていたが、横方向(梁に直角な方向)のつなぎは縦方向に比して少く、挫屈の長さが大きかつたので、この方向に挫屈したのではないか。
- (2) 上部支柱はコンクリート打の進行中、遍心荷重をうけることになる。支柱の脚部は楔を打ちこんで、締めただけであるから浮き上りおどり出す。この作用によつて、支柱は湾曲し、脚部が楔から外れてしまつたのではないか。(第 4 ステージの支柱に外れそうなのがあつた)

又大工がこれをなおそうとして、かえつて外れてしまつたのではないかと想像されないこともない。

- (3) 衝げき荷重の状態によつて、屋根スラブの支柱の方が大きい荷重をうけることがあるのに、実際は軽んじられていたので、この支柱が参つてしまつたのではないか。
- (4) 上述の支柱の計算よりみて、衝げき力による荷重が大きかつたために、断面不足の丸太支柱がまいつてし

まつたのではないか。

- (5) 梁の心と、仮におかれた鉄骨の心とが合っていないかつたので、梁下の支柱は、始めから横方向に即ち挫屈し易い方向に傾いていたため、益々挫屈を助長したのではないか。

### 7. 対策について

以上のような支柱の弱点より対策として、次のことが云える。

- ㉓ 支柱の強度計算をもつと実際に合うように合理的にしなければならぬこと。(提案した、最大静荷重の2倍の荷重、を採用することも1つの方法)
- (2) 仮設支柱といえども、計画図を作つておいて、大工

の工作図とすること。

- (3) 支柱の間隔は計画した計算通りに設けること。
- (4) 支柱はコンクリート打が進行中に脚部がおどり動いたり、浮き上らないように固定する必要がある。
- (5) 挫屈長を短くするために、縦横両方向共に、できるだけつなぎを設けること。
- (6) 鉄骨の下には十分転止めを入れて、鉄骨を安定すること。
- (7) 鉄骨の心と梁心と合せて、支柱が傾斜しないように、設計上設けなければならない鉄骨のつなぎを始めから入れておくこと。

## バッチャープラントの倒壊事故調査報告

(主として強度上の原因について)

### 前 篇 強度の検討並びに原因の推定

去る2月上旬佐久間ダム建設工事において、仮排水路工事に使用していたバッチャープラントが突然倒壊した。倒壊するような構造物には何か構造の欠陥があるのではなからうかと考え、当所において強度計算を行った。



第 1 図 倒壊したものと同型のバッチャープラント

### 第1節 事故概要

日 時 昭和29年2月8日 13時40分頃  
場 所 静岡県磐田郡佐久間村 佐久間発電所建設工事仮排水路工事現場

死 傷 者 死者8名，負傷者4名

倒壊状況 前記時刻頃休憩で作業を一時中止していたとき、突然上方よりセメント、骨材等が落下し始め、小時間の後大音響とともにプラントが倒壊した。

倒壊方向はほぼ山手(西)から川手(東)へ向つている。

註 第2図において

東	側面図の右，平面図の下
南	正面図の左，平面図の左
西	側面図の左，平面図の上
北	正面図の右，平面図の右
山手	西
川手	東
上流	北
下流	南

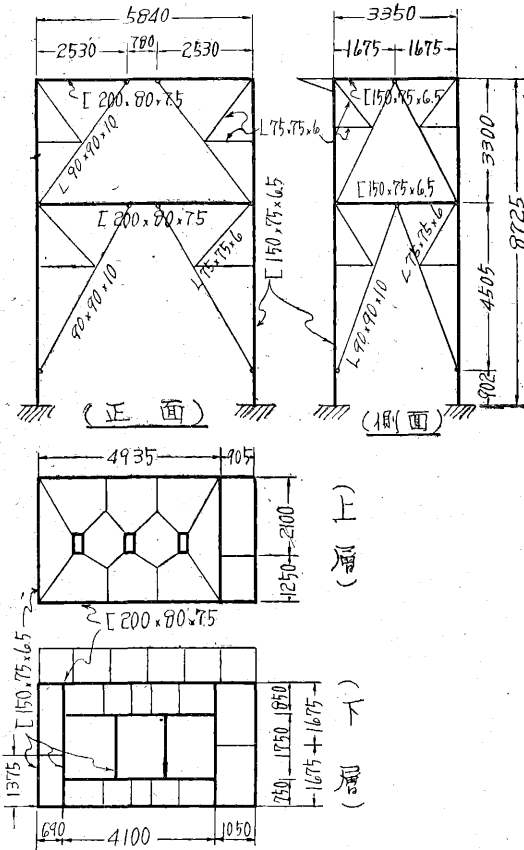
浜松監督署の報告によれば、東南隅及び西北隅の柱の基礎ボルトがちぎれたり抜けたりしていたとのことである。又上層にあつたビン及び下層にあつたホットバーはともに大して変形、損傷を受けず、ビンの北辺を支えていた小梁(L90×90×10)が一部折損したのが見られたとのことである。又調査したところでは、基礎コンクリートには全然異常はなかつた。基礎及び最下層床面は全体



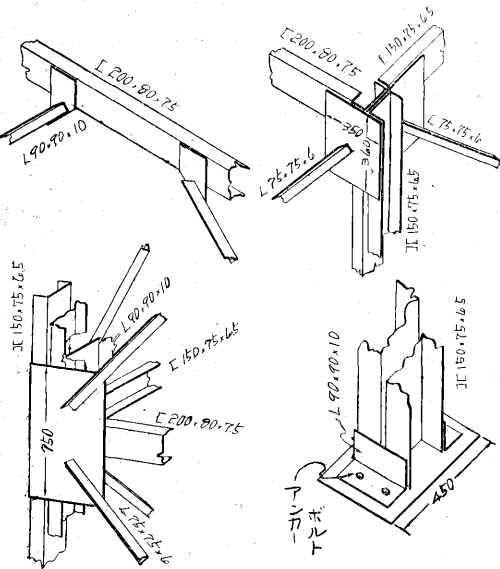
が一体となったコンクリートで出来ている。

## 第2節 バッチャープラントの構造

大略の構造は第2図の正面、側面、上層平面及び下層



第2図



第3図

平面図に示している。第3図には接合点及び基礎の詳細を示した。

## 第3節 載荷荷重

上層には骨材ビン及び水槽が、下層にはホッパー、骨材スケール、水量計、セメント投入口、ベンチレータ、ブラケット及び梯子がのつている。

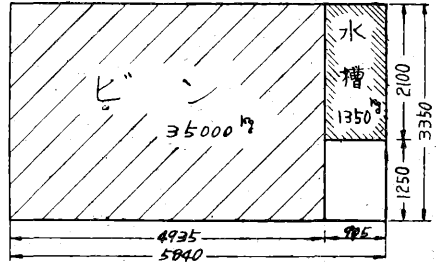
又ハツパの震動、地震等による水平荷重としては、上記重量の20%に相当する水平力を考慮する。

なお荷重の詳細については§4.1及び§5.1を参照のこと。

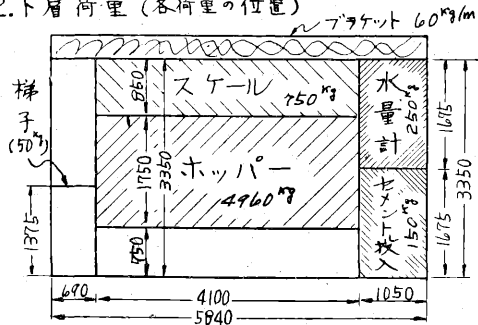
## 第4節 垂直荷重に対する各部材応力

### §4.1 荷重の配分

#### 1. 上層荷重 (各荷重の位置)



#### 2. 下層荷重 (各荷重の位置)



第4図

#### 1. 上層荷重 (第4図-1参照)

- a 床組自重
- b 骨材ビン ..... 35,000kg
  - i ビン自重 ..... 2,000kg
  - ii 大砂利, 小砂利, 砂 ..... 30,000kg
  - iii その衝撃 ..... 3,000kg
- c 水槽 ..... 1,350kg
  - i 水槽自重 ..... 250kg
  - ii 水 ..... 1,000kg
  - iii その衝撃 ..... 100kg

#### 2. 下層荷重 (第4図-2参照)

d 床組自重

e ホツパー .....4,960kg

i ホツパー自重 .....1,000kg

ii 大砂利, 小砂利, 砂 .....3,600kg

iii その衝撃 .....360kg

f スケール .....750kg

g 水量計 .....250kg

h セメント投入口及びベンチレータ .....150kg

i ブラケット .....60kg/m

j 梯子 .....50kg

平面分布荷重の四辺への分配は通常用いられている方法(即ち長辺へは梯形領域, 短辺へは三角形領域の荷重を分担させる)をとつた。

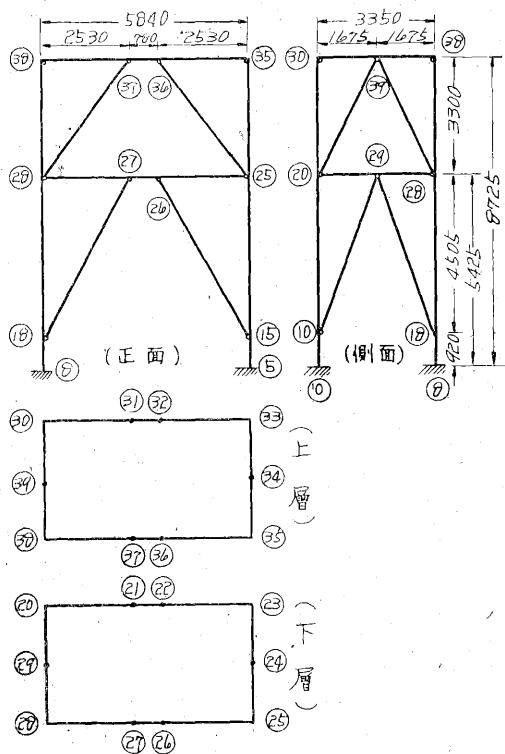
これらの各荷重を各大梁に分担させると第5図のようになる。なお梁の番号及び格点の番号は第6図を参照のこと。

§4.2 計算方針

計算のために構造を第6図のように仮定した。即ち各部材は鉸で結合し, 柱及び大梁は一本の通つた部材である。したがつて斜材は軸力だけしか受けないが, 柱及び梁は曲げモーメントをも受けるわけである。なお格点番号及び寸法も同時に第6図に示した。

