富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故
調査報告書

平成２６年７月１５日

富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査委員会

富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査報告書　目次

はじめに　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　３

１　富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査委員会について　・・・・・・・　３

２　富士見市立市民総合体育館の概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　５

３　屋根崩落事故当日の気象状況と経緯について　・・・・・・・・・・・・・・　８
3.1 当日の気象状況について
3.2 当日の経緯について

４　屋根崩落の状況調査結果について　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・１０
4.1 崩落屋根の全体状況
4.2 トラス大梁の落下状況
4.3 トラス支点の損壊状況及び直交小梁の損壊状況

５　鉄骨屋根周りの工事施工状況について　・・・・・・・・・・・・・・・・・１４
5.1 現存設計図書と現況部材の比較
5.2 鉄骨部材の施工状況調査結果

６　積雪荷重について　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・１６

７　建設当時の基準・規定による構造計算書について　・・・・・・・・・・・・１７

８　トラス構成部材の限界強度から逆算される積雪荷重の限界値　・・・・・・・１８

９　屋根崩落の過程について　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・１９

10　屋根崩落事故に関する本委員会の結論　・・・・・・・・・・・・・・・・・２３

11　復旧に向けて　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・２４

謝辞　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・２４

富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査報告書　資料編目次

資料１　富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査委員会条例

資料２　富士見市立市民総合体育館竣工図（抜粋）

資料３　市民総合体育館屋根崩落前までの気象状況について

参考資料　市立市民総合体育館屋根崩落事故調査業務委託報告書
（平成２６年５月２２日　（一社）埼玉建築設計監理協会）

はじめに

平成２６年２月１５日朝、富士見市立市民総合体育館（以下「市民総合体育館」という）のメインアリーナの屋根が全面崩落する事故（富士見市立市民総合体育館メインアリーナ屋根崩落事故、以下「屋根崩落事故」という）が発生し、真の崩落原因の究明と再発を防止する施策のための提言を目的とした富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査委員会（以下「委員会」という）が組織された。

委員会は平成２６年３月１１日を第１回として合計６回開催され、現地視察のほか、設計者並びに施工者が作成した調査報告書と、富士見市が埼玉建築設計監理協会に調査を委託し、提出された報告書を精査、審議し、結論に到達したのでここに報告する。

１　富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査委員会について

富士見市が当委員会に諮問した内容は以下のとおりである。

「市民総合体育館メインアリーナ屋根全面崩落事故原因についての調査及び再発防止に係る提言、その他市長が特に必要と認める事項」

この諮問に答えるための委員会の主たる作業は、屋根の崩落は前夜からの降雪に雨が混じることによる荷重が主たる原因であることが予想されたが、その積雪は当該地でどの程度であったか、直近にはそのようなデータを記録する施設は存在しないので、周辺地域で入手可能な気象データから推測しなければならないこと、それに屋根の全面崩落がどのような経緯で生じたのかを解明することにあった。次章以下にはこれらの検討結果が述べられている。最後には市民総合体育館の再建ならびに管理体制についての提言を記してある。

なお、委員会の委員名簿と開催経過は下記のとおりである。また、委員会の設置根拠は富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査委員会条例による。（資料編の資料１参照）

委員名簿

委 員 長	髙梨　晃一	東京大学名誉教授、工学博士
副委員長	栗子　喬	一級建築士、構造設計一級建築士
委　　員	岡田　健良	一級建築士、構造設計一級建築士
委　　員	神田　廣行	一級建築士、構造設計一級建築士
委　　員	岩田　善裕	国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部基準認証システム研究室主任研究官、博士（工学）
委　　員	柿島　佳弘	埼玉県建築安全課副課長、一級建築士、建築基準適合判定資格者（※任期は平成 26 年 3 月 31 日まで）
委　　員	大森　享	埼玉県建築安全課副課長、一級建築士、建築基準適合判定資格者（※任期は平成 26 年 4 月 1 日から）

委員会開催経過

回数	開催日	内容
第１回	平成２６年３月１１日（火）	委員委嘱、諮問書の手交、委員長及び副委員長の選出、崩落事故当日の経緯や気象状況の確認など
第２回	平成２６年３月２５日（火）	崩落事故当日のアメダスデータの確認、設計業者及び施工業者による調査報告
第３回	平成２６年４月２２日（火）	委員委嘱、設計業者及び施工業者による調査報告、事故調査業務委託の中間報告
第４回	平成２６年５月２７日（火）	事故調査業務委託の報告
第５回	平成２６年７月　１日（火）	報告書（案）の検討、現地視察（委員会開催前）
第６回	平成２６年７月１５日（火）	報告書（案）の確認、答申

写真 1.1　委員会視察の様子

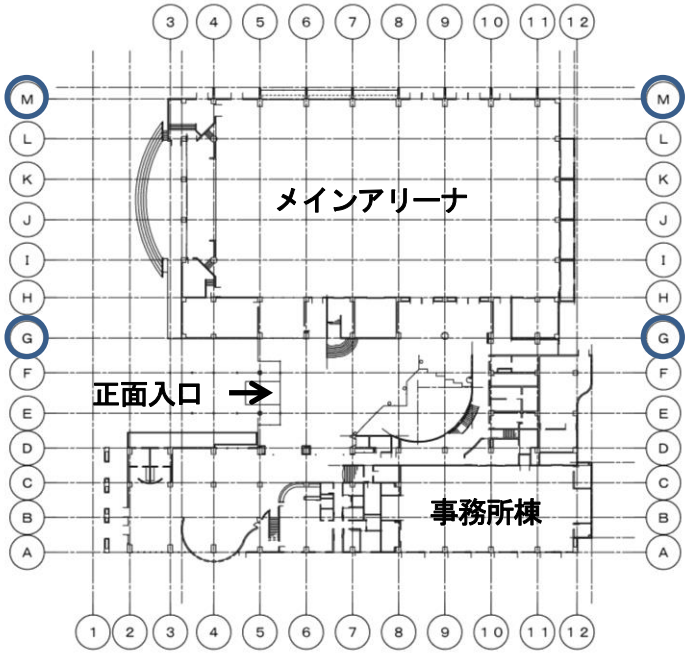
２　富士見市立市民総合体育館の概要

市民総合体育館は、平成２年１０月１０日に市役所周辺のシティゾーンの一角に開館し、だれもが手軽にスポーツを楽しめる施設として市民に利用されている。建物の概要は下記のとおりである。

・名　　称　　富士見市立市民総合体育館
・所　在　地　　富士見市大字鶴馬１８８７番地の１
・工 事 期 間　　起工　昭和６３年１２月２３日
　　竣工　平成２年６月
・開館年月日　　平成２年１０月１０日
・敷 地 面 積　　１０，４８３．４０㎡
・建 物 構 造　　鉄筋コンクリート３階建（屋根は鉄骨造り鋼板葺き仕様、屋根勾配1/75）
・建 築 面 積　　５，３９２．０９㎡
・延 床 面 積　　８，７６５．３４㎡
　　内訳）１階床面積　５，２２７．４１㎡
　　メインアリーナ・柔道場・剣道場・エントランスホール・幼児室・ステージ・ラウンジ・トイレ・事務室など
　　２階床面積　２，５０４．２４㎡
　　サブアリーナ・アスレチックジム・会議室・観覧席・更衣室・ラウンジ・トイレ・シャワー室・電気室・調整室など
　　３階床面積　１，０３３．６９㎡
　　弓道場・会議室・和室・トイレ
　　参考）メインアリーナ面積 2,047.51 ㎡（縦 34m、横 59m、高 16m）
・総 工 事 費　　２，３００，７２６，０００円
　　内訳）本体工事　１，８７５，５６０，０００円
　　備　　品　　３３０，０００，０００円
　　外構工事　　８０，７４６，０００円
　　植栽工事　　１４，４２０，０００円
・設 計 監 理　　株式会社 類設計室
・施　工　者　　株式会社 地崎工業（現在：岩田地崎建設株式会社）
・大規模改修等　　第１回大規模改修工事（平成１６年１月）
　　（１）屋上防水関係
　　①メインアリーナ上部屋根（三角屋根部分含む）
　　既存　屋根上ウレタン樹脂塗装

②その他３階上部屋根
既存　軽量コンクリートの上ゴム系シート防水
（２）外壁関係
①メインアリーナ三角屋根部分立上り部
一部既存タイル撤去後ウレタン塗膜防水
②既存タイル部　一部タイル貼り替え（浮き部）
③既存吹付部　全面複層塗材吹付（タイル部以外）
④サッシ廻り部　コーキング打ち替え
第２回大規模改修工事（平成２３年３月）
（１）屋上防水関係
①メインアリーナ棟屋根（三角屋根部分含む）
既存　折板屋根の上　ゴムアスファルト塗膜防水
（側溝部　既存の上　ゴムアスファルト塗膜防水）
②メインアリーナ棟出入口庇
既存　ゴム系シート防水撤去の上、ウレタン塗膜防水改修
ドレン
（２）外壁関係
①クラック補修（一部）
②サッシ廻りコーキング改修（一部）
（３）内部改修
①メインアリーナ床のサンダー掛け、塗装改修

・定期点検　建築基準法第１２条第１項の規定による定期調査実施
２年毎に実施（最新は平成２４年３月）
・管理体制　指定管理者による管理（管理者：公益財団法人キラリ財団）
・設計図　資料編　資料２　市民総合体育館竣工図（抜粋）　を参照
・配置図



・外 観 写 真

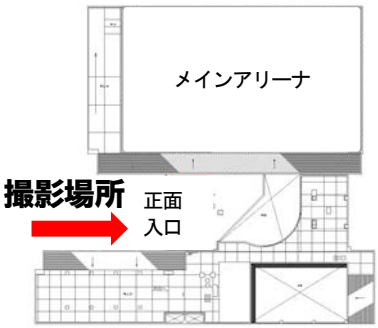


写真 2.1　市民総合体育館（外観）

・メインアリーナ内写真

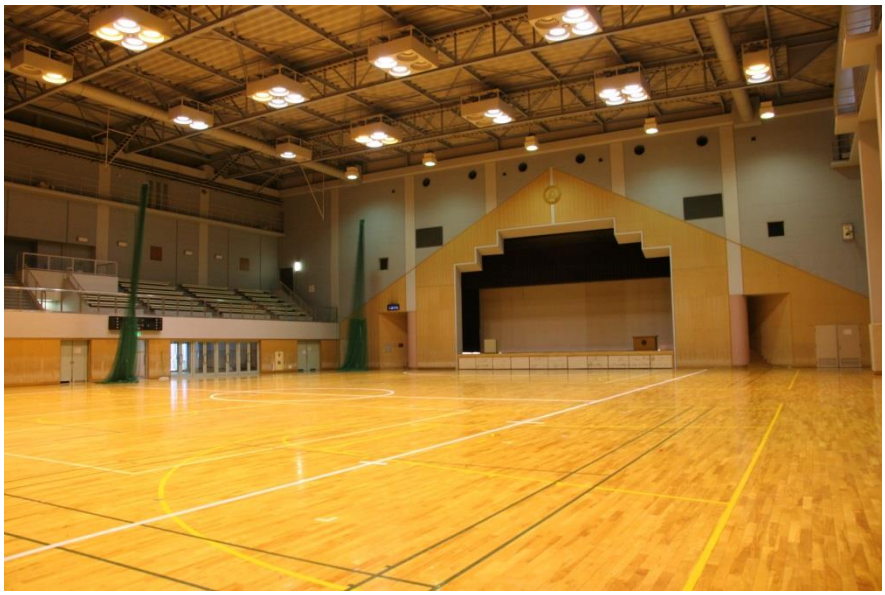


写真 2.2　市民総合体育館（メインアリーナ）

３　屋根崩落事故当日の気象状況と経緯について

3.1　当日の気象状況について

気象庁発表資料によると、２月１３日に発生した低気圧が、１６日にかけて発達しながら本州の南岸を北東へ進んだことにより、西日本から北日本の太平洋側を中心に広い範囲で雪が降り、特に１４日夜から１５日にかけて、関東甲信及び東北地方で記録的な大雪となった。