第6図の側面図に示す架構は一般に6次の不静定である。しかし不静定解法に通常用いられている仮定(即

ち, 曲げモーメントによる部材の撓み以外の部材変形は微小なので無視するという仮定)をそのまま踏襲すれば



第6図

上層	下層
<p>30B33</p>	<p>20B28</p>
<p>33B34</p>	<p>23B25</p>
<p>30B33</p>	<p>20B28</p>
<p>30B25</p>	<p>28B25</p>

第5図

問題は大大簡単になる。

即ち部材の長さに変化がなく, 構造が左右対称であるから, 格点は10, 29, 18を除き他はすべて移動しない。したがつて大梁30B33は二連々続梁と考えられる。一方, 格点10及び18が左右に拮がることにより格点29は沈下するが, その量が僅かであるから, これも又無視すれば(このための誤差は1/140)20B28も二連々続梁と見做すことができる。柱は立てた状態の一端固定の二連々続梁で, 30B33及び20B28の支点反力に相当する軸力と, 斜材に押されて生ずる曲げモーメントを受ける。一方斜材は前記大梁の支点反力に相当する軸力を受ける。

このようにして架構を部材毎に分解しその各々に生ずる軸力及び曲げモーメントを算定すれば, 容易に架構の応力が解ける。

第6図の正面図に示す架構についてもほぼ同様であるが, この場合は荷重が左右対称でなければ大梁(三連々続梁)を支える左右の斜材の軸力に相違ができて, その差

に対応する水平力によつて水平移動を起さなければならなくなるので、後から補正をしなければならぬ。しかし補正による水平移動は極めて僅かであるから、水平移動を無視した補正即ち左右の斜材の軸力が等しくなるような補正を行つても差し支えない。(この場合の誤差は

$\frac{1}{3000}$ である)

### § 4.3 各部位に生ずる曲げモーメントその他

§ 4.1 の荷重によつて各部位に軸力、曲げモーメント等が生ずるのであるが、第1表は大梁について、第2表は柱について、第3表は斜材についてこれらを一括して

第 1 表 垂直荷重によつて梁に生ずる曲げモーメントその他

		(正)				(正)			(反)				(反)		
		Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ	Λ
		30	31	32	33	33	32	35	35	36	37	38	38	39	30
		20	21	22	23	23	24	25	25	26	27	28	28	29	20
支点曲げ モーメント (kg・m)	上層	-1809 -1703				略			-1532 -1632				-447		
	下層	- 490 - 412				略			- 332 - 408						
スパン最大 曲げモーメン ト(kg・m)	上層	(M <sub>32-162.5</sub> ) 1440 1513 2075				略			(M <sub>36-162.5</sub> ) 1349 1273				223		
	下層	(M <sub>20-69.0</sub> ) 640		(M <sub>22-148.0</sub> ) 836		略			(M <sub>28-148.0</sub> ) 752		(M <sub>28-67.0</sub> ) 574				
軸力 (kg) (正張力) (負圧力)	上層	-11	-4374	-11		0.5	0.5		-8	-3975	-8		0	0	
	下層	4407	3883	4407		122	122		3998	3625	3998		678	678	
支点反力 (kg)	上層	2992	5691	5691	2372	187	474	7	2020	5175	5175	2727	800	2667	800
	下層	954	933	933	861	47	156	122	742	663	663	837	18	90	9

表の値は第5図の荷重に対して 23 ページの § 1.4 及び 26 ページの § 3.4 の式より求めたものである。

第 2 表 垂直荷重によつて柱に生ずる曲げモーメントその他

柱の番号	支点モーメント (kg・m)		水平反力 (kg)		軸力 (kg)	垂直反力 (kg)
	正面	側面	正面	側面		
35> 25> 15 ← 5 //	5C <sub>35</sub>		8	- 0.5	- 2027	
	27	- 2	- 31	2	- 8210	
	- 75	5			- 8952	
	247	-16	-349	23		8952
38> 28> 18 ← 8 //	8C <sub>38</sub>		- 8	- 0.3	- 3527	
	- 27	- 1	31	1	-10890	
	75	3			-11598	
	-247	- 9	349	13		11598
30> 20> 10 ← 0 //	0C <sub>30</sub>		- 11	0.3	- 3792	
	- 38	- 1	43	1	-11780	
	105	3			-12758	
	-348	- 9	492	13		12758
33> 23> 13 ← 3 //	3C <sub>33</sub>		11	0.5	- 2559	
	38	2	- 43	- 2	- 9394	
	-105	- 5			-10450	
	348	16	-492	-23		10450

表の値は第5図の荷重に対して24ページの § 1.6 及び28ページの § 3.6 の式より求めたものである。

第3表 垂直荷重によつて斜材に生ずる軸力

圧縮材		正面	側面
上層	31D20・32D23	-7171kg	-1498kg -266〃
	37D28・36D23	-6520〃	
	30D28・39D20		
	34D25・34D23		
下層	21D10・22D13	-1070kg	-48kg -83〃
	27D18・26D15	-761〃	
	29D18・29D10		
	24D15・24D13		

表の値は第5図の荷重に対して23ページの§1.5及び28ページの§3.5の式より求めたものである。

数表化したものである。

### 第5節 水平荷重に対する各部材応力

#### §5.1 荷重の配分

水平荷重としては、前節の各垂直荷重の20%のものが各々の重心に働くものとする。

先ず上層に作用する水平荷重の合力の重心を求める。水平荷重の合力の重心と垂直荷重の合力の重心とは同一のものであるが、上層にかかる垂直荷重を配分したものが、前節において各柱の軸力として表わされているから、これを合成すれば重心が求まる。即ち重心の二つの水平距離がわかるわけである。一方重心の垂直距離は上層面から下方へ15cmと計算された。

下層に作用する水平荷重の合力の重心についても、同様にして二つの水平距離が求まり、垂直距離は下層面下5cmと算定された。このように層面下にある合成水平荷重は『層と柱との交点に働くところの、柱の軸力の20%

第4表 正面方向の水平荷重

作用点	水平荷重		垂直方向 偶力
	梁, 載荷重	柱, 斜材	
上層	30	2163kg	97kg 64kg
	33	1679〃	
	35	1488〃	
	38	2007〃	
下層	20	388kg	7kg 5kg
	23	384〃	
	25	302〃	
	28	313〃	
最下層	10		40kg 〃 〃 〃
	13		
	15		
	18		

第5表 側面方向の水平荷重

作用点	水平荷重		垂直方向 偶力
	梁, 載荷重	柱, 斜材	
上層	30	2163kg	187kg 143kg
	38	2007〃	
	33	1697〃	
	35	1489〃	
下層	20	388kg	11kg 10ke
	28	313〃	
	23	384〃	
	25	302〃	
最下層	10		40kg 〃 〃 〃
	18		
	13		
	15		

に相当する水平力と、層面に対して合成水平力のなすモーメント等量な垂直方向の偶力』となつて架構に作用する。第4表は正面方向に、第5表は側面方向に水平荷重が働くときの格点に作用する力である。なお、水平荷重の場合には、大梁は架構応力の他に直接的な水平荷重をも受ける。このときの荷重は前節に示した各大梁の分担する垂直荷重の20%とする。

#### §5.2 計算方針

水平荷重に対する側面図の架構の解法においても、垂直荷重の場合と同じ仮定を設ければ問題は簡単になる。即ち部材の長さに変化がなく対称構造であるから、左右の斜材は等量逆向きの軸力を受け、左右の柱は同型の変形をなし、上部格点(基礎定着点以外の格点)は相対変位しないのであるから、上部構造がそのまま基礎に対して水平変位を起した状態を考慮すればよいことになる。したがつて一端固定の三連々続梁と考えられる柱において、固定端を他の三支点に対して相対変位させた場合の応力を解き、その支点反力が実は水平荷重及び斜材軸力の水平分力と等価的なものであるとして解けばよい。

一方正面図の架構についても近似的に同様なことが云える。(その誤差については§4.2参照)

なお、大梁は直接的な水平荷重をも受けるのであるが、この場合、斜材は有効に働かないので、大梁は柱で支えられた単純梁と考えなければならない。

#### §5.3 水平荷重によつて各部材に生ずる曲げモーメントその他

第6表は正面方向の水平荷重によつて、第7表は側面方向の水平荷重によつて柱に生ずる曲げモーメント、軸力等を一括して数表化したものである。第8表は梁について、第9表は斜材について、水平荷重による曲げモーメント、軸力等を一括数表化したものである。

第6表 正面方向水平荷重によつて柱に生ずる曲げモーメントその他

柱の番号	水平反力 (kg)	支点モーメント (kg·m)	軸力 (kg)	垂直反力 (kg)
30>	1915			
20>	575	-133	-250	
10>	-2490	460	-3443	
0	-2399	-1747	-7953	7953
33>	1915		250	
23>	575	-133	3443	
13>	-2490	460	7953	
3	2399	-1747		-7953
35>	1736		237	
25>	522	-121	3023	
15>	-2257	418	7043	
5	2178	-1586		-7043
38>	1736		-237	
28>	522	-121	-3023	
18>	-2257	418	-7043	
8	2178	-1586		7043

水平荷重の方向は正の位置で右から左へ働くものとする。表の値は第4表の荷重に対して30ページの§4.1の式より求めたものである。

第7表 側面方向水平荷重によつて柱に生ずる曲げモーメントその他

柱の番号	水平反力 (kg)	支点モーメント (kg·m)	軸力 (kg)	垂直反力 (kg)
30>	2067			
20>	592	-142	-187	
10>	-2659	491	3871	
0	2559	-1863	12451	-12451
33>	1583		-143	
23>	549	-114	2962	
13>	-2132	395	9841	
3	2059	-1499		-9841
35>	1583		143	
25>	549	-114	-2962	
15>	-2132	395	-9841	
5	2059	-1499		9841
38>	2067		187	
28>	592	-142	-3871	
18>	-2659	491	-12451	
8	2559	-1863		12451

水平荷重の方向は正の位置で左から右へ働くものとする。表の値は第5表の荷重に対して25ページの§2.3の式より求めたものである。

第8表 水平荷重によつて梁に生ずる曲げモーメントその他

	(正)				(正)			(反)				(反)		
	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	30	31	32	33	33	34	35	35	36	37	38	38	39	30
支点曲げモーメント (kg·m)														
上層	-878		878					762		-762				
下層	-1524		1524					1358		-1358				
スパン最大曲げモーメント (kg·m)														
上層	-878		878					762		-792				
下層	-1524		1524					1358		-1358				
軸力 (kg)														
上層 (正張力)	1915	0	-1915		-1583	1583		-1736	0	+1736		2067	-2067	
下層 (負圧力)	2490	0	-2490		-2132	2132		-2257	0	+2257		2659	-2659	
支点反力 (kg)														
上層	-347	2597	-2597	347				301	-2257	2257	-301			
下層	-602	4510	-4510	602				537	-4020	4020	-537			
スパン最大曲げモーメント (kg·m)														
上層				(M <sub>32-162-5</sub> ) ※ 1443		※ 77		(M <sub>36-162-5</sub> ) ※ 1302					※ 358	
下層				(M <sub>22-148-0</sub> ) ※ 363		※ 35		(M <sub>23-148-0</sub> ) ※ 289					※ 13	