気象庁のアメダスデータ（観測地点はさいたま、さいたま市桜区の大久保浄水場）によると、２月１４日の午前８時頃から降り始め、記録的な大雪となった。富士見市には積雪量測定の基準点がないが、近隣の埼玉県朝霞県土整備事務所は３５ｃｍ、埼玉県川越県土整備事務所で３９ｃｍの積雪深と記録されている。雪は、翌２月１５日の午前５時頃から雨になり、雨は昼頃まで降り続いた。（資料編の資料３　市民総合体育館屋根崩落前までの気象状況について　参照）

3.2　当日の経緯について

２月１５日、午前７時４５分頃、市が委託する清掃業者が市民総合体育館に出勤し、指定管理者職員出勤まで外で待機をしていた。同日８時頃、清掃業者男性らが体育館で異常音を聞き、その直後「ドーン」という大音響を聞いている。その後まもなく、指定管理者職員が体育館に到着し、館内点検を行ったところ、メインアリーナ屋根全面崩落を確認した。

・施設被害状況

①メインアリーナ屋根の全面崩落

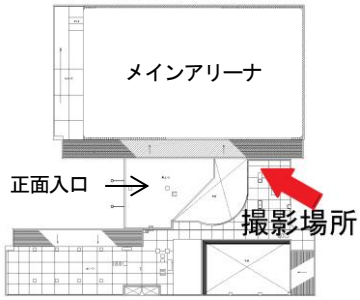


写真 3.1　被害状況

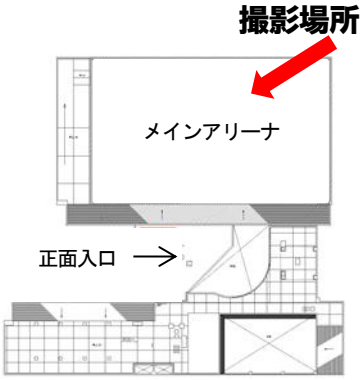


写真 3.2　被害状況

②その他被害状況

正面玄関前の掲示板（１台)、剣道場窓ガラス（１枚)、正面玄関上部（幼児室側）ガラス（一部）の破損や、職員通用口天井の崩落の被害があった。

③人的被害

開館前であり、建物内部は無人の状態であったため、人的被害はなかった。

４　屋根崩落の状況調査結果について

4.1　崩落屋根の全体状況

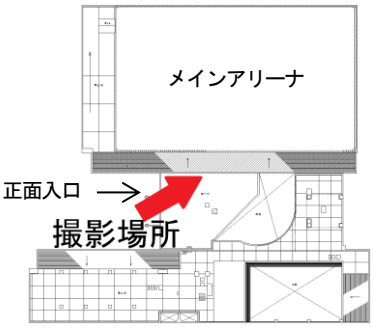


写真 4.1　被害状況

本建物の屋根架構は、５通りから１１通りまで平面トラス大梁で構成されている。G通り側の支点は、ピン支点であり、M通り側の支点はローラー支点である。G通り側の屋根には、採光および意匠要素であるトップライトが存在した。

上記の写真は落下直後の写真であるが、落下当時降り積もっていた雪が、そのままの形で残っている。

なお、状況調査結果については、埼玉建築設計監理協会の現地調査結果による。

大梁の落下位置は、M通りローラー側は柱から約３m前後離れて落下しているのに対し、G通りピン側は、壁にもたれ掛かるようにしてずれ落ちている。さらにその上部にトップライトの構造部材が覆いかぶさる形で落下している。また、全ての梁は１１通り側に移動して落下している。

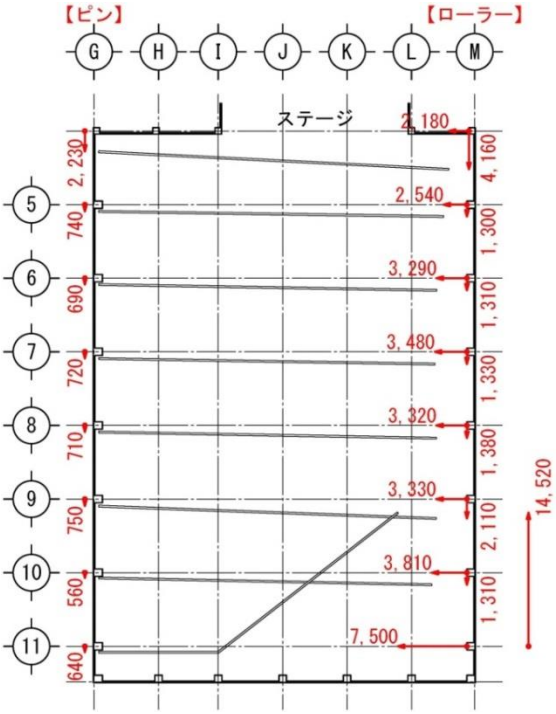


図 4.1　大梁の落下位置

4.2　トラス大梁の落下状況

スパン中央付近は上弦材･斜材･束材に多数の座屈が見られ、下弦材のウェブにも見られた。上弦材の座屈はスパン中央部の小梁間で発生しており、上弦材は“くの字”に変形していた。小梁は、ガセットプレートがちぎれて落下している箇所があった。

一方、スパン両端部にはほとんど損傷が見られなかった。

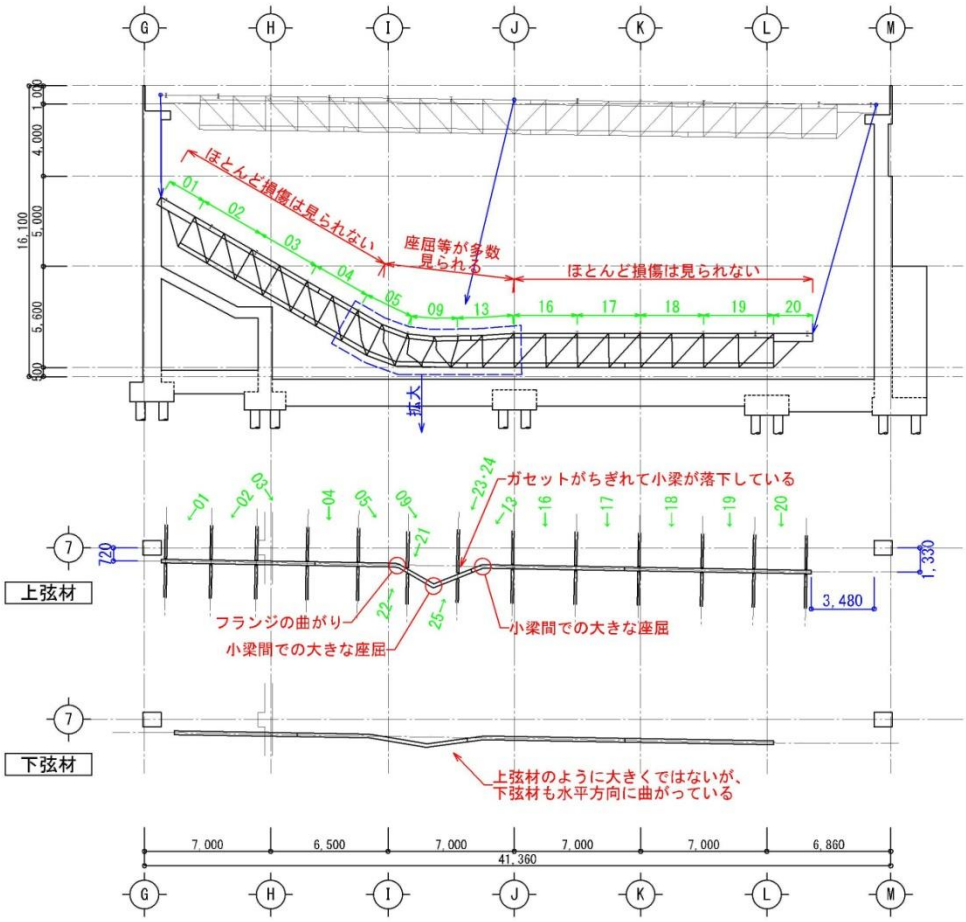


図 4.2　被害状況図

(図中の上弦材にある緑色の数字は写真番号を示す､資料編の参考資料 P. 31～33 を参照)

写真 4.2　大梁中央部

写真 4.3　上弦材の座屈

写真 4.4　小梁ｶﾞｾｯﾄﾌﾟﾚｰﾄの破損

写真 4.5　ローラー支点（6 通り）

4.3　トラス支点の損壊状況及び直交小梁の損壊状況

本建物に用いられていた支承は、ピラーユニトン支承と呼ばれる支承である。

この支承には、土台がありアンカーボルトで固定されており、各支点で損傷状況が異なる。M通り５通り支点および７通り支点では、アンカーボルトが破断する事で支承自体が落下していた。G通り５通り支点および９通り支点、M通り９通り支点では、アンカーボルトが変形し支承が移動していた。一方その他の支点では、土台などの軽微な損傷にとどまっていた。

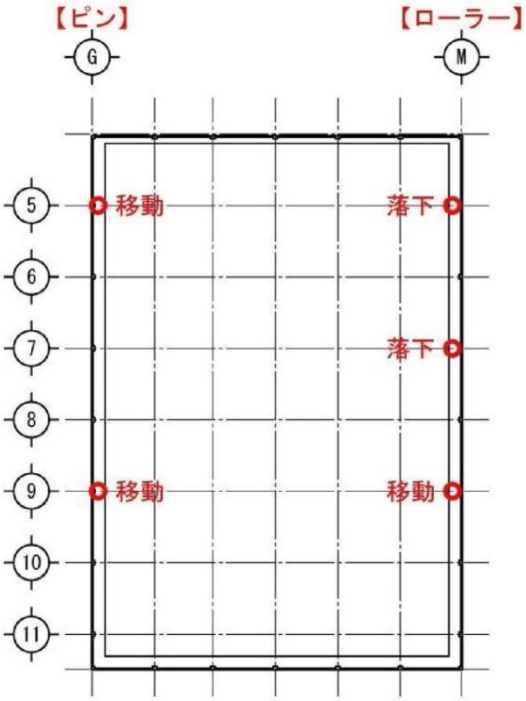


図 4.3　支点の移動・落下位置

写真 4.6　ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄの破断（M-5 通り）

（＊M-5 通りは、M 通りと５通りの交わる位置を示す）

写真 4.7　支点の移動（G-5 通り）

（＊G-5 通りは、G 通りと５通りの交わる位置を示す）

直交小梁は、ガセットプレートのちぎれ破断、ボルトの破断が見られる。小梁の調査資料を図 4.4 に示す。

図 4.4 中の赤の△および×は、小梁のガセットプレートまたはボルトが損傷している位置、小梁が落下している位置を示しており両妻側およびM通り側に多く見られる。水色の箇所は、曲げ変形による塗装の剥がれ位置を示しているが、小梁の損傷位置の傾向とほぼ同傾向にある。また青色のハッチングは、大梁上弦材の座屈位置を示している。