水平荷重の方向は、正面では正の位置で右から左へ、側面では正の位置で左から右へ働くものとする。※は直接水平荷重によつて梁が水平に撓む場合である。算式は25ページの§2.3及び30ページの§4.1を参照のこと。

第9表 水平荷重によつて塗材に生ずる軸力

	圧縮材	引張材	正面	側面
上層	31D <sub>20</sub>	32D <sub>23</sub>	±4146kg	±4571kg ±3501kg
	37D <sub>28</sub>	36D <sub>25</sub>	±2853kg	
	39D <sub>28</sub>	39D <sub>20</sub>		
	34D <sub>25</sub>	34D <sub>23</sub>		
下層	21D <sub>10</sub>	22D <sub>13</sub>	±5173kg	±9154kg ±7339kg
	27D <sub>18</sub>	26D <sub>15</sub>	±4610kg	
	29D <sub>18</sub>	29D <sub>10</sub>		
	24D <sub>15</sub>	24D <sub>13</sub>		

水平荷重の方向は、正面では右から左に、側面では左から右へ働くものとする。  
算式は 25 ページの § 2.3 及び 30 ページの § 4.1 を参照のこと。

### 第6節 危険断面における応力度

#### § 6.1 垂直荷重だけの場合

垂直荷重だけを考慮したときの大梁、柱及び斜材の各危険断面における応力度は次のようになる。

##### 1. 梁<sub>30</sub>B<sub>33</sub>に於ける格点 31

- N = 4374kg .....軸力
- M = 1809kg・m .....曲げモーメント
- A = 31.3cm<sup>2</sup> .....断面積
- Z = 194.9cm<sup>3</sup> .....断面係数
- σ = 1065kg/cm<sup>2</sup>

##### 2. 柱<sub>0</sub>C<sub>30</sub>における格点 0

- N = 12758kg
- M<sub>x</sub> = 348kg・m .....正面方向
- M<sub>y</sub> = 9kg・m .....側面方向
- A = 47.4cm<sup>2</sup>
- Z<sub>x</sub> = 47.3cm<sup>3</sup> .....正面方向
- Z<sub>y</sub> = 230.4cm<sup>3</sup> .....側面方向
- σ = 276kg/cm<sup>2</sup>

##### 3. 斜材<sub>31</sub>D<sub>20</sub>及び<sub>32</sub>D<sub>23</sub>

- N = 7171kg
- A = 17.0cm<sup>2</sup>
- l = 415.7cm .....斜材長
- i = 2.71cm .....回転半径
- λ = 153.4 .....長柱比
- ω = 3.922 .....挫屈係数
- σ = 1654kg/cm<sup>2</sup>

#### § 6.2 垂直荷重と正面方向水平荷重が累積した場合

##### 1. 柱<sub>0</sub>C<sub>30</sub>の格点 0

- N = 20711kg
- M<sub>x</sub> = 2095kg・m
- M<sub>y</sub> = 9kg・m

$$A = 47.4\text{cm}^2$$

$$Z_x = 47.3\text{cm}^3$$

$$Z_y = 230.4\text{cm}^3$$

$$\sigma = 4856\text{kg/cm}^2$$

##### 2. 斜材<sub>31</sub>D<sub>20</sub>

$$N = 11317\text{kg}$$

$$l = 415.7\text{cm}$$

$$A = 17.0\text{cm}^2$$

$$i = 2.71\text{cm}$$

$$\lambda = 153.4$$

$$\omega = 3.922$$

$$\sigma = 2611\text{kg/cm}^2$$

#### § 6.3 垂直荷重と傾面方向水平荷重が累積した場合

##### 1. 梁<sub>30</sub>B<sub>33</sub>における32点から33点へ向つて、162.5cmの点

$$N = 1904\text{kg}$$

$$M_z = 2075\text{kg}\cdot\text{m} \dots\dots\dots\text{垂直方向}$$

$$M_y = 1433\text{kg}\cdot\text{m} \dots\dots\dots\text{水平方向}$$

$$A = 31.3\text{cm}^2$$

$$Z_z = 194.9\text{cm}^3 \dots\dots\dots\text{垂直方向}$$

$$Z_y = 30.75\text{cm}^3 \dots\dots\dots\text{水平方向}$$

$$\sigma = 5785\text{kg/cm}^2$$

##### 2. 斜材<sub>29</sub>D<sub>18</sub>

$$N = 9202\text{kg}$$

$$l = 480.6\text{cm}$$

$$i = 2.71\text{cm}$$

$$\lambda = 177.4$$

$$\omega = 5.245$$

$$\sigma = 2839\text{kg/cm}^2$$

#### § 6.4 構造上の弱点

前述の結果より、この構造物は垂直荷重に対しては殆ど欠点らしいものは見当たらない。強いて云えば上層の斜材の断面が少々小さいと思われる程度である。

ところがこれに水平荷重が加わると（即ち横振れが生ずると）柱の定着部及び上層のピンを受けている大梁（特に小梁との接合点）に著しい弱点が露呈する。結局この構造は横振れを余り考慮したものとは考えられないようである。

### 第7節 原因の推定並びに対策

#### § 7.1 原因の推定

前節において著しい構造上の欠陥が分つたからと云つて、それが直ちに倒壊の原因だとは断定できない。計算上の荷重はあくまでも想定したものであつて、現実にはそれだけの荷重が作用したという事実がなければ、前記の計算には現実の意味がない。

しかし浜松監督署の調査及び現場の技術者から得た資

料を綜合すると、これに近い荷重が作用していたという  
ことを裏付けるものがある。

即ち、垂直荷重としては、少くとも計算荷重の70~80  
%の荷重が常に作用し、水平荷重としては、近距離にお  
ける大量のハツパ使用により相当激しい人工地震を受け  
ていたようである。(註、該プラントは仮排水路隧道上  
にあり、その位置からせいぜい30~50m程度離れたと  
ころで、日に2回の使用量が250kgもある大量のハ  
ツパが隧道掘さくで使用されていたことから、相当大き  
な震動を受けていたことが想像される。)

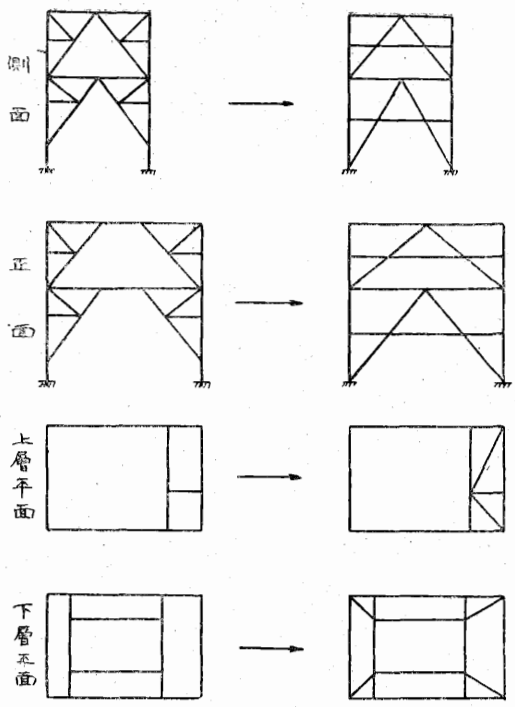
したがって、前記の弱点における応力度は破壊強度に  
達しないまでも、降伏点を超えていたものであることは  
想像に難くない。このような大きな応力度を繰返して受  
けているうちに破壊したのではなかろうかと想像される。

或は今回の事故がたまたま別の原因、例へば組立ボルト  
が外れて部材の結合が破れた、或は現場組立において  
孔が合わないで、バカ孔を開けたため有効断面が少く  
なっていた等であつたとしても、このような弱点のある  
構造物を使用するという事は、安全の見地ばかりでな  
く、技術的に云つても感心したものでなことは明らか  
である。

§ 7.2 対 策

該プラントの当面の補強策及び一般的対策としては、

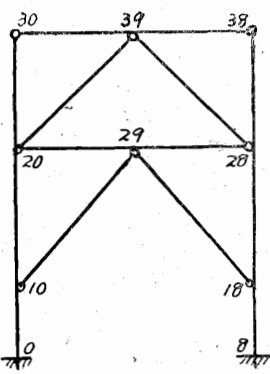
1. 下層の斜材は柱の下端まで延ばす。
2. 正面方向の架構における斜材は、同一点で梁と結  
び付ける。
3. 左右の柱及び左右の斜材は1本の通つた水平材で  
連結する。



第 7 図

4. 水平架構を床面に設ける。
5. バツチャープラントの発注者は、現場の要求を充  
分考慮した仕様書を作成し、これによつてメーカー  
に発注し、仕様書に合格したものを納入させる。
6. バツチャープラントの使用に当つては、設計荷重  
を超えた無理な状態で使用しないように注意し、定  
期的に細部の点検を行う。などが挙げられる。