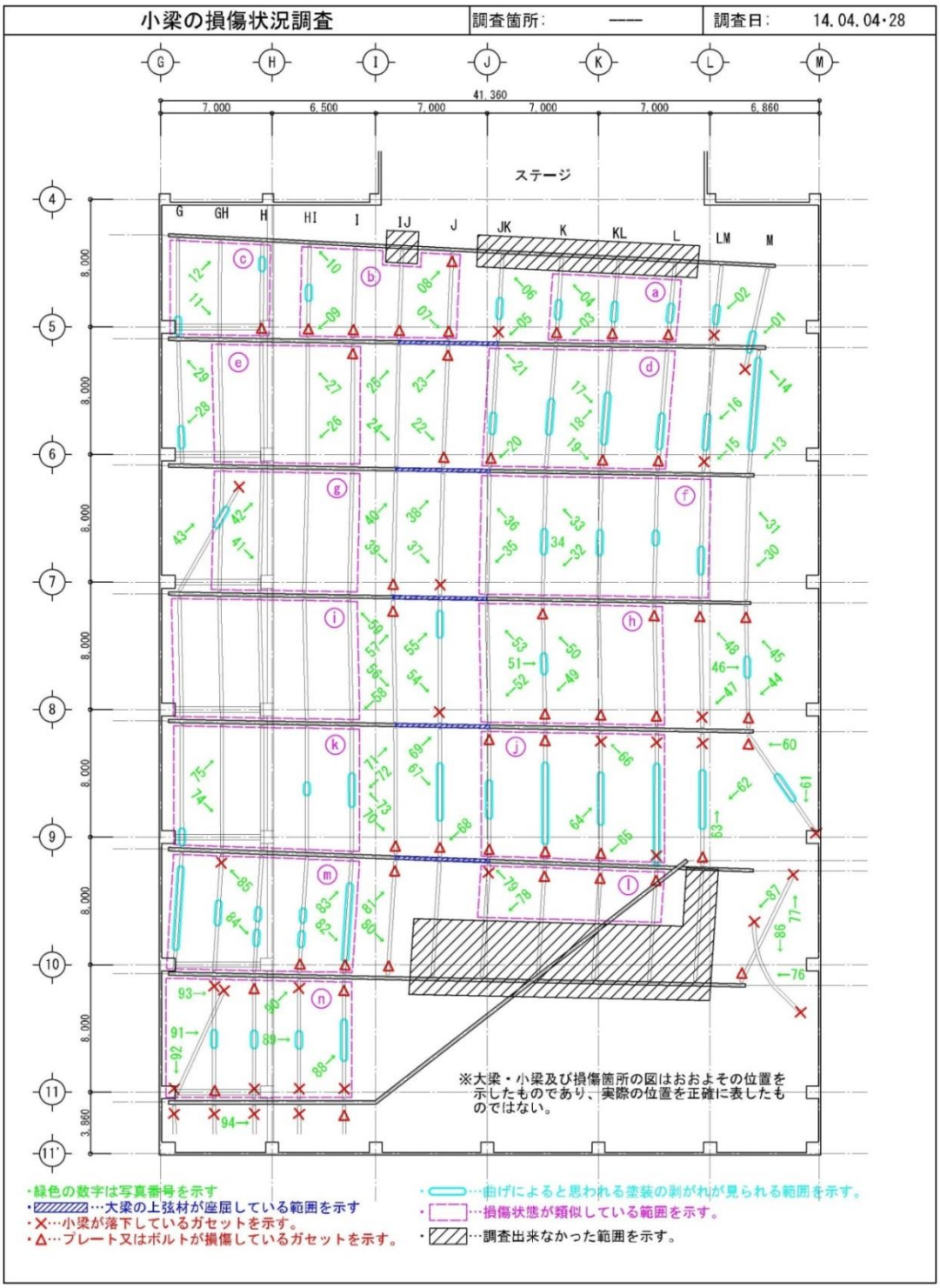


図 4.4　実態調査図（緑色の数字は写真番号を示し、資料編の参考資料 P. 17～29 参照）

5　鉄骨屋根周りの工事施工状況について

5.1　現存設計図書と現況部材の比較

部材寸法は概ね現存設計図書通りであるが、一部相違を確認したので、以下に示す。
なお工事施工状況は、埼玉建築設計監理協会の実態調査結果による。

1）トラス大梁の端部における三角プレートの板厚は、設計図書では 12mm であったが、現況は 19mm である。

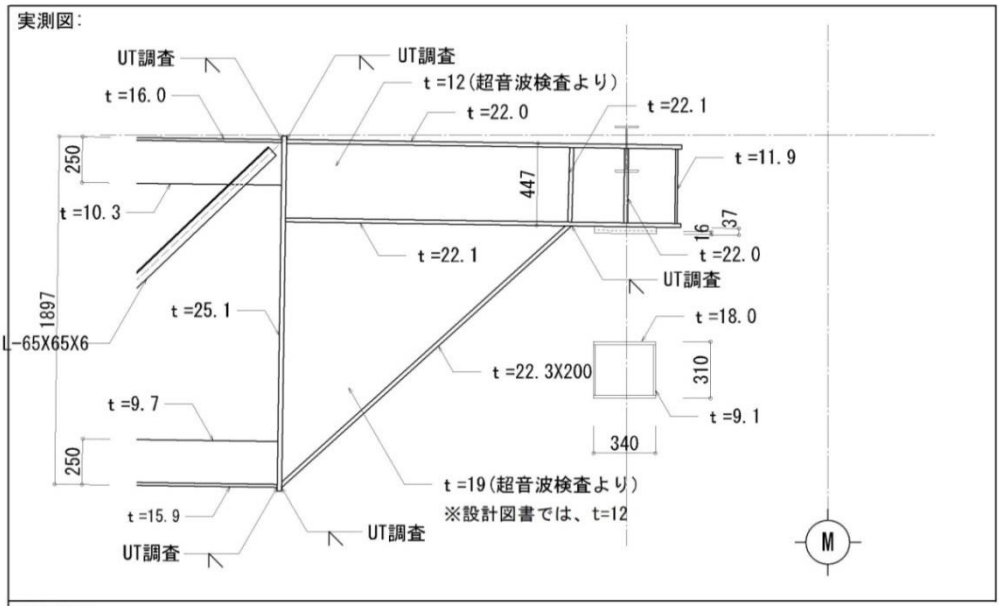


図 5.1　トラス端部実態調査図（資料編の参考資料 P. 36 を参照）

2）継手のスプライスプレートの幅は、設計図書では 80mm であったが現況は 70mm である。

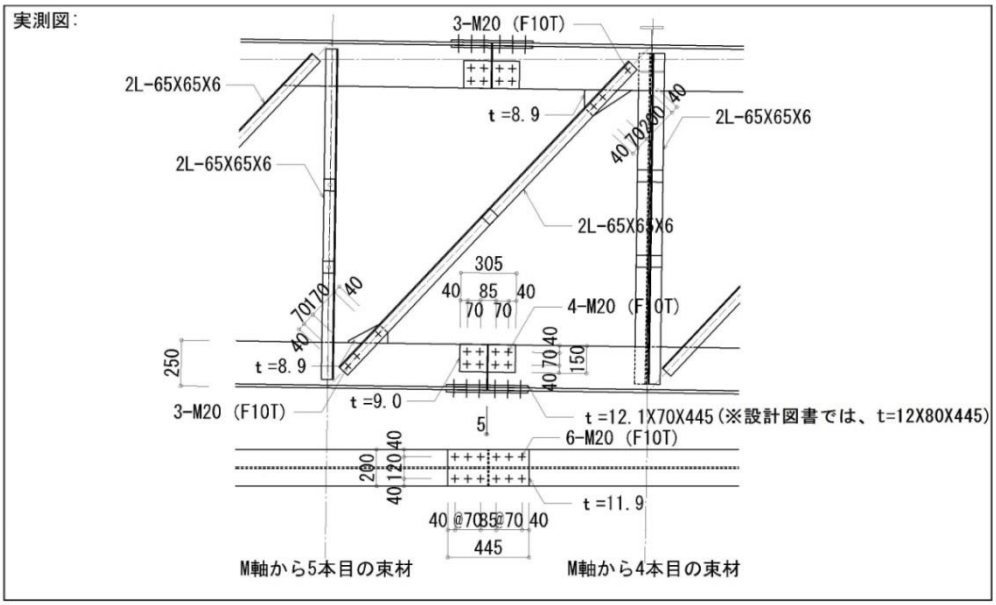


図 5.2　トラス中央部実態調査図（資料編の参考資料 P. 34 を参照）

5.2　鉄骨部材の施工状況調査結果

鉄骨部材の施工状況調査結果は、以下の通りである。

1）トラス大梁の接合部分は設計図書同様、突合せ溶接となっていたが、超音波探傷試験の結果、各部分で良好な溶接状態であった。

2）トラス大梁および各支点について、施工図との誤差は許容範囲内であった。

3）支承の水平方向の施工精度は、30mm から 40mm である。

4）支承の鉛直方向の施工精度は、－4mm から＋9mm である。

６　積雪荷重について

積雪量・降水量については、当該地に観測データ等がないので近隣各地のデータから推定することになるが、積雪荷重の推定には、埼玉建築設計監理協会による「市立市民総合体育館屋根崩落事故調査業務委託報告書」（資料編の参考資料 P.45～49 参照）に記載されている千葉大学教授高橋　徹博士の見解を参考とした。高橋教授は日本における積雪荷重研究の第１人者である。

高橋教授の見解では、積雪荷重の推定には「積雪量」ではなく「累積降水量」で評価するのが妥当であること、近隣各地の観測データから、富士見市付近の地上積雪荷重が 0.8kN/㎡から 1.0 kN/㎡程度であったと推定されること、建物高さ・風速・隣接建物・屋根形状等を勘案した結果、午前８時時点で作用していた屋根上の雪荷重は、２月１４日・１５日の２日間の累積降水量と変わらなかったと推定されること、積雪荷重の値としては一様分布で 0.9 kN/㎡から 1.0 kN/㎡（90kgf/㎡から 100kgf/㎡）程度と想定されることが記されている。

さらに再現期間についても検討されており、熊谷での観測値は統計処理を大きく変えるほどの記録であり、約 300 年に一度程度の極めてまれな事象であったと推定している。

本委員会では高橋教授の見解が妥当であると判断し、屋根上の積雪荷重は 0.9 kN/㎡から 1.0 kN/㎡（90kgf/㎡から 100kgf/㎡）程度であったと推定した。

７　建設当時の基準・規定による構造計算書について

市民総合体育館の原設計計算書は、担当した設計事務所と市によれば、現在、保管されていないとのことなので、委員会としては、原構造計算書を見ない限り、原設計者の設計意図は不明であり、また設計において設定された細部の数値、例えば部材自重を含めた屋根重量の設定など、雪荷重以外の設計荷重も判らず、原設計の妥当性を検証することはできなかった。

原構造計算書にかわる資料として、担当設計事務所が構造計算書を再現し市に提出された市民総合体育館の構造計算書について、埼玉建築設計監理協会がその内容について照査し、委員会へ報告された。（資料編の参考資料 P.39 参照）

再現した計算書と埼玉建築設計監理協会の計算書に共通している事項としては、トラス梁に生じる応力をコンピューター解析により求めていることである。担当設計事務所と埼玉建築設計監理協会で行った解析用のプログラムが同一のものではないが、両者を比較した結果には大きな相違がなく、通常の設計手法によって設計が行われており、特段指摘するような瑕疵は認められなかった。上弦材については、強度上十分な余裕をみていないが、適用した積雪荷重は建築基準法の規定に則っている。すなわち、

積雪荷重= 2.0 kgf／cm／㎡×30cm= 60kgf/㎡（≒600N／㎡）

である。

８　トラス構成部材の限界強度から逆算される積雪荷重の限界値

「６　積雪荷重について」で述べたとおり積雪荷重は 0.9 kN/㎡から 1.0 kN/㎡（90kgf/㎡から 100kgf/㎡）程度であったと推定する。原設計では建築基準法に規定された設計荷重を採用したと想定されることから、今回はこの大きさを上回る積雪荷重が作用したことが推測される。しかしながら屋根の崩落に至るプロセスを特定することは難しい。そこで、トラス梁上弦材の曲げ座屈が発生することにより屋根全体の曲げ耐力が失われるものと仮定した場合の積雪荷重を逆算し、設計用積雪荷重との比較を試みる。

トラス梁の座屈耐力の算定条件を以下に示す。

① 小梁（つなぎ梁）の接合部の検討を行って小梁（つなぎ梁）を有効な横補剛材とみなす。

② 補剛間隔を 3500mm とする。

③ 日本建築学会鋼構造設計規準に示す曲げ座屈耐力式による。

座屈応力度　$fc=\left\{1-0.4\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right\}F=\left\{1-0.4\left(\frac{80}{120}\right)^2\right\}235=193\ \mathrm{N/mm^2}$

曲げ座屈耐力 Ne= fc×A= 193×5712/1000= 1102 (kN)　（≒112.4tf）
Ma= Ne×h= 1102×(1900－2×59.6)/1000= 1962.4 kNm
w= 8Mc／ℓ²= 8×1962.4／41.36²= 9.178 kN/m

固定荷重分を 2.895kN/m とすると、上記値との差　9.178－2.895= 6.283kN/m
を積雪荷重とし、トラスの配置間隔８ｍを荷重支配幅として１m² 当たりの積雪荷重は
積雪荷重　Sw= 6.283／8= 0.785 kN/m²

以上の計算結果より、トラス梁上弦材の座屈耐力に基づく積雪荷重の限界値は、法的に要求された積雪荷重 0.6 kN/m² を上回っているものの、「６　積雪荷重について」で得られた推定値の 0.9～1.0 kN/m² には到達していない。

９　屋根崩落の過程について

本建物の屋根構造は、鉄骨トラスによる同一形状の単純梁が７本、平行に配置されており、直交方向にはこれらを繋ぐ拘束梁がほぼ均等に１３本配置されていた。現況調査の結果から鉄骨トラス大梁はG通端がピン支点、M通端がローラー支点の単純梁構造となっていた。大梁支点はコンクリート製の台座の上に設置されており、各支点にはピラーユニトン支承が採用されていた。なお、ここでピン支点は、回転は自由、材軸方向水平移動は拘束された材端支持状態、ローラー支点は材軸方向水平移動、回転変形とも自由な材端支持状態である。

本建物設計者提出の報告書によれば、この部分には台座金物が採用されており、ピン支点側は平面的に円形な凸型ベース台座に、梁下に固定された円形な逆凹型金物が交合され、咬み合い部分の深さで回転変形量を確保している。脱落に対する限界回転角は 30 度程度とされていた。一方のローラー支点側は四角な平面形状のベース台座金物に、凹型の鞍型金物がかぶせられ、材軸方向では水平移動をする構造であった。なお、材軸方向には過剰な水平移動により脱落を防ぐために外れ止めが設けられ、設計上の許容移動量は 50 ㎜とされていた。

支点の脱落状況は、埼玉建築設計監理協会による現地調査報告書（資料編の参考資料参照）の P.11 以降に示すG通側ピン支点、M通側ローラー支点の現況調査写真の通り、ローラー支点側は上記の外れ止めが外れて支点ベース金物が残っているものが多く、ピン支点側はベース金物ごと引きずりおろすような破壊状況のものやベース金物だけが比較的損傷なく残っているような状態である。

梁の落下後の形状、残存支点の形状、大梁端部の落下後の形状を見ると、明らかにM通側の支点部で大梁端部が材軸方向に滑り落ちていることが観察される。また、大梁端部の観察からこの部分の鉄骨部材には大きな損傷が見られない。これらのことから、この大梁は梁中央部に損傷が生じて大きな曲げ変形が生じ、支点が材軸方向に水平移動したものと考えられる。

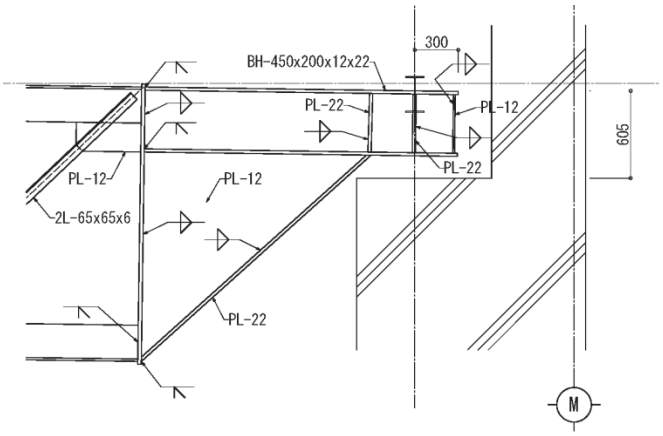


図 9.1 大梁端部の設計図

ローラー支点側の設計図を図 9.1 に転記する。鉄骨梁とＲＣ架台との重ね代は 600 ㎜以上あり、仮に梁端部が支点金物から脱落したとしてもＲＣ架台からも落下するためには、少なくとも 600 ㎜以上の水平変位が生じなければならない。

トラス梁上弦材で座屈変形が生じたものとして、鉄骨支点が 600 ㎜の水平変位を生じる時の鉄骨トラス梁の変形状況を幾何学的に作図したものを、資料編の参考資料 P.65 から図 9.2 に転記している。これは崩落を生じたトラス梁のどちらの支点が先に脱落をしたか検証するために作図をしているが、鉄骨トラス梁の上弦材の水平距離が 7,000 ㎜から 6,540 ㎜程度に縮んだ状態、下弦材の材長は変わらず、直交小梁 2 スパン間で強制曲げ変形を受けたような状態を示している。

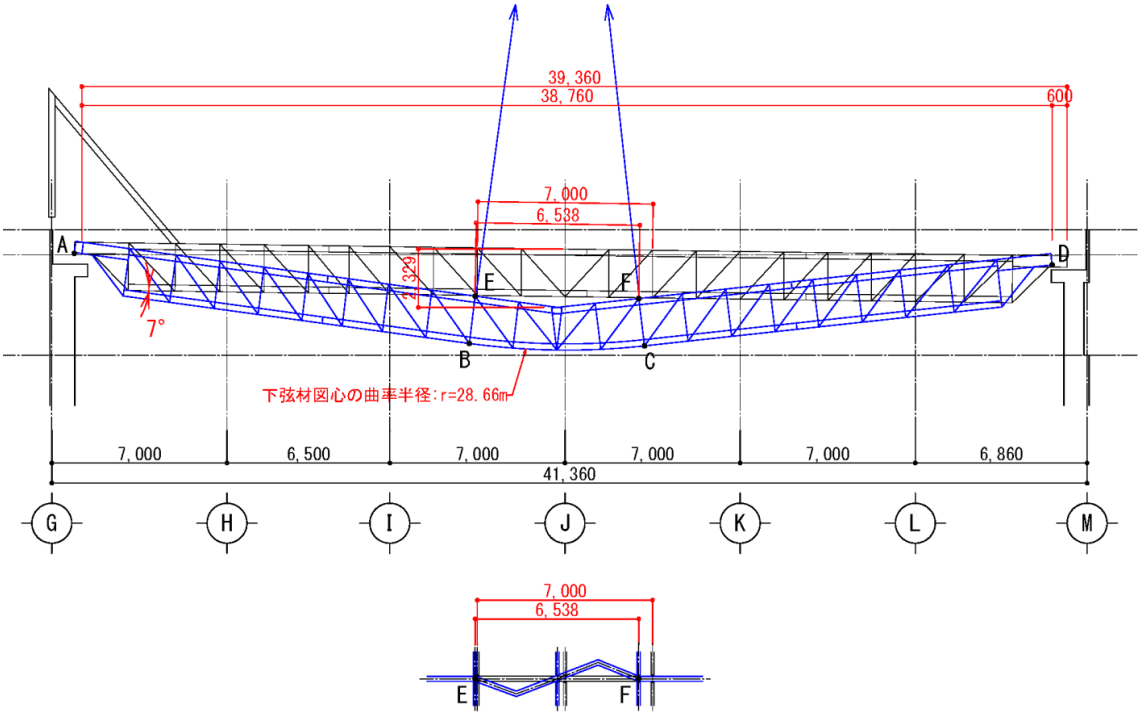


図 9.2　大梁のローラー支点脱落時(水平変位＝600 ㎜)の変形状態

結果として、この状態での鉛直変位量は約 2,300 ㎜程度、G通側のピン支点での部材角は約 7 度であり、先の脱落限界回転角 31 度以内であるので脱落は生じておらず、M通側支点が先行脱落した可能性が高い。

現地での鉄骨大梁の落下位置や落下後の形状、損傷部位などの検証で、大梁はM通側支点から約 3.0m前後離れた位置に落下しており、大梁中央部の上弦材に座屈破壊が集中的にみられたこと、G通側支点からはほぼ垂直な落下をしていることなどから、大梁中央部の上弦材に座屈が生じたために大梁が大変形を生じ、M通側ローラー支点が水平移動して先に脱落したものと判断した。なお、ローラー支点には軽微なストッパーが取り付けられており、ストッパーの破断強度か台座固定ボルトの水平強度のいずれか小さいほうで、ローラー支点の破壊形状が分かれたものと推察される。

その後、図 9.3 に示すようにG通支点を中心として円形に回転落下し、全荷重をG通側支点で支える状態となった。その回転量がG通側ピン支点の限界値を超えるか、全重量に

よるせん断力が支点の限界強度を超えた時点で、ピン支点金物からの脱落または支点金物の破壊を生じ、大梁が１階床面に落下した。

どの部材が先に崩落したかは特定できなかったが、このような大変形がどこかの大梁に生じ、大梁に直交している補剛繋ぎ材に引きずられる形で次々と隣接大梁の変形を引き起こし、ついには屋根面全体の崩落に至ったものと推定される。