中 篇 算 式 の 誘 導



第 1 章 側面方向の架構の解法

第 1 節 垂直荷重の場合

§ 1.1 架構の構造

構造は、左図に示すように、各部材は鉸で結合され、  
柱及び梁は1本の通つた部材である。

この構造は厳密に云えば6次の不静定であるが、§ 1.2  
で示す仮定を設ければ、対称構造であることから、近似  
的に4次の不静定と見做すことができる。

§ 1.2 仮 定

- i 部材の変形は曲げモーメントによる撓みだけを考  
慮し、他は微小なので無視する。
- ii 格点10と18との距離は不変と見做す。〔註1〕で述

べるようにこの仮定を設けても誤差は $1/142$ 程度である。

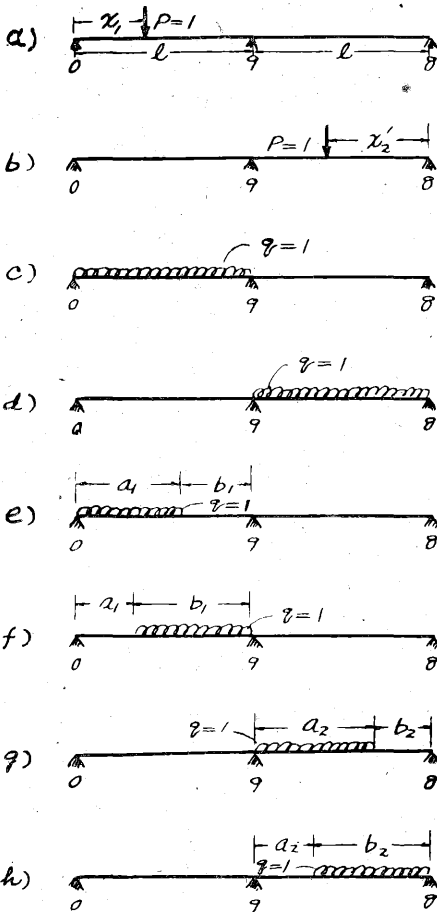
### § 1.3 架構解法の概要

以上のような仮定の下では、

- i) 梁  ${}_{30}B_{38}$  及び  ${}_{20}B_{28}$  はスパン上の垂直荷重に対して二連々続梁として働く。
- ii) 斜材は上記の梁の支点反力に対応する軸力を受けその大きさは対称構造であることから左右同大である。
- iii) 柱  ${}_{0}C_{30}$  及び  ${}_{8}C_{38}$  は上記支点反力に相当する軸力及び斜材軸力の垂直成分に相当する軸力を受ける他に、斜材軸力の水平成分に対しては、立つた恰好の一端固定の二連々続梁として働く。

### § 1.4 梁 ${}_{30}B_{38}$ 及び ${}_{20}B_{28}$ の応力算定

支点モーメント  $M_9$

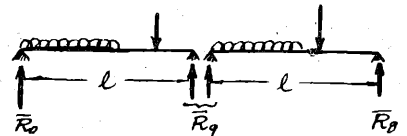


a)  $M_9 = -\frac{l}{4} \left( \frac{x_1}{l} - \frac{x_1^3}{l^3} \right)$   
 b)  $M_9 = -\frac{l}{4} \left( \frac{x'_2}{l} - \frac{x'^2_2}{l^3} \right)$   
 c)  $M_9 = -\frac{l^2}{16}$

d)  $M_9 = -\frac{l^2}{16}$   
 e)  $M_9 = -\frac{a_1^2}{16} \left( 2 - \frac{a_1^2}{l^2} \right)$   
 f)  $M_9 = -\frac{b_1^2}{16} \left( 1 + \frac{a_1}{l} \right)^2$   
 g)  $M_9 = -\frac{a_2^2}{16} \left( 1 + \frac{b_2}{l} \right)^2$   
 h)  $M_9 = -\frac{b_2^2}{16} \left( 2 - \frac{b_2^2}{l^2} \right)$

支点反力  $R_0$ ,  $R_9$  及び  $R_8$

$R_0$ ,  $R_9$  及び  $R_8$  を単純梁と考えたときの反力とすれば



$R_0 = \bar{R}_0 + \frac{M_9}{l}$   
 $R_9 = \bar{R}_9 - \frac{2M_9}{l}$   
 $R_8 = \bar{R}_8 + \frac{M_9}{l}$

任意断面の曲げモーメント

単純梁としての曲げモーメントを第1スパン(左スパン)について  $\bar{M}_{x_1}$  とし第2スパンについて  $\bar{M}_{x_2}$  とすれば第1スパンの任意の点  $x_1$  における曲げモーメント  $M_{x_1}$  は

$M_{x_1} = \bar{M}_{x_1} + \frac{x_1}{l} M_9$

同様に第2スパンの任意の点  $x_2$  における曲げモーメント  $M_{x_2}$  は

$M_{x_2} = \bar{M}_{x_2} + \frac{x'_2}{l} M_9$

なお以上の他に梁  ${}_{30}B_{38}$  は後述 § 1.6 の柱の水平反力  $H_{30}$  及び  $H_{38}$  に相当する力を受ける。これが即ち  ${}_{30}B_{38}$  の軸力である。又  ${}_{20}B_{28}$  は § 1.5 の斜材軸の水平成分に相当する力と、§ 1.6 の  $H_{20}$  及び  $H_{28}$  を受ける。これが即ち  ${}_{20}B_{28}$  の軸力である。

### § 1.5 斜材軸力の算定

左右対称構造であるので、左右の斜材軸力は等しい。

${}_{39}D_{20}$  及び  ${}_{39}D_{28}$  の軸力

$N(39, 20) = N(39, 28) = \frac{R_{39}}{2\sin\theta_2}$

但し  $\theta_2$  は斜材の傾角

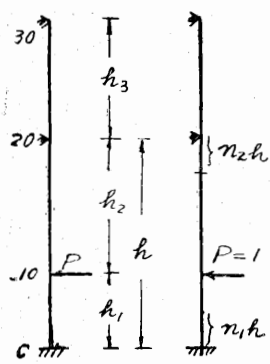
${}_{29}D_{10}$  及び  ${}_{29}D_{18}$  の軸力

$N(29, 10) = N(29, 18) = \frac{R_{29}}{2\sin\theta_1}$

但し  $\theta_1$  は斜材の傾角



§ 1.6 柱<sub>0</sub>C<sub>30</sub>及び<sub>8</sub>C<sub>38</sub>の応力算定



柱は左図のように一端固定の二連々続梁と考えられる。このときの外力は、斜材<sub>29</sub>D<sub>10</sub>及び<sub>29</sub>D<sub>18</sub>の水平分力である。

即ち 
$$P = \frac{R_{29}}{2} \cot \theta_1$$

いまスパン (0, 20) の定点距離をそれぞれ  $n_1h$  及び  $n_2h$  とすれば

$$n_1 = \frac{1}{3}$$

$$n_2 = \frac{1}{3 + \frac{2h_3}{h}}$$

又  $r_1 = \frac{h_1}{h}$ ,  $r_2 = \frac{h_2}{h}$  但し  $r_1 + r_2 = 1$  とすれば

P=1 のときの支点モーメントは

$$M_0 = -\frac{r_1 r_2 h}{1 - n_1 - n_2} \{ n_1 (1 + r_2) - 3n_1 n_2 \}$$

$$M_{20} = -\frac{r_1 r_2 h}{1 - n_1 - n_2} \{ n_2 (1 + r_1) - 3n_1 n_2 \}$$

$$M_{30} = 0$$

P=1 のときの荷重点の曲げモーメントは

$$M_{10} = r_1 r_2 h + r_2 M_0 + r_1 M_{20}$$

P=1 のときの水平反力は

$$H_0 = r_2 + \frac{M_{20} - M_0}{h}$$

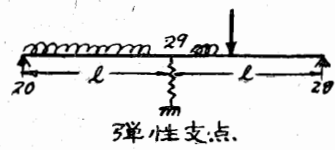
$$H_{20} = r_1 + \frac{M_0 - M_{20}}{h} - \frac{M_{20}}{h_3}$$

$$H_{30} = \frac{M_{20}}{h_3}$$

なお、以上の他に <sub>0</sub>C<sub>30</sub> は <sub>30</sub>B<sub>33</sub> の支点反力に相当する力  $R_{30}$ , <sub>20</sub>B<sub>28</sub> の支点反力に相当する力  $R_{20}$  及び <sub>39</sub>D<sub>20</sub> の軸力の垂直成分に相当する力  $\frac{R_{39}}{2}$ , <sub>29</sub>D<sub>10</sub> の軸力の垂直成分に相当する力  $\frac{R_{29}}{2}$  をそれぞれ格点 30, 20 及び 10 に受ける。これが柱の軸力である。

柱 <sub>8</sub>C<sub>38</sub> については左右対称構造であるため、同じ大きさの逆向きのものを考えればよいことになる。

【註1】 <sub>20</sub>B<sub>28</sub> の支点29の反力



左図において、支点29の反力を X とすれば次の弾性方程式を得る。

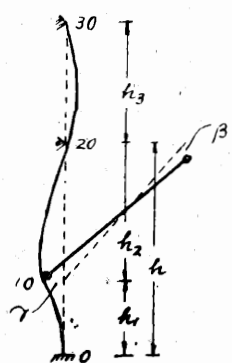
$$\delta - X \cdot \alpha = X \cdot \beta \dots\dots\dots(A)$$

但し  $\delta$  は <sub>20</sub>B<sub>28</sub> を単純梁と見做したときの中点29の撓み。  
 $\alpha$  は上記単純梁の中点29に  $P=1$  なる荷重を働かせたときの同点の撓み。  
 $\beta$  はバネに  $P=1$  なる荷重を働かせたときのバネの縮み。

さて、(A)式の $\alpha$ は

$$\alpha = \frac{l^3}{6EJ_1} \dots\dots\dots(B)$$

但し  $J_1$  は梁の断面二次モーメント



一方左図において、点28が $\beta$ 沈下したのに対応して、点10が左へ $\gamma$ 移動したものとすると、斜材の長さは不変であるから

$$h_2 \cdot \beta = l \cdot \gamma$$

しかるに $\gamma$ は点10に

$$P = \frac{1}{2} \cdot \frac{l}{h_2}$$

なる水平力が働いて柱に生じた撓みである。

よつて

$$\gamma = \frac{l}{2h_2} \cdot \frac{h^3 r_1^2 r_2^2}{3EJ_2} (1-\zeta)$$

但し

$$\zeta = \frac{1}{2(1-n_1-n_2)} \{ n_1(1+r_2)^2 + n_2(1+r_1)^2 \}$$

$$n_1 = \frac{1}{3} \quad n_2 = \frac{1}{3 + \frac{2h_3}{h}}$$

$$r_1 = \frac{h_1}{h}, \quad r_2 = \frac{h_2}{h}, \quad r_1 + r_2 = 1$$

$J_2$  は柱の断面二次モーメント

よつて

$$\beta = \frac{l^2}{2h_2^2} \cdot \frac{h^3 r_1^2 r_2^2}{3EJ_2} (1-\zeta) \dots\dots\dots(C)$$

(C) ÷ (B)

$$\frac{\beta}{\alpha} = \frac{J_1}{J_2} \cdot \frac{h_1^2}{hl} (1-\zeta) \dots\dots\dots(D)$$

(D)式において

$$J_2 = 2J_1$$

$$h_1 = 92.0\text{cm}$$

$$h_2 = 450.5\text{cm}$$

$$h_3 = 330.0\text{cm}$$

$$l = 167.5\text{cm}$$

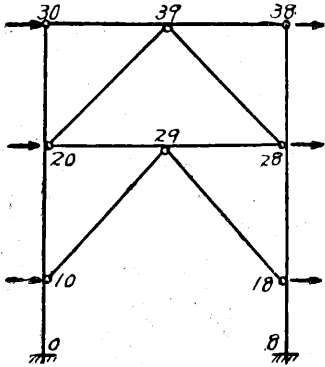
と置けば  $\frac{\beta}{\alpha} = \frac{1}{142}$

(A)式より

$$\therefore X = \frac{142}{143} \cdot \frac{\delta}{\alpha}$$

即ち、支点29の反力は、沈下を無視した（二連々続梁と見做した）場合よりも  $\frac{1}{143}$  だけ小さくなる。云い換れば沈下を無視したときの誤差は  $\frac{1}{143}$  である。（註1おわり）

第2節 水平荷重の場合



§2.1 構造及び解法上の仮定  
 架構の構造及び計算上の仮定は前節の § 1.1, § 1.2 と全く同様である。

§2.2 架構解法の大要

§ 1.2 の仮定の下では

i 水平荷重によって生ずる左右の柱の変形は全く同じである。したがつ

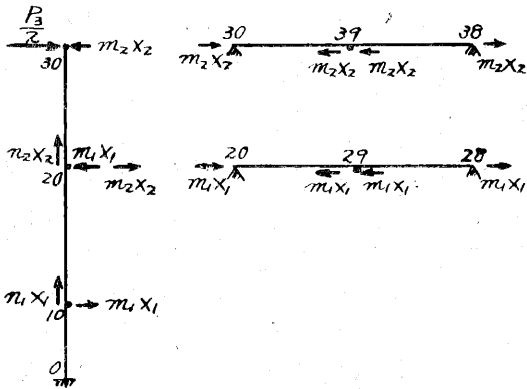
て水平荷重は左右の柱がその  $\frac{1}{2}$  ずつ負担する。

ii 左右の斜材には等量の逆向きの軸力が生ずる。

iii 上部格点（0, 8 以外の点）の間には相対変位はないが、基礎に対しては一樣に水平移動する。

ということが云えることになり問題が大分簡単になる。

さて次に架構を各部材に分解し、各々の受ける力を分析すると次図のようになる。但しこの図では水平荷重



は上層に  $P_3$  なる荷重が左から右に働いている場合であるが、下層に働く場合も同様である。

なお、図中において

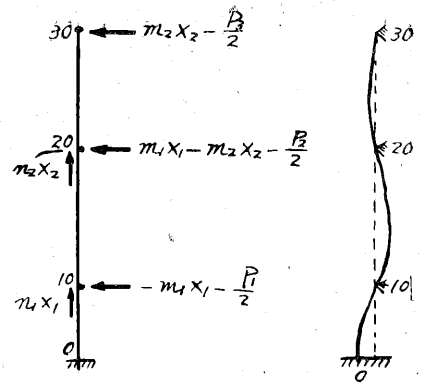
$X_1$  は下層の斜材の軸力で左では正、右では負である。

$X_2$  は上層の斜材の軸力で左では正、右では負である。

$m_1, m_2$  はそれぞれの斜材の水平方向係数である。

$n_1, n_2$  はそれぞれの斜材の垂直方向係数である。

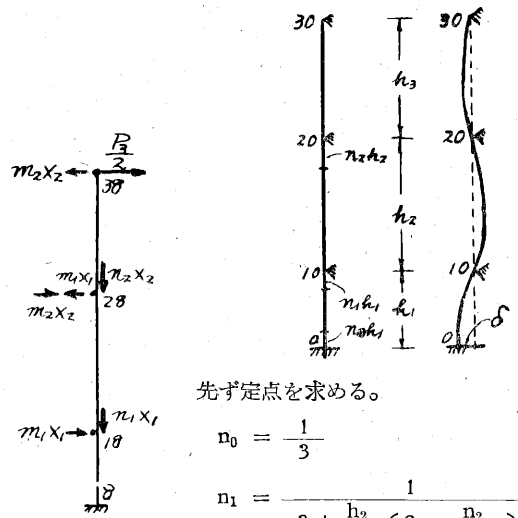
さて柱以外は軸力しか受けないのでしばらく置いて、柱に作用する力を一括すると次図のようになる。但し荷重は上層に  $P_3$ 、下層に  $P_2$ 、最下層に  $P_1$  がそれぞれ左から右へ働くものとする。



そこで問題は上図のような力を受けた柱の点10, 20及び30が0に対して一樣な水平変位をする（10, 20及び30の間での相対変位は零）ように  $X_1$  及び  $X_2$  を定めればよいことになる。

これは別の見方をすれば、下図のような連続梁の固定支点0だけを左に移動させたときの応力状態を求めればよいことになる。次に定点法でこの応力状態を解く。

§ 2.3 架構応力解法



先ず定点を求める。

$$n_0 = \frac{1}{3}$$

$$n_1 = \frac{1}{3 + \frac{h_2}{h_1} \left( 2 - \frac{n_2}{1 - n_2} \right)}$$

$$n_2 = \frac{1}{3 + \frac{2h_3}{h_2}}$$

0 支点が他の支点に対して  $\delta$  左に移動したときの応力状態を解くのであるが、この時の支点モーメントを  $X_0$ 、 $X_{10}$  及び  $X_{20}$  とすれば、先ず次の弾性方程式を得る。

$$\frac{1 - n_0}{n_0} X_0 + X_{10} = -\frac{6EJ}{h_1^2} \delta$$

$$X_0 + \frac{1 - n_1}{n_1} X_{10} = \frac{6EJ}{h_1^2} \delta$$

$$\frac{6EJ}{h_1^2} \delta = 1 \text{ のときの解を求めれば}$$

$$\bar{X}_0 = -\frac{n_0}{1-(n_0+n_1)}$$

$$X_{10} = \frac{n_1}{1-(n_0+n_1)}$$

したがって  $X_{20} = -\frac{n_2}{1-n_2} \cdot X_{10}$

おなじく  $\frac{6EJ}{h_1^2} \delta = 1$  のときの 0 点の水平反力を  $Y_0$  とすれば

$$Y_0 = \frac{X_{10} - X_0}{h_1} = \frac{1}{h_1} \cdot \frac{n_0+n_1}{1-(n_0+n_1)}$$

しかるに一方、架構にそれぞれ  $P_1, P_2$  及び  $P_3$  が働いたときの 0 点の水平反力は  $H_0 = \frac{P_1}{2} + \frac{P_2}{2} + \frac{P_3}{2}$  であるが、 $Y_0$  と  $H_0$  の対比は他の部分の各応力にも適用できるので、次の比例式から支点モーメントを求めることができる。

$$\frac{H_0}{Y_0} = \frac{M_0}{X_0} = \frac{M_{10}}{X_{10}} = \frac{M_{20}}{X_{20}}$$

$$\therefore M_0 = \frac{H_0}{Y_0} \cdot X_0 = -\frac{n_0}{n_0+n_1} \cdot \frac{P_1+P_2+P_3}{2} \cdot h_1$$

$$M_{10} = \frac{H_0}{Y_0} \cdot X_{10} = \frac{n_1}{n_0+n_1} \cdot \frac{P_1+P_2+P_3}{2} \cdot h_1$$

$$M_{20} = -\frac{n_2}{1-n_2} \cdot M_{10}$$

又各支点の水平反力は

$$H_{10} = -m_1 X_1$$

$$H_{20} = m_1 X_1 - m_2 X_2$$

$$H_{30} = m_2 X_2$$

であるが、これは次式より求めることができる。

$$H_{10} - \frac{P_1}{2} = \frac{M_0 - M_{10}}{h_1} + \frac{M_{20} - M_{10}}{h_2}$$

$$H_{20} - \frac{P_2}{2} = \frac{M_{10} - M_{20}}{h_2} - \frac{-M_{20}}{h_3}$$

$$H_{30} - \frac{P_3}{2} = \frac{M_{20}}{h_3}$$

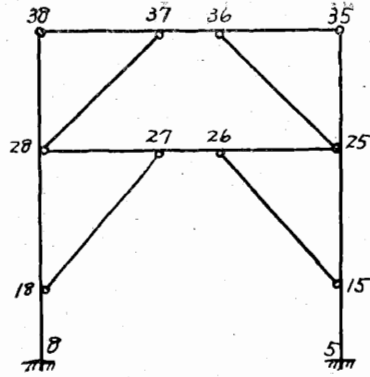
水平反力が求まればそれより  $m_1 X_1$  及び  $m_2 X_2$  を求めることができる。このようにして水平荷重に対する柱の各応力が求まれば、その中の  $X_1$  及び  $X_2$  が斜材の軸力であり、 $-m_1 X_1$  或は  $m_1 X_1$  が 20B28 の軸力であり、 $-m_2 X_2$  及び  $m_2 X_2$  が 30B38 の軸力であることから、架構の応力はすべて求めることができるわけである。

## 第2章 正面方向の架構の解法

### 第3節 垂直荷重の場合

#### § 3.1 架構の構造

構造は次図に示すように、各部材は鉸で結合され、柱及び梁は一本の通つた部材である。殆ど前章の側面の架構と同じ構造であるが、左右の斜材が各々別の点で梁を支えている（梁は三連々続梁となる）ところが、前章の場合と違っている。



#### § 3.2 仮定

計算上の仮定は § 1.2 に示したものと全く同じである。

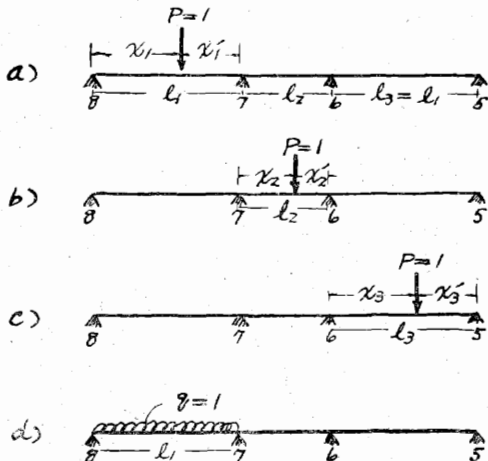
#### § 3.3 架構解法の大要

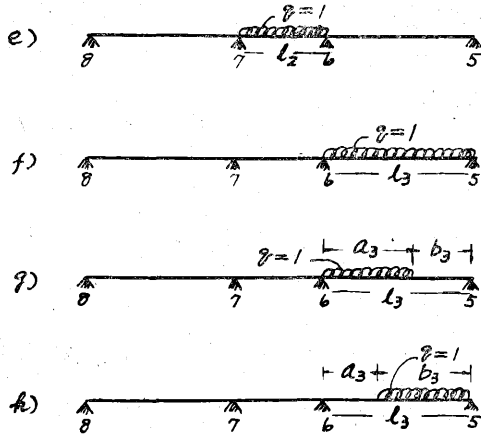
柱及び斜材に対する応力解法は全く前章の側面方向の架構と同じであるが、梁は多少違うので梁についてその解き方の大要を述べる。梁 33B35 及び 23B25 はスパン上の垂直荷重に対しては三連々続梁として働くのであるが、一般にスパン上の荷重は左右対称でない故に、中間の二つの支点反力は左右異なる。ということは左右の斜材軸力に差があることである。したがって梁はその差に対応した水平力を受けることになり、水平に移動しなければならないのであるが、実際は殆ど移動しない。（移動を無視してもその誤差は  $1/3000$  程度でもある。詳しくは註 2 参照）したがって二つの中間支点反力を左右等しくするように後から補正しなければならない。