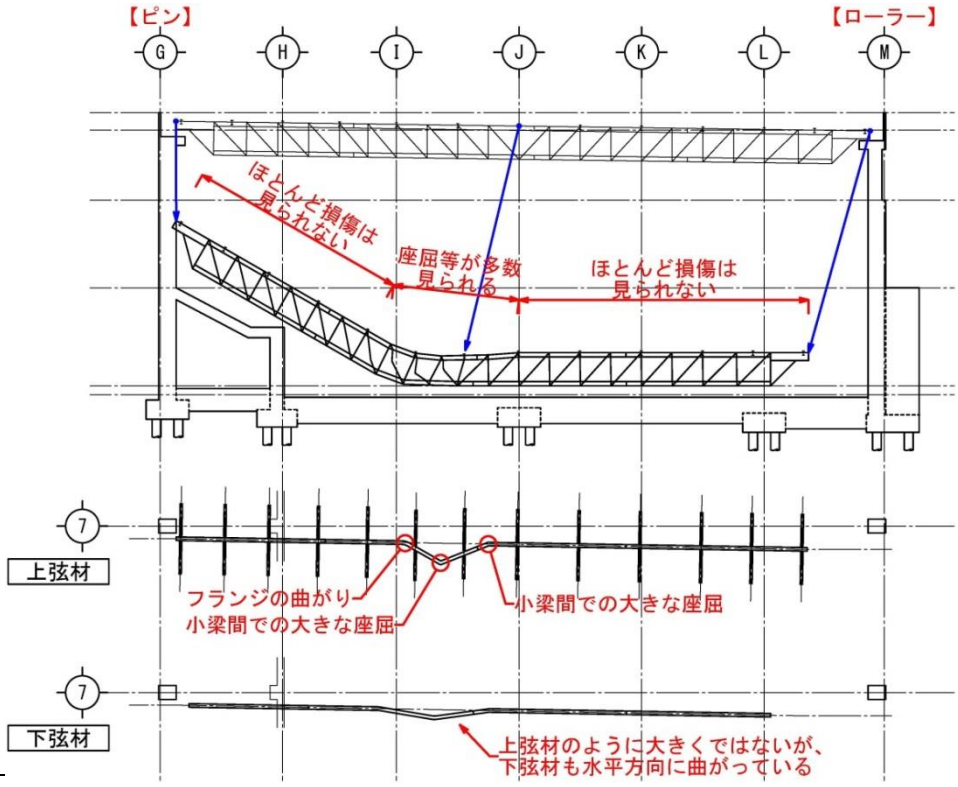


図 9.3　大梁の落下状況

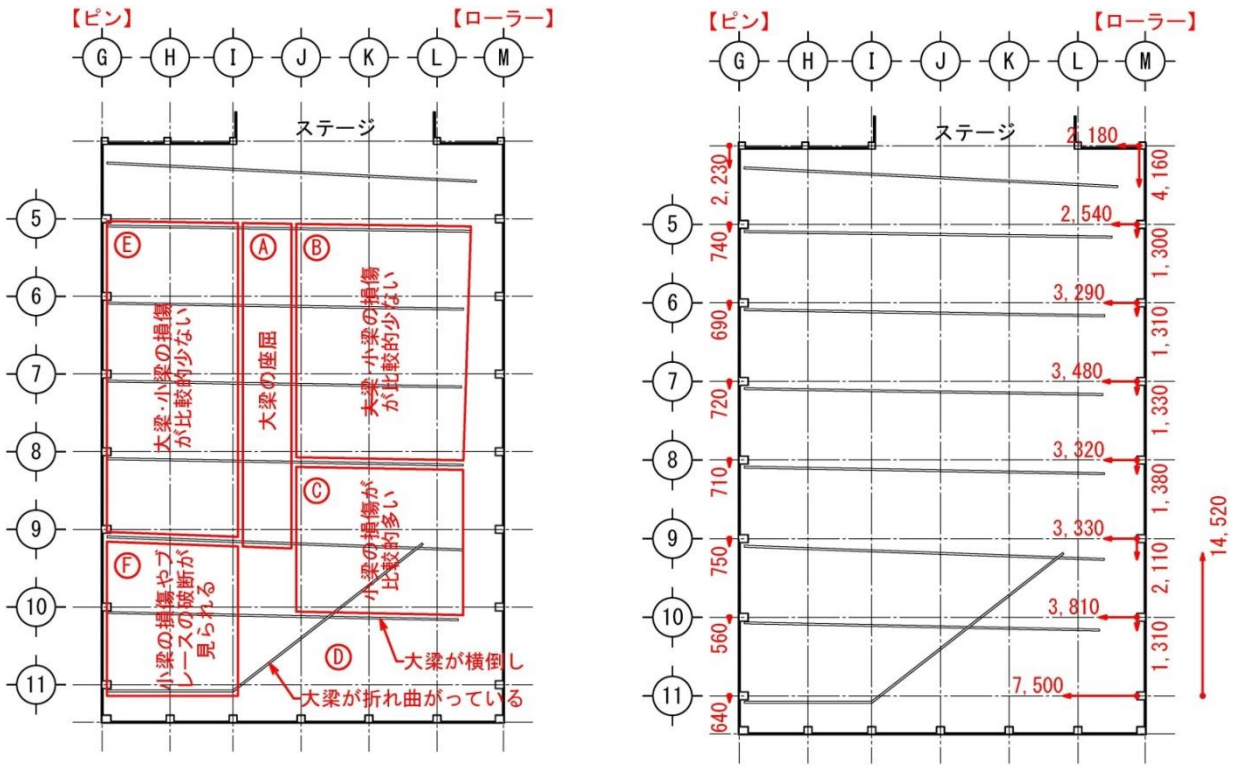


図 9.4　大梁の落下位置、損傷状況の平面分布

これらのことから、屋根崩落の過程は、

① いずれかの屋根トラス梁の上弦材が荷重に耐えられずに座屈変形した。

② このためトラス梁に大変形（約 2,300 ㎜）が生じ、ローラー支点の水平変位が 600 ㎜に達した。

③ ローラー支点側の鉄骨梁がＲＣ架台から外れ、他端のピン支点を中心に半円形に落下した。

④ ピン支点側の回転角が許容値を超えるか支点のせん断力が限界値を超えて、ピン支点金物の脱落や破壊を生じ、梁が垂直に落下した。

⑤ ピン支点側は、一部のスタンド床面にとどまり、全体として「くの字」の落下状況となった。

⑥ 平行する大梁は同一形状のため強度的にも同様な荷重状態となっており、一部の部材の大変形は直交部材の引張力となって隣接梁にも即座に同様な変形を引き起こす。ついには屋根全体が先行崩落部分に引きずり込まれるように落下をした。

⑦ なお、１１通り大梁は荷重負担面積が小さいため、おそらく積雪荷重に対して最後まで健全な状態であった可能性がある。屋根版の自由落下の初期の段階では、１１通りのみが残存して落下に対して抵抗した。その若干の抵抗力があったため、崩落後の屋根梁の落下位置がすべて１１通側に寄っている。またその反動で、１１通り大梁は全屋根荷重を受けて強力に横方向に引かれ、横方向に折損する形で最後に他の梁の上に落下した。

と推測した。

10　屋根崩落事故に関する本委員会の結論

本委員会で行われた審議を通じて得られた結論は以下のようなものである。

1　積雪重量は周辺各地の気象データによって推測した。それによれば積雪重量は、0.9kN/㎡ から 1.0kN/㎡（約 90kgf/㎡から 100kgf/㎡）と推定される。この値は建築基準法に定められている積雪荷重（暖地 60kgf/㎡）の約 1.5 倍から 1.7 倍に達する。

2　担当設計事務所から提出された設計図書を精査した結果、通常の設計手法によっており、特段指摘するような瑕疵は認められなかった。上弦材については、強度上十分な余裕をみていないが、適用した積雪荷重は建築基準法の規定に則っている。

3　事故後の現地調査によると、施工上の瑕疵は認められなかった。

4　屋根の崩落は設計雪荷重を大きく上回る積雪重量に耐えられなかったことが主な原因である。

5　崩落の発端は屋根大梁の上弦材の座屈によると推定される。ただし、屋根大梁は同断面の梁が 7 本平行に建設されており、どの部材座屈が最初であったかは断定できなかった。

6　何故、屋根全面が崩落したかの解明は、今後行われるであろう再建築の設計にとって重要である。現地調査から推量した崩落過程は次のようなものとなる。

　最初、1 本ないし複数本の大梁スパン中央付近のトラス上弦材に座屈が生じ、雪重量は継続して作用するため座屈変形が増大して下方に大きく折れ曲がる。それにつれて大梁を支えている支点のうち水平方向に移動可能なローラー支点上の梁端部が大きく引っ張られ許容範囲を超えて落下した。これによって他方の支点（ピン支点になっており本来水平方向の梁端移動は拘束されている）が斜め下方に引っ張られて落下、ないしは支点部材の破壊が生じた。大梁は横方向に補剛材によって緊結されているため連鎖的に屋根全面が同様の崩落をしたものと推測される。

11　復旧に向けて

本建物の当該鉄骨屋根はごく単純な構造であり、当時の建築基準法に準拠して適法に設計されていたが、一部に崩落が生じたのちには連鎖的に崩壊が伝播してゆき、全面崩落につながってしまった。今後、屋根の改修を計画するのであれば、このような連鎖的な崩落は生じないよう冗長性の高い構造設計が望まれる。

今回の屋根崩落事故は市民総合体育館の使用開始時間前に発生したため幸いにも人命が危険にさらされることは免れている。このことは今後の管理体制に大きな教訓を与えている。積雪は瞬時に生ずるものではない。この点は地震荷重と異なることである。したがって管理責任の要衝にある者はまず第一に当該建物がどの程度の積雪荷重を想定して設計されているかを熟知していなければならない。そして降雪時は積雪量を注意深く監視し、設計積雪量に近づいたら、警告を発するなり、使用を停止するなり適切な措置を取らなければならない。このためのマニュアルの整備が求められる。

今後の再建方針によるが、軒から下の鉄筋コンクリート構造部分を再使用するならば、屋根崩落による大きな振動によって破損が生じていないかを緊密に調べる必要がある。さらに新しく建設される屋根構造を含めた耐震性能の調査も必要となろう。

謝辞

最後に、本報告書をとりまとめるにあたり、事故調査された団体の関係者、委員会の審議を真摯に傍聴いただいた市民の皆様、審議経過を予断なく報告された報道関係の諸氏に感謝申し上げる。お蔭をもって滞りなく調査報告書を富士見市長に提出することができた。今回の事故では人命に被害が出なかったことは誠に不幸中の幸いであった。今後二度とこのような事故が起こらないこと、また、富士見市の体育館が一日も早く復旧し、再び多くの市民に利用されることを切望する。

富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査委員会

富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故
調査報告書

資料編

富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査報告書　資料編目次

資料１　富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査委員会条例

資料２　富士見市立市民総合体育館竣工図（抜粋）

資料３　市民総合体育館屋根崩落前までの気象状況について

参考資料　市立市民総合体育館屋根崩落事故調査業務委託報告書
（平成２６年５月２２日　（一社）埼玉建築設計監理協会）

資料１

富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査委員会条例

（設置）

第１条　平成２６年２月１５日に発生した富士見市立市民総合体育館メインアリーナの屋根全面崩落事故について、事故原因を調査し、事故の再発防止を図るため、富士見市立市民総合体育館屋根崩落事故調査委員会（以下「委員会」という。）を設置する。