支点反力を補正した後に、柱及び斜材の応力算定を行うのであるが、この方法は前章の § 1.5 及び § 1.6 と全く同様である。

#### § 3.4 梁 33B36 及び 23B25 の応力算定

補正前の支点モーメント  $M_7$  及び  $M_6$





$$k = \frac{l_1}{l_2} = \frac{l_3}{l_2} \quad N = 4(k+1)^2 - 1$$

$$a) \begin{cases} M_7 = -\frac{2(k+1)k}{N} \cdot l_1 \cdot \omega_1 \\ M_6 = \frac{k}{N} \cdot l_1 \cdot \omega_1 \end{cases}$$

$$\text{但し } \omega_1 = \frac{x_1}{l_1} - \frac{x_1^3}{l_1^3}$$

$$b) \begin{cases} M_7 = \frac{l_2}{N} [-2(k+1)\omega'_2 + \omega_2] \\ M_6 = \frac{l_2}{N} - [2(k+1)\omega_2 + \omega'_2] \end{cases}$$

$$\text{但し } \omega_2 = \frac{x_2}{l_2} - \frac{x_2^3}{l_2^3}$$

$$\omega'_2 = \frac{x'_2}{l_2} - \frac{x'_2{}^3}{l_2^3}$$

$$c) \begin{cases} M_7 = \frac{k}{N} \cdot l_3 \cdot \omega'_3 \\ M_6 = -\frac{2(k+1)k}{N} \cdot l_3 \cdot \omega'_3 \end{cases}$$

$$\text{但し } \omega'_3 = \frac{x'_3}{l_3} - \frac{x'_3{}^3}{l_3^3}$$

$$d) \begin{cases} M_7 = -\frac{(k+1)k}{2N} \cdot l_1^2 \\ M_6 = \frac{k}{4N} \cdot l_1^2 \end{cases}$$

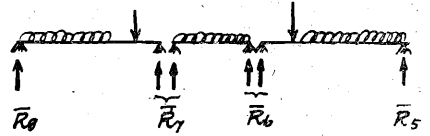
$$e) M_7 = M_6 = -\frac{2k+1}{4N} \cdot l_2^2$$

$$f) \begin{cases} M_7 = \frac{k}{4N} \cdot l_3^2 \\ M_6 = -\frac{(k+1)k}{2N} \cdot l_3^2 \end{cases}$$

$$g) \begin{cases} M_7 = \frac{k}{4N} \cdot a_3^2 \cdot (1 + \frac{b_3}{l_3})^2 \\ M_6 = -\frac{2(k+1)k}{N} \cdot a_3^2 \cdot (1 + \frac{b_3}{l_3})^2 \end{cases}$$

$$h) \begin{cases} M_7 = \frac{k}{4N} \cdot b_3^2 \cdot (2 - \frac{b_3^2}{l_3^2}) \\ M_6 = -\frac{2(k+1)k}{N} \cdot b_3^2 \cdot (2 - \frac{b_3^2}{l_3^2}) \end{cases}$$

補正前の支点反力



$\bar{R}_0, \bar{R}_7, \bar{R}_6$ 及び $\bar{R}_5$ を単純梁としての反力とすれば

$$\begin{cases} R_3 = \bar{R}_8 + \frac{M_7}{l_1} \\ R_7 = \bar{R}_7 - \frac{M_7}{l_1} + \frac{M_6 - M_7}{l_2} \\ R_6 = \bar{R}_6 + \frac{M_7 - M_6}{l_2} - \frac{M_6}{l_3} \\ R_5 = \bar{R}_5 + \frac{M_6}{l_3} \end{cases}$$

支点反力の補正量 $\Delta R$ は

$$\begin{aligned} \Delta R &= \frac{R_7 - R_6}{2} \\ &= \frac{\bar{R}_7 - \bar{R}_6}{2} - \frac{M_7}{2l_1} + \frac{M_6 - M_7}{l_2} + \frac{M_6}{l_3} \end{aligned}$$

上式において  $l_1 = l_3$  であれば

$$\Delta R = \frac{\bar{R}_7 - \bar{R}_6}{2} + \frac{M_6 - M_7}{2l_1} + \frac{M_6 - M_7}{l_2}$$

支点モーメントの補正量 $\Delta M$ は

$$\begin{aligned} \Delta M &= -\frac{l_1 \cdot l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot \Delta R \\ &= \frac{M_7 - M_6}{2} - \frac{l_1 \cdot l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot \frac{\bar{R}_7 - \bar{R}_6}{2} \end{aligned}$$

補正後の支点モーメント

$$\begin{cases} M_7^* = M_7 - \Delta M \\ = \frac{M_7 + M_6}{2} + \frac{l_1 \cdot l_2}{l_1 + l_2 + l_3} + \frac{\bar{R}_7 - \bar{R}_6}{2} \\ M_6^* = M_6 + \Delta M \\ = \frac{M_7 + M_6}{2} - \frac{l_1 \cdot l_2}{l_1 + l_2 + l_3} - \frac{\bar{R}_7 - \bar{R}_6}{2} \end{cases}$$

補正後の支点反力

$$\begin{cases} R_8^* = R_8 + \frac{l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot \Delta R \\ = \bar{R}_8 + \frac{l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot \frac{\bar{R}_7 - \bar{R}_6}{2} + \frac{M_7 + M_6}{2l_1} \\ R_7^* = R_6^* = R_7 - \Delta R = R_6 + \Delta R \\ = \frac{\bar{R}_7 + \bar{R}_6}{2} - \frac{M_7 + M_6}{2l_1} \\ R_5^* = R_5 - \frac{l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot \Delta R \\ = \bar{R}_5 - \frac{l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot \frac{\bar{R}_7 - \bar{R}_6}{2} + \frac{M_7 + M_6}{2l_1} \end{cases}$$

なお、以上の他に 38B35 は §3.5 の斜材軸力の水平分力に相当する力及び §3.6 の柱の水平反力  $H_{39}$  及び  $H_{38}$  に相当する力を受ける。これが即ち 38B35 の受ける軸力である。同様に 28B25 も斜材軸力の水平分力に相当する軸力と、柱の水平反力に相当する軸力を受ける。

§ 3.5 斜材の軸力

37D<sub>28</sub> 及び 33D<sub>25</sub> の軸力

$$N(37, 28) = N(36, 25) = \frac{R_{37}^*}{\sin \theta_4} = \frac{R_{36}^*}{\sin \theta_4}$$

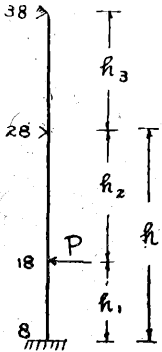
但し  $\theta_4$  は斜材の傾角

27D<sub>18</sub> 及び 26D<sub>15</sub> の軸力

$$N(27, 18) = N(26, 15) = \frac{R_{27}^*}{\sin \theta_3} = \frac{R_{26}^*}{\sin \theta_3}$$

但し  $\theta_3$  は斜材の傾角

§ 3.6 柱 8C<sub>38</sub> 及び 5C<sub>35</sub> の応力算定



応力の算定方法は前章の § 1.6 と全然同様である。

$$P = R_{27}^* \cot \theta_3$$

$$n_1 = \frac{1}{3}, n_2 = \frac{1}{3 + \frac{2h_3}{h}}$$

$$r_1 = \frac{h_1}{h}, r_2 = \frac{h_2}{h}, r_1 + r_2 = 1$$

支点モーメント

$$M_8 = -\frac{r_1 \cdot r_2 \cdot h}{1 - (n_1 + n_2)} \cdot \{n_1(1 + r_2) - 3n_1n_2\} \cdot P$$

$$M_{28} = -\frac{r_1 \cdot r_2 \cdot h}{1 - (n_1 + n_2)} \cdot \{n_3(1 + r_1) - 3n_1n_2\} \cdot P$$

荷重点の曲げモーメント

$$M_{18} = r_1 r_2 h P + r_2 M_8 + r_1 M_{28}$$

水平支点反力

$$H_8 = r_2 P + \frac{M_{28} - M_8}{h}$$

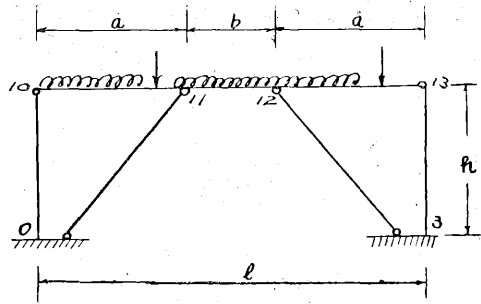
$$H_{28} = r_1 P + \frac{M_8 - M_{38}}{h} - \frac{M_{28}}{h_3}$$

$$H_{38} = \frac{M_{28}}{h_3}$$

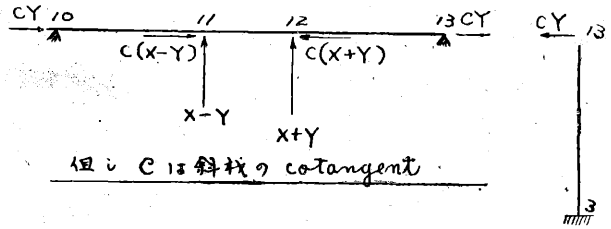
なお、以上の他に 8C<sub>38</sub> は 38B<sub>35</sub> の支点反力  $R_{38}^*$ , 28B<sub>25</sub> の支点反力  $R_{28}^*$  及び 37D<sub>28</sub> の軸力の垂直分力, 及び 27D<sub>18</sub> の軸力の垂直分力を夫々格 38, 28 及び 18 に受ける。これが即ち 8C<sub>38</sub> の軸力である。