（所掌事務）

第２条　委員会は、次に掲げる事務を所掌する。

(1) 事故原因の調査に関すること。

(2) 事故の再発防止に係る提言を行うこと。

(3) その他市長が特に必要と認める事項

（組織）

第３条　委員会は、委員６人以内をもって組織する。

２　委員は、学識経験を有する者及び関係行政機関の職員のうちから市長が委嘱する。

（任期）

第４条　委員の任期は、委嘱の日から第９条に規定する報告書を市長に提出した日までとする。ただし、委員が欠けた場合における補欠委員の任期は、前任者の残任期間とする。

（委員長及び副委員長）

第５条　委員会に委員長及び副委員長を置き、委員の互選によりこれを定める。

２　委員長は、会務を総理し、委員会を代表する。

３　副委員長は、委員長を補佐し、委員長に事故があるとき、又は委員長が欠けたときは、その職務を代理する。

（会議）

第６条　委員会の会議は、委員長が招集し、その議長となる。

２　委員会は、委員の過半数の出席がなければ、会議を開くことができない。

３　委員会の議事は、出席委員の過半数をもって決し、可否同数のときは、議長の決するところによる。

（調査権限）

第７条　委員会は、調査のため必要があると認めるときは、関係者の出席を求め、意見若しくは説明を聴き、又は必要な資料の提出を求めることができる。

（守秘義務）

第８条　委員は、職務上知り得た秘密を漏らしてはならない。その職を退いた後も同様とする。

（報告書）

第９条　委員会は、第２条に掲げる事務を終えたときは、その報告書を市長に提出しなければならない。

（庶務）

第１０条　委員会の庶務は、総合政策部において処理する。

（委任）

第１１条　この条例に定めるもののほか、委員会の運営に関し必要な事項は、委員長が委員会に諮って定める。

附　則

（施行期日）

１　この条例は、公布の日から施行する。

（富士見市特別職の職員で非常勤のものの報酬及び費用弁償に関する条例の一部改正）

２　富士見市特別職の職員で非常勤のものの報酬及び費用弁償に関する条例（昭和３９年条例第１号）の一部を次のように改正する。

別表中３５の項の次に次のように加える。

３５の２	市民総合体育館屋根崩落事故調査委員会委員	委員長	日額	２０，０００円
		委員	日額	１０，０００円

（この条例の失効）

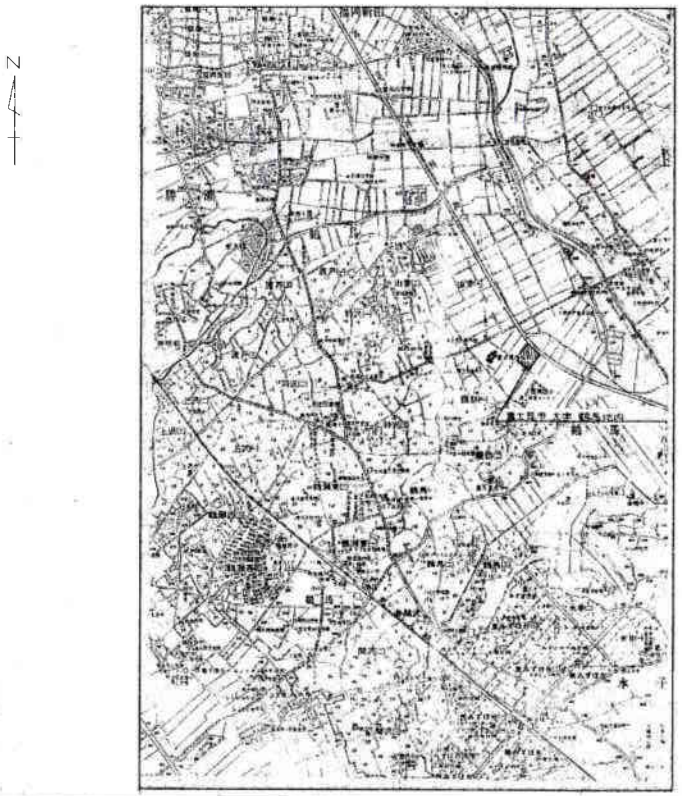
３　この条例は、第９条の規定による報告書の提出があった日に、その効力を失う。

工事概要

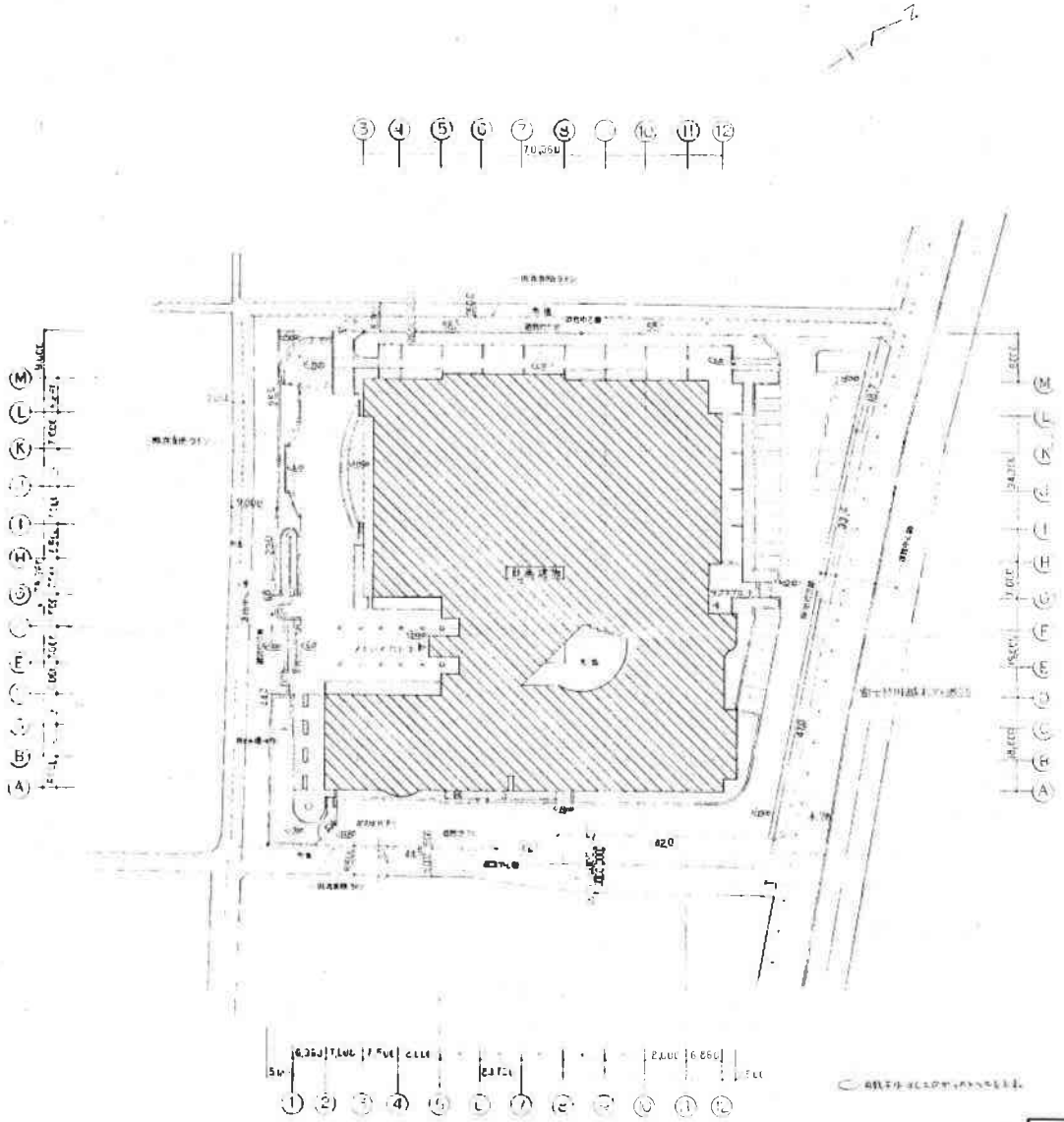
工事名称	(仮称)富士見市立総合体育館新築工事
地図・地番	富士見市 大字 鶴馬字 山野前 1887-1 他
用途地域	市街化調整区域
防火指定	無し
主要用途	体育館 一般集会場
構造	無筋コンクリート造3階建(一般学校造)
敷地面積	1048340 M²

		合計	本体	ガスロバナー
建築面積		5392.09	5389.45	264
床面積	1 F	5230.05	5227.41	264
	2 F	2504.24	2504.24	
	3 F	1033.69	1033.69	
延床面積		8767.98 M²	8765.34	2.64
容積率		83.64 %	< 100 %	
建ぺい率		51.43 %	< 70 %	