柱 5C<sub>35</sub> は 8C<sub>38</sub> と対称であるから, 8C<sub>38</sub> の場合と大きさ等しく逆向きの場合を考えればよい。

【註 2】 次図のような架構の解法



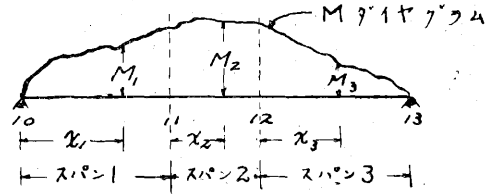
1) 不静定量及び静定系



但し C は斜材の cotangent

不静定量を X 及び Y とし, 架構を 図のように分解する。これは即ち静定系を二つの片持梁 (柱) 及び一つの単純梁に選んだことである。

a 垂直荷重による単純梁 10B<sub>13</sub> の曲げモーメント



b X 及び Y による 10B<sub>13</sub> の曲げモーメント

スパン 1  $-Xx_1 + Y \frac{b}{l} - x_1$

スパン 2  $-Xa + Y (\frac{ab}{l} + \frac{bx_2}{l} - x_2)$

スパン 3  $-Xx_3 - Y \frac{b}{l} - x_3$

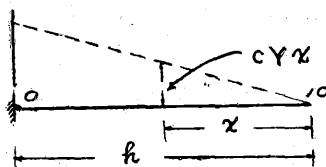
c 10B<sub>13</sub> の全曲げモーメント

スパン 1  $M_1 - Xx_1 + Y \frac{b}{l} - x_1$

スパン 2  $M_2 - Xa + Y (\frac{ab}{l} + \frac{bx_2}{l} - x_2)$

スパン 3  $M_3 - Xx_3 - Y \frac{b}{l} - x_3$

d 柱 0C<sub>10</sub> 及び 3C<sub>13</sub> の曲げモーメント



2) 弾性エネルギー及び弾性方程式

曲げによる弾性エネルギーの総和を  $\Phi$  とし, Castigliano 最小働きの原理を用いて弾性方程式を立てる。

i)  $\frac{1}{2} \frac{\delta\Phi}{\delta X}$

a  ${}_{10}B_{13}$  のスパン1.  $1/EJ_1$  を略す。

$$\int_0^a (M_1 - Xx_1 + Y \frac{b}{l} x_1) (-x_1) dx_1$$

$$= - \int_0^a M_1 x_1 dx_1 + X \frac{a^3}{3} - Y \frac{b}{l} \frac{a^3}{3}$$

b  ${}_{10}B_{13}$  のスパン2.  $1/EJ_1$  は略す。

$$\int_0^b \left\{ M_2 - Xa + Y \left( \frac{ab}{l} + \frac{bx_2}{l} - x_2 \right) \right\} (-a) dx_2$$

$$= -a \int_0^b M_2 dx_2 + Xa^2 b$$

c  ${}_{10}B_{13}$  のスパン3.  $1/EJ_1$  は略す

$$\int_0^a (M_3 - Xx_3 - Y \frac{b}{l} x_3) (-x_3) bx_3 dx_3$$

$$= - \int_0^a M_3 x_3 dx_3 + X \frac{a^3}{3} + Y \frac{b}{l} \frac{a^3}{3}$$

d  ${}_{0}C_{10}$  及び  ${}_{3}C_{13}$

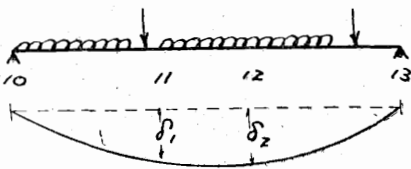
ともに0

$$\frac{1}{2} \frac{\delta\Phi}{\delta X} = 0 \text{ とおけば}$$

$$X \left( -\frac{2}{3} a^3 + a^2 b \right)$$

$$= \int_0^a M_1 x_1 dx_1 + a \int_0^b M_2 dx_2 + \int_0^a M_3 x_3 dx_3$$

しかるに上式の右辺は  ${}_{10}B_{13}$  を単純梁としたときの垂直荷重による点11及び12の撓み  $\delta_1$  及び  $\delta_2$  の和の  $EJ_1$  倍である。



$$\therefore X \left( -\frac{2}{3} a^3 + a^2 b \right) = EJ_1 (\delta_1 + \delta_2) \dots \dots \dots (1)$$

ii)  $\frac{1}{2} \cdot \frac{\delta\Phi}{\delta Y}$

a  ${}_{10}B_{13}$  のスパン1.  $1/EJ_1$  は略す

$$\int_0^a (M_1 - Xx_1 + Y \frac{b}{l} x_1) \left( \frac{b}{l} x_1 \right) dx_1$$

$$= \frac{b}{l} \int_0^a M_1 x_1 dx_1 - X \frac{b}{l} \frac{a^3}{3}$$

$$+ Y \frac{b^2}{l^2} \frac{a^3}{3}$$

b  ${}_{10}B_{13}$  のスパン2.  $1/EJ_1$  は略す

$$\int_0^b \left\{ M_2 - Xa + Y \left( \frac{ab}{l} + \frac{bx_2}{l} - x_2 \right) \right\} \left( \frac{ab}{l} \right)$$

$$+ \frac{bx_2}{l} - x_2 \Big) dx_2$$

$$= \frac{ab}{l} \int_0^b M_2 dx_2 + \frac{b}{l}$$

$$\times \int_0^b M_2 x_2 dx_2 - \int_0^b M_2 x_2 dx_2 + Y \left( \frac{a^2 b^3}{l^2} + \frac{b^5}{3l^2} \right)$$

$$+ \frac{b^3}{3} + \frac{ab^4}{l^2} - \frac{ab^3}{l} - \frac{2b^4}{3l}$$

c  ${}_{10}B_{13}$  のスパン3.  $1/EJ_1$  は略す

$$\int_0^a (M_3 - Xx_3 - Y \frac{b}{l} x_3) \left( -\frac{b}{l} x_3 \right) dx_3$$

$$= - \frac{b}{l} \int_0^a M_3 x_3 dx_3 + X \frac{b}{l} \frac{a^3}{3}$$

$$+ Y \cdot \frac{b^2}{l^2} \cdot \frac{a^3}{3}$$

d  ${}_{0}C_{10}$  及び  ${}_{3}C_{13}$ .  $1/EJ_2$  は略す

$$2 \int_0^b (cYx) (cx) dx = Y \cdot \frac{2}{3} \cdot c^2 h^3$$

Cは斜材のcotangent

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{\delta\Phi}{\delta Y} = 0 \text{ とおけば}$$

$$Y \left( \frac{a^2 b^2}{3l} + \frac{2}{3} \cdot \frac{J_1}{J_2} \cdot c^2 h^3 \right)$$

$$= - \frac{b}{l} \int_0^a M_1 x_1 dx_1 - \frac{ab}{l} \int_0^b M_2 dx_2 - \frac{b}{l}$$

$$\int_0^b M_2 x_2 dx_2 + \int_0^b M_2 x_2 dx_2 + \frac{b}{l} \int_0^a M_3 x_3 dx_3$$

しかるに右辺は  $\delta_2 - \delta_1$  の  $EJ_1$  倍に等しい。

$$\therefore Y \left( \frac{a^2 b^2}{3l} + \frac{2}{3} \cdot \frac{J_1}{J_2} \cdot c^2 h^3 \right)$$

$$= EJ_1 (\delta_2 - \delta_1) \dots \dots \dots (2)$$

3) 弾性方程式の解

式(1)及び(2)より求めたX及びYが厳密な不静定量でこのときの支点反力は

$$R_{11} = X - Y$$

$$R_{12} = X + Y$$

となる。

さて(2)式の左辺の第2項を0と置いて求めたものは、 ${}_{10}B_{13}$  を三連連続梁とする場合に相当する。そこでこの場合のYを  $Y_1$  とすれば、 ${}_{10}B_{13}$  を三連々続梁として解いたときの支点反力は

$$R'_{11} = X - Y_1$$

$$R'_{12} = X + Y_1$$

となる。

しかしながら(2)式の左辺第2項は第1項に比べて遙かに大きいので無視できない。したがって三連々続梁として解いたものは厳密解法に比べて大分誤差がある。今実際の場合について、第2項と第1項の比を求めれば

$$\frac{2}{3} \frac{J_1}{J_2} c^2 h^3 : \frac{a^2 b^2}{3l} = 336$$

但し

$$\begin{cases} J_1 = 1949\text{cm}^4 \\ I_2 = 368.4\text{cm}^4 \\ c = 0.76667 \\ h = 3.3\text{m} \\ l = 5.84\text{m} \\ a = 2.53\text{m} \\ b = 0.78\text{m} \end{cases}$$

よつて厳密解は

$$Y \div \frac{Y_1}{337} \quad R_{11} = X - \frac{Y_1}{337} \quad R_{12} = X + \frac{Y_1}{337}$$

となる。次にもし  $R_{11} = R_{12} = X$  と近似的に置いたときの誤差はどの程度かと云えば

$$\frac{R'_{12} - R_{12}}{R_{12}} = \frac{(X+Y) - X}{X} = \frac{Y}{X} \div \frac{Y_1}{337X} \div \frac{1}{3300}$$

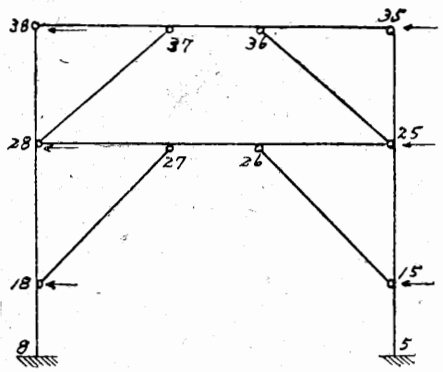
但し  $\begin{cases} Y_1 = 700\text{kg} \\ X = 7171\text{kg} \end{cases}$

即ちこの場合、不静定力は  $Y=0$  としてもほとんど誤りはない。その誤差は  $\frac{1}{3300}$  である。

したがつて実際問題としては、10B13 を先ず三連々続梁として解いて二つの中間支点反力を求め、それを平均すればよいことになる(註おわり)