附近見取図



配置図 1:500

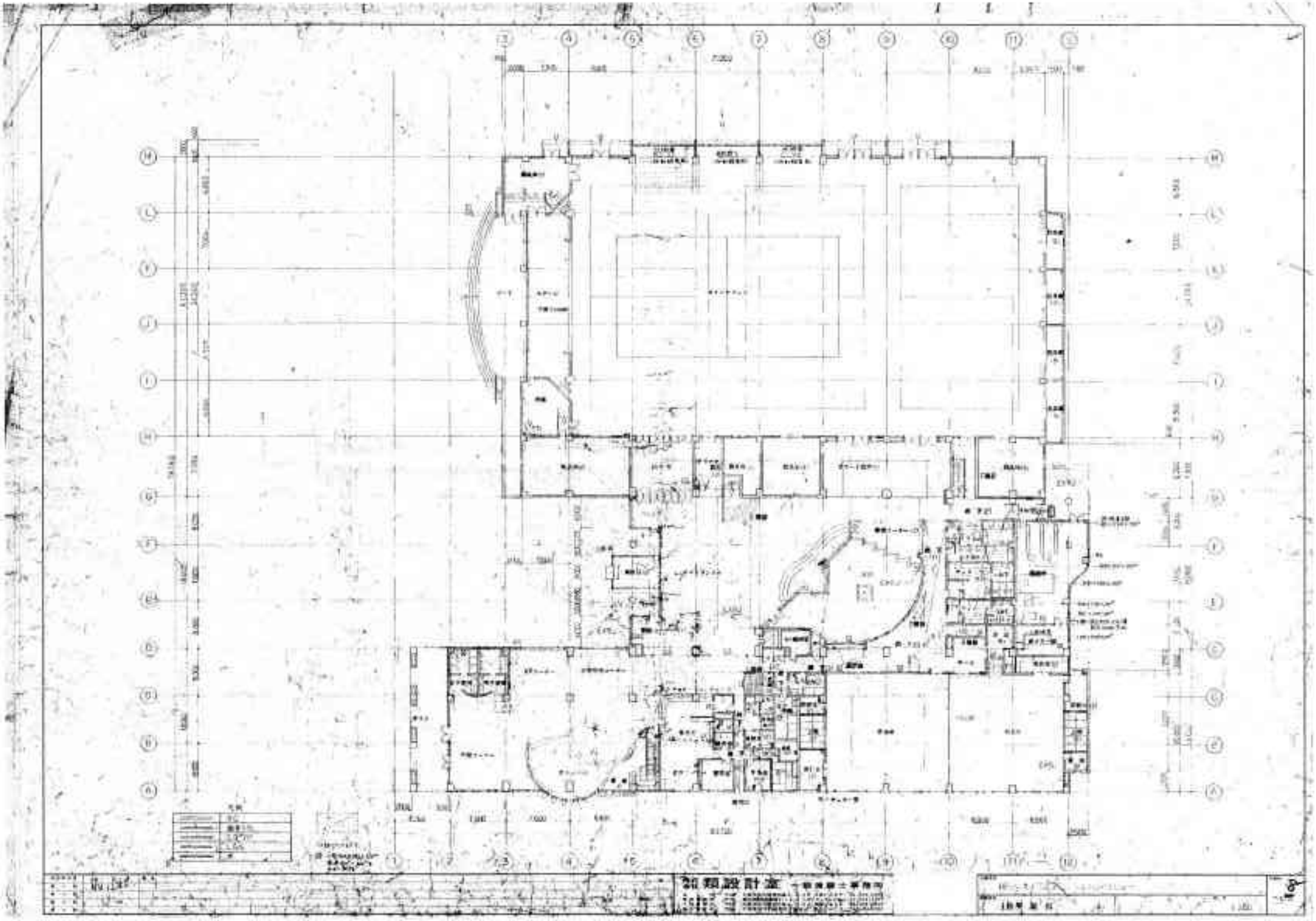


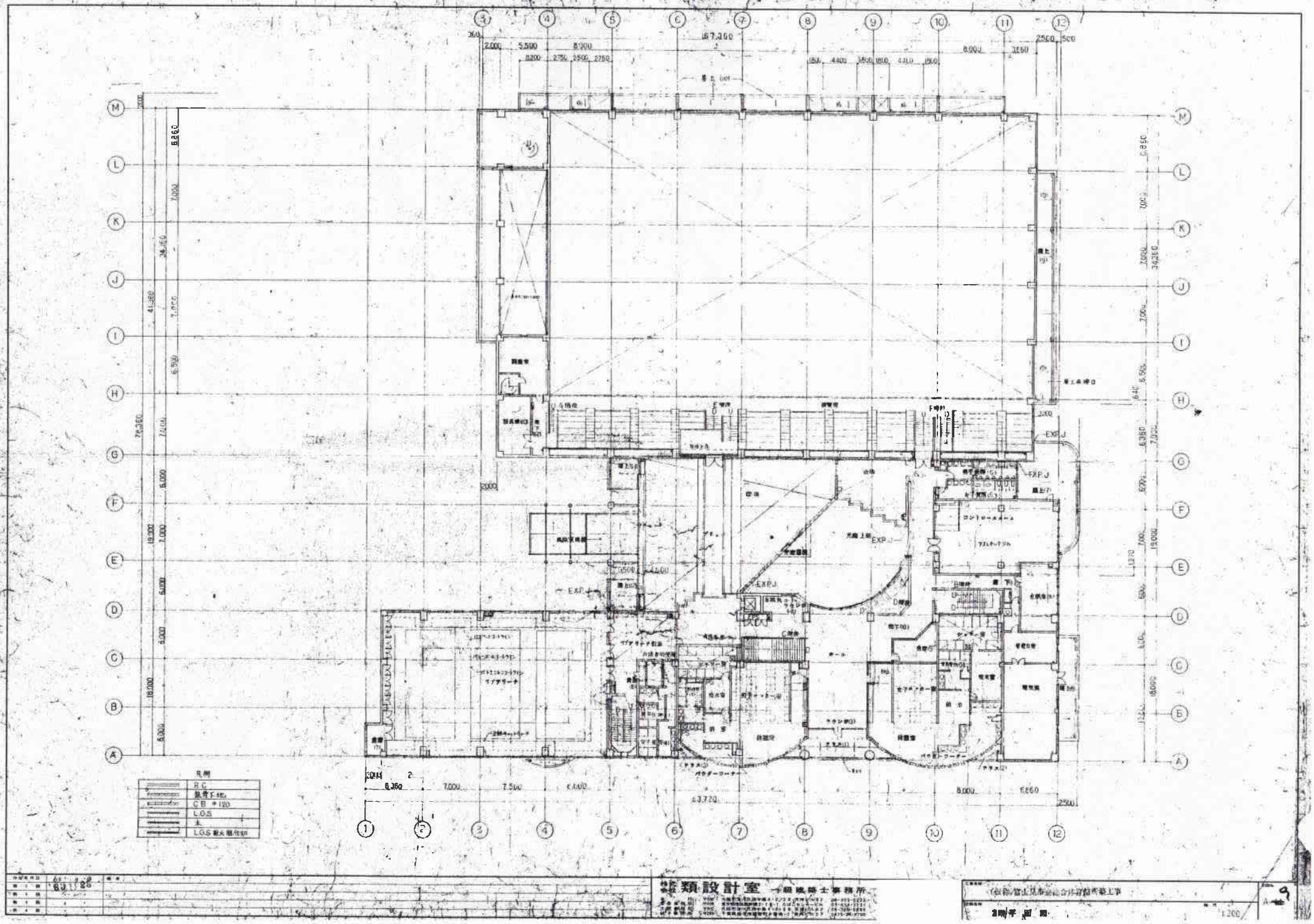
資料2

株式会社 類設計室 一級建築士事務所

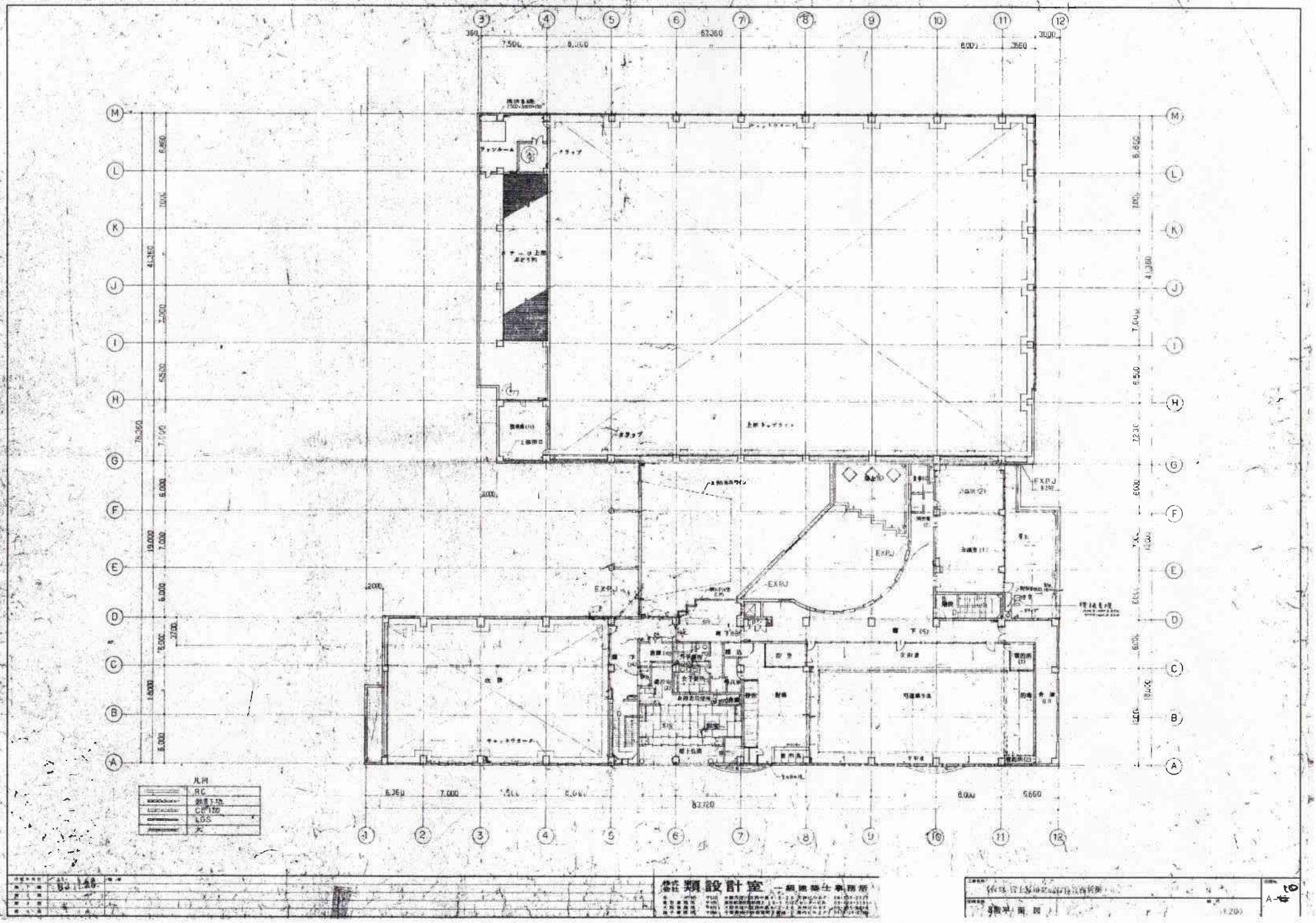
(仮称)富士見市立総合体育館新築工事

工事概要 附近見取図 配置図 1:500

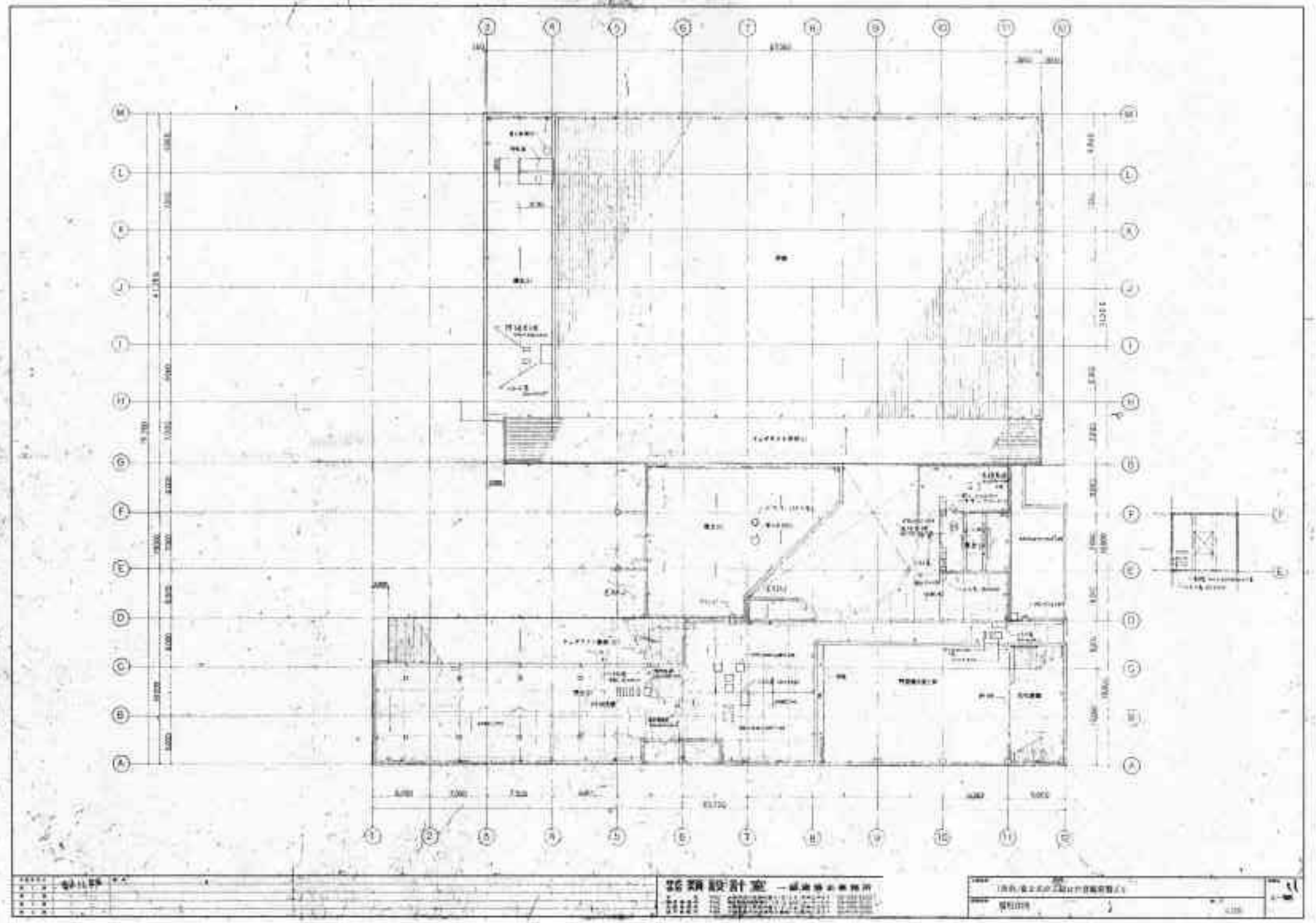


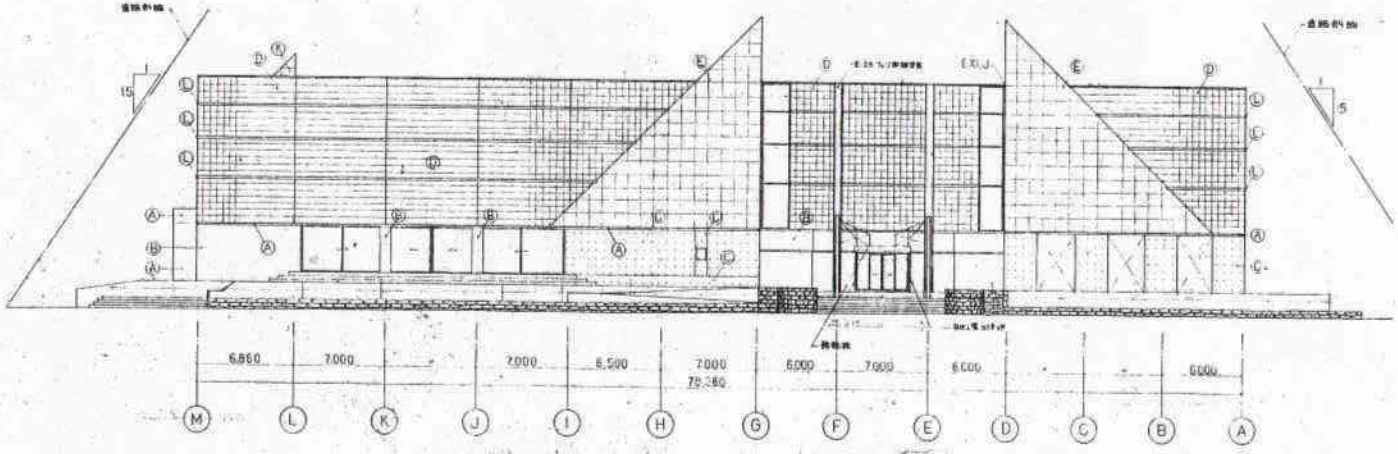


凡例
R.C
C.B ＋120
L.G.S
土
L.G.S 耐火 間仕切
類設計室
一級建築士事務所

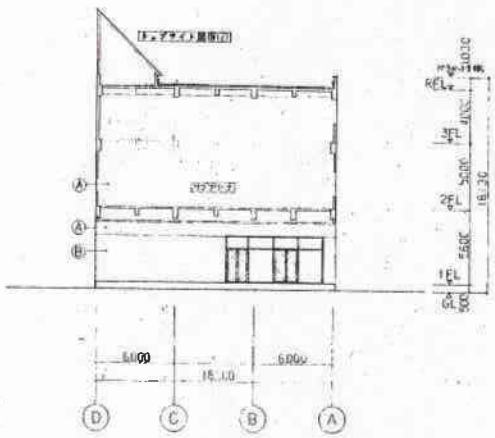


凡例
RC
CB 120
LGS

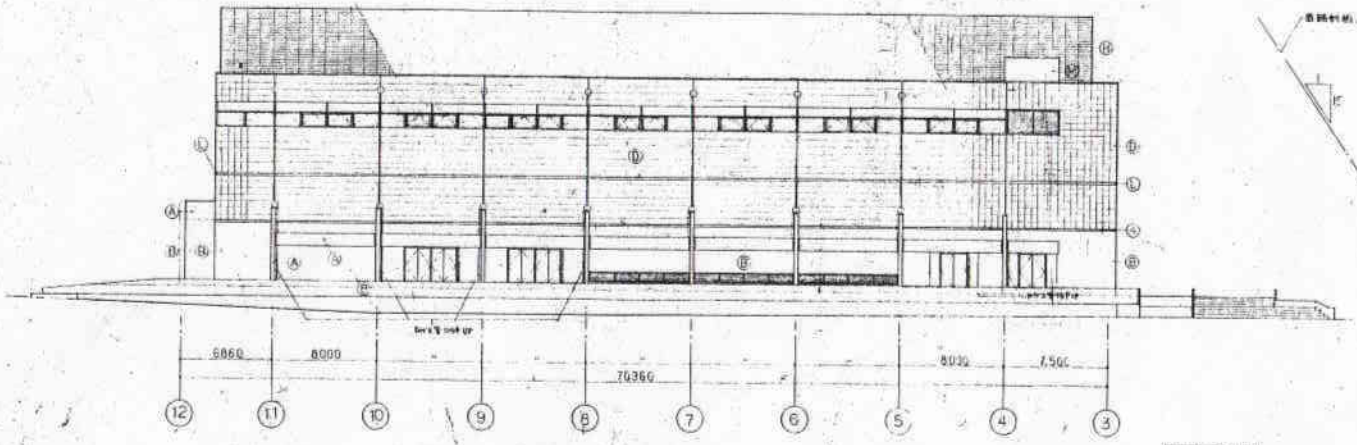




西立面図



A－A 断面図

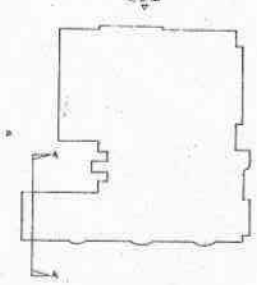


北立面図

凡　例

記号	仕上
Ⓐ	AP塗材
Ⓑ	45ニ丁掛タイル
Ⓒ	コンクリート打放し　撥水材塗付
Ⓓ	100ﾟ準備タイル貼
Ⓔ	如意モデイアタイル（ウエアー）
Ⓕ	工部分を塗付タイル