#### 第4節 水平荷重の場合

##### § 4.1 構造その他



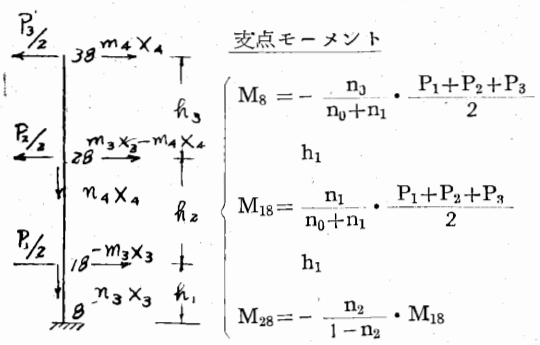
構造上の仮定及び、計算上の仮定は § 3.1 及び § 3.2 と全く同じである。したがつて架構の解法も前章の第2節と全く同様である。但し、梁は第2節の場合と違って曲げモーメントをも受ける。

##### § 4.2 8C38 及び 5C53 の応力算定

$$n_0 = \frac{1}{3}$$

$$n_1 = \frac{1}{3 + \frac{h_2}{h_1} (2 - \frac{n_2}{1 - n_2})}$$

$$n_2 = \frac{1}{3 + \frac{2h_3}{h_2}}$$



支点モーメント

$$\begin{cases} M_8 = -\frac{n_0}{n_0 + n_1} \cdot \frac{P_1 + P_2 + P_3}{2} h_1 \\ M_{18} = \frac{n_1}{n_0 + n_1} \cdot \frac{P_1 + P_2 + P_3}{2} h_1 \\ M_{28} = -\frac{n_2}{1 - n_2} \cdot M_{18} \end{cases}$$

##### 支点の水平反力

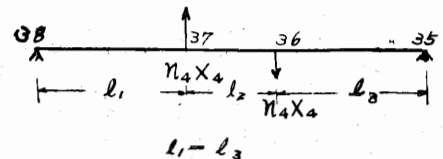
$$\begin{cases} H_8 = \frac{P_1 + P_2 + P_3}{2} \\ H_{18} = -m_3 X_3 = \frac{P_1}{2} + \frac{M_8 - M_{18}}{h_1} + \frac{M_{28} - M_{18}}{h_2} \\ H_{28} = m_3 X_3 - m_4 X_4 = \frac{P_2}{2} + \frac{M_{18} - M_{28}}{h_1} - \frac{M_8}{h_3} \\ H_{38} = m_4 X_4 = \frac{P_3}{2} + \frac{M_8}{h_3} \end{cases}$$

但し  $\begin{cases} X_3 \text{ は下層の斜材軸力で左では負、右では正} \\ X_4 \text{ は上層の斜材軸力で左では負、右では正} \\ m_3, m_4 \text{ はそれぞれ斜材の水平方向係数} \\ n_3, n_4 \text{ はそれぞれの斜材の垂直方向係数} \end{cases}$

なお 8C38 はこの他に § 4.2 の  $R_{38}$  なる軸力、 $n_4 X_4$  及び  $R_{28}$  なる軸力及び  $n_3 X_3$  なる軸力をそれぞれ格点 38, 28 及び 18 に受ける。5C53 についても全く同様である。 $m_3 X_3$  及び  $m_4 X_4$  が求めれば直ちに斜材軸力  $X_3$  及び  $X_4$  が求められる。

##### § 4.2 38B35 及び 28B25 の応力解法

##### 38B35 の支点モーメント及び反力



$$l_1 = l_3$$

$$\begin{cases} M_{37} = -\frac{l_1 l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot n_4 X_4 \\ M_{35} = \frac{l_1 l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot n_4 X_4 \\ R_{38} = -\frac{l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot n_4 X_4 \\ R_{35} = \frac{l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot n_4 X_4 \end{cases}$$

##### 28B25 の支点モーメント及び反力

$$\begin{cases} M_{27} = -\frac{l_1 \cdot l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot n_3 X_3 \\ M_{26} = \frac{l_1 \cdot l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot n_3 X_3 \\ R_{28} = -\frac{l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot n_3 X_3 \\ R_{25} = \frac{l_2}{l_1 + l_2 + l_3} \cdot n_3 X_3 \end{cases}$$

なお、梁 38B35 及び 28B25 はこの他に軸力を受けないことは前章で述べた場合と同様である。

## 後 篇 材 質 の 検 討

前篇において、力学的な見地から強度の検討を行つたのであるが、これだけではなお不十分なので材質的な検討をも行つた

試験に供した試料は、架構の主要部材である大梁（ $\square 150 \times 75 \times 6$ ）及び斜材（ $L 90 \times 90 \times 10$ ）の二箇所から、全然変形を受けていないと思われる部分を取り出したものである。

材質試験としては、引張試験、曲げ試験、衝撃試験、硬度試験、化学成分分析及び顕微鏡写真撮影を行つた。

次にその試験結果と、事故原因について材質上より見た見解を述べる。

### § 1 溝 形 鋼

抽出位置 側面架構の下層大梁（16ページ第2図）

寸法  $150 \times 75 \times 6.2$ （但し板厚  $6.2$  は  $150$  の部分の中央で測つたものである）

#### (i) 引 張 試 験

	試験片 寸 法	引張 強さ $\text{kg/mm}^2$	降伏 点 $\text{kg/mm}^2$	伸 び %
NO.1	1号	48	32	25
NO.2	1号	47	32	25
平均		48	32	25

#### (ii) 曲 げ 試 験

形鋼第2種規格（内側半径厚さの1.5倍）では割れを生じなかつた。併し密着に於ては長さ5耗以上の割れを生じた。

#### (iii) 衝 撃 試 験

	シャルピー衝撃値 $\text{kg-m/cm}^2$
NO. 1	10.6
NO. 2	10.6
NO. 3	9.7
NO. 4	9.9
平均	10.4

試料は何れも熱処理をしない素材のままである。

#### (iv) 硬 度 試 験

	ヴァイツカース硬度
素材のまま	145
$650^\circ\text{C}$ 焼鈍炉冷	127
$860^\circ\text{C}$ //	123

#### (v) 化 学 成 分

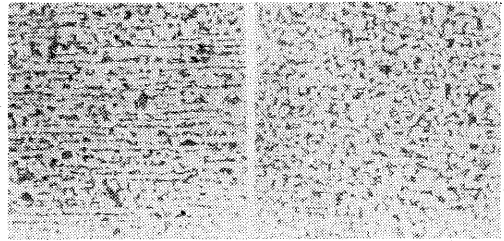
成 分	C	Si	Mn	S	P	Cu
%	0.18	0.215	0.48	0.017	0.017	0.26

#### (vi) 顕 微 鏡 組 織

この試料の顕微鏡組織は写真1及び2に示すように板厚の中央部に線状組織が認められる程度である。

写真1

写真2



板厚中央  $\times 100$

板厚端  $\times 100$

#### (vii) 試 験 結 果 の 考 察

この溝形鋼は引張り及び曲げ試験の成績からみて形鋼第2種に概当するものであるが、機械的試験、化学成分分析、顕微鏡組織等の結果に何等異常を認められない良質の圧延鋼材である。

### § 2 等 辺 山 形 鋼

抽出位置 架構の斜材（16ページ第2図）

寸法  $90 \times 90 \times 10$

#### (i) 引 張 試 験

	試験片 寸 法	引張 強さ $\text{kg/mm}^2$	降伏 点 $\text{kg/mm}^2$	伸 び %
NO.1	1号	63	39	測定せ ず
NO.2	1号	64	40	
平均		63	39	

試験の結果試料は2本とも平行部の末端Rの彎曲起部附近で切れたので、計測値は正確なものとはいえないが試料が足りなかつたのでそのままを記載した。

破断面は写真3に示すように殆んど断面収縮が認められず、破面は平である。従て伸びは測定しなかつた。

写真3





(ii) 曲げ試験

規格により板厚の1.5倍の内側半径の曲げに於いて破断した。

(iii) 衝撃試験

	シャルピー 衝撃値 kg-m/cm <sup>2</sup>
NO.1 (素材のまま)	2.5
NO.2 ( // )	2.7
平均	2.6

軟鋼材としては極めて低い値である。

(iv) 硬度試験

	ヴィツカース硬度
素材のまま	206
650°C焼鈍炉冷	182
860°C //	173

素材のままの硬度が相当高い。

(v) 化学分析

成分	C	Si	Mn	S	P	Cu
%	0.30	0.391	0.53	0.037	0.078	0.30

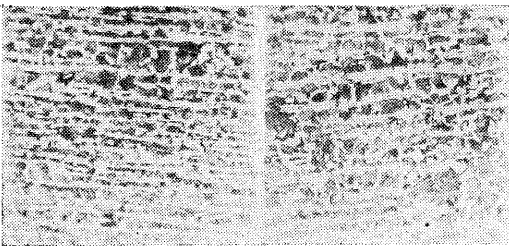
磷の含有量の多いのが特に注目される。

(vi) 顕微鏡組織

顕微鏡組織は写真4及び5に示すように全体に線状組織をなし、パーライトの結晶粒の大きなものが散在する等、平均に分布されていない。

写真4

写真5



× 100

× 100

(vii) 試験結果の考察

引張試験の結果が、その破断状況からみて正確なものではないとはいえ、化学成分に於ける炭素の含有量が、一般圧延鋼材としては多過ぎるから、引張及び硬度試験の計測値が相当高く、硬い材料であることが判る。

又磷の含有量もかなり多いので、これが各機械的試験の成績に相当影響して、いろいろな特異性が、あらわれているものと考察される。

即ち引張試験に於いて伸びや断面収縮が殆んど見られない状態で破断し、引張強さや硬度が炭素含有量に比して一般に高く、併し衝撃値は極めて低く、又曲げ試験に際して試料が破断した等の事は、この材料が極めて脆いことを明かに示しているが、これは磷の影響を大きく受けたものと考えられる。

又顕微鏡組織を見ても偏析状態や、結晶粒等に磷による欠陥があらわれている。

従つてこの材料は一般圧延鋼材としては炭素含有量が多いので、相当硬い材料であり、加えて磷の量まで多いから、この影響を受け靱性が低下して脆くなつたものである。

このような材質的欠陥のある材料は振動や衝撃荷重に対しては特に脆弱である。

§ 3 事故原因についての見解

以上の結果より、斜材には不良材が混つていることがはつきりした。もし正面架構の上層斜材もこのように衝撃及び振動に対して脆いものとすれば、ハツパによる人口地震時においてこの部分が先ず破壊したと考えられないこともない。特に斜材の midpoint (斜材と斜材プレッシングとの交点) は破損し易いように思われる。

しかし何分にも試料が少く、この試料がどの部分の斜材であつたかもはつきりしないので、これが原因だとは断定できない状態である。とは云えこのような不良材を用いたバッチャープラントは甚だ危険であるということでは云える。