Ⓖ	塗付タイル
Ⓗ	フッソ樹脂焼付鋼板 [illegible]
Ⓘ	アクリルリシン吹付
Ⓙ	
Ⓚ	フッソ樹脂焼付鋼板
Ⓛ	フッソ樹脂焼付鋼板 化粧ボルト
Ⓜ	コンクリート打放し[illegible]塗膜防水

キープラン

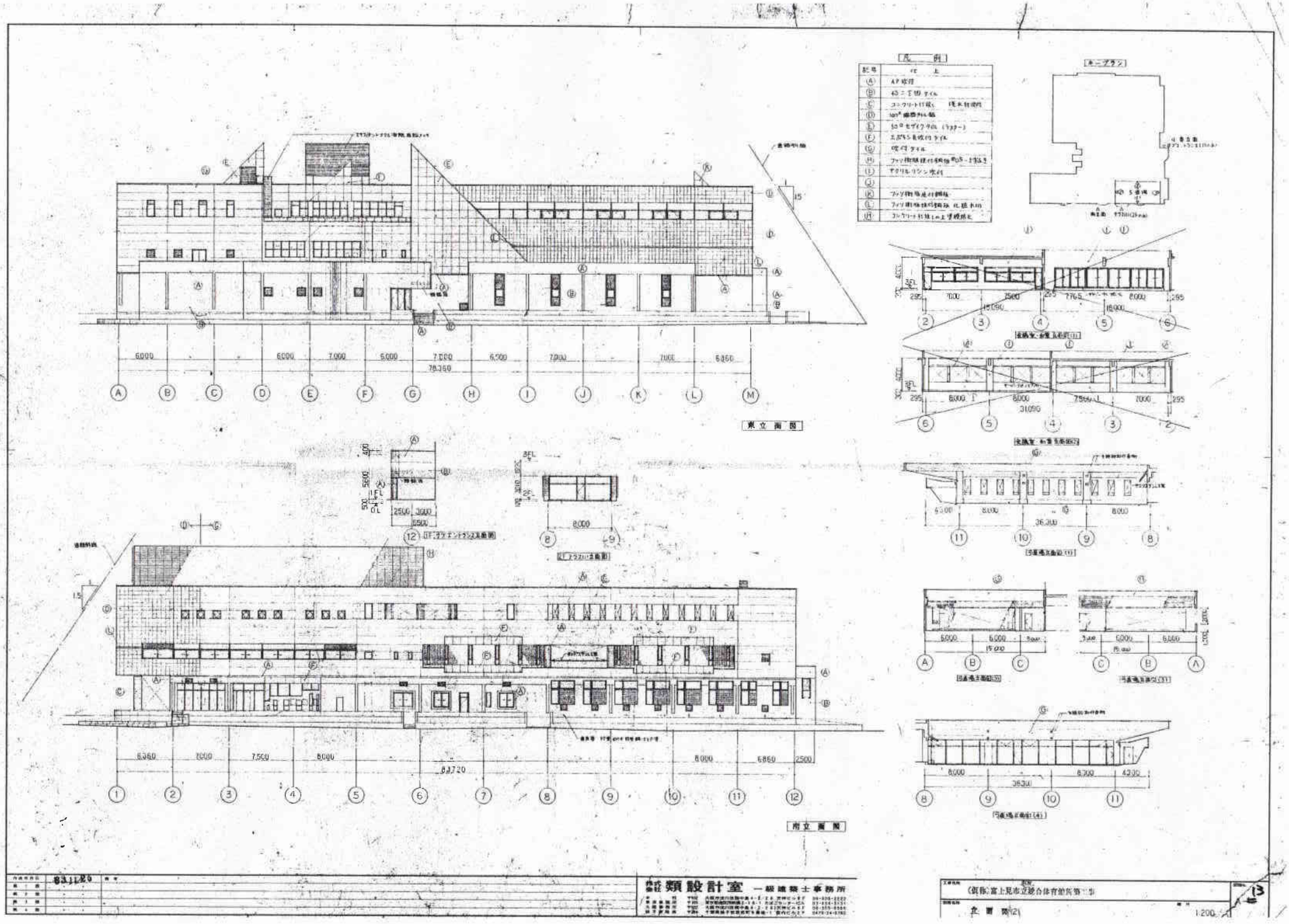


* 等価は[illegible]

63 11 25	

株式会社 類設計室 一級建築士事務所

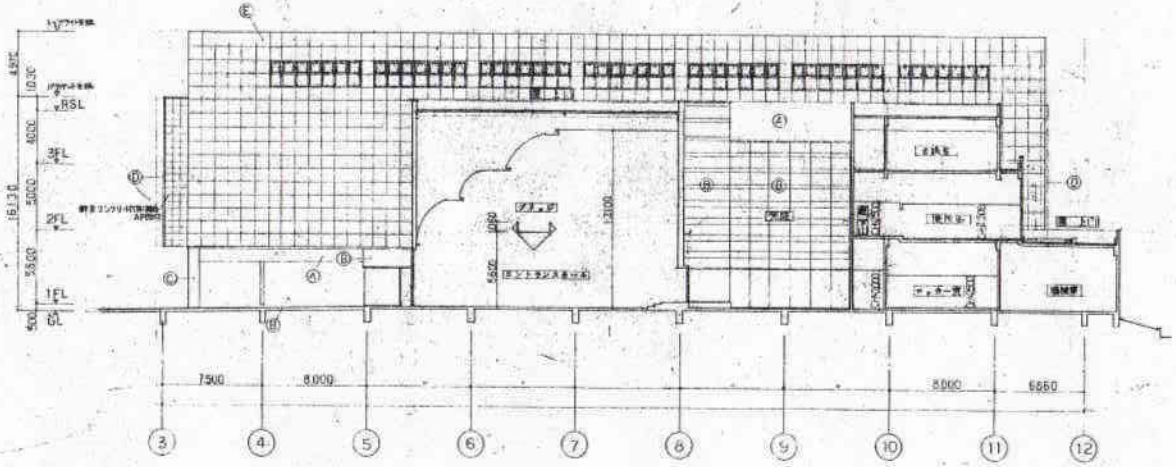
工事名称	(仮称)富士見市立総合体育館新築工事
図面名称	立面図(1)
図番号	A-12



株式会社 類設計室 一級建築士事務所

(新)富士見市立総合体育館新築工事

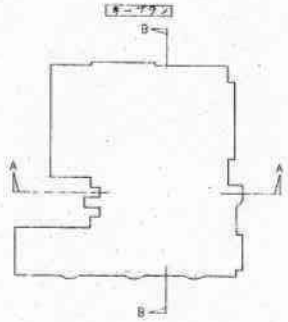
立面図(2)

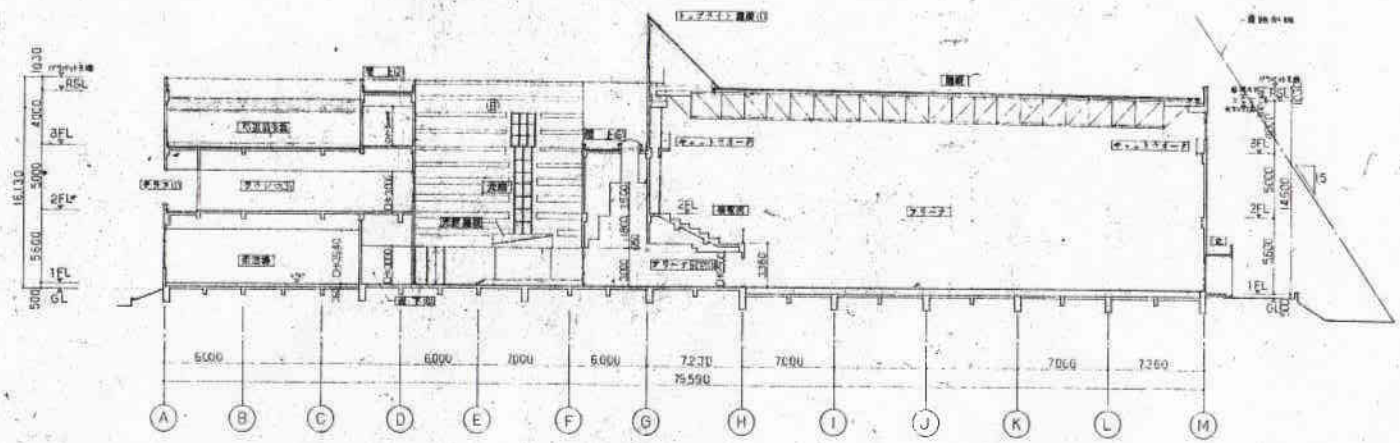


A－A 断面図

凡　例

記号	仕　上
Ⓐ	AP塗付
Ⓑ	45ニ丁掛タイル
Ⓒ	コンクリート打放し 撥水剤塗付
Ⓓ	100° 磁器質タイル貼
Ⓔ	切ドセイスタイル貼 (サスタ)
Ⓕ	エポクリート塗付タイル
Ⓖ	吹付タイル
Ⓗ	フッソ樹脂塗付鋼板 [illegible]
Ⓘ	アクリルリシン吹付
Ⓙ	
Ⓚ	フッソ樹脂塗付鋼板
Ⓛ	フッソ樹脂塗付鋼板 化粧水切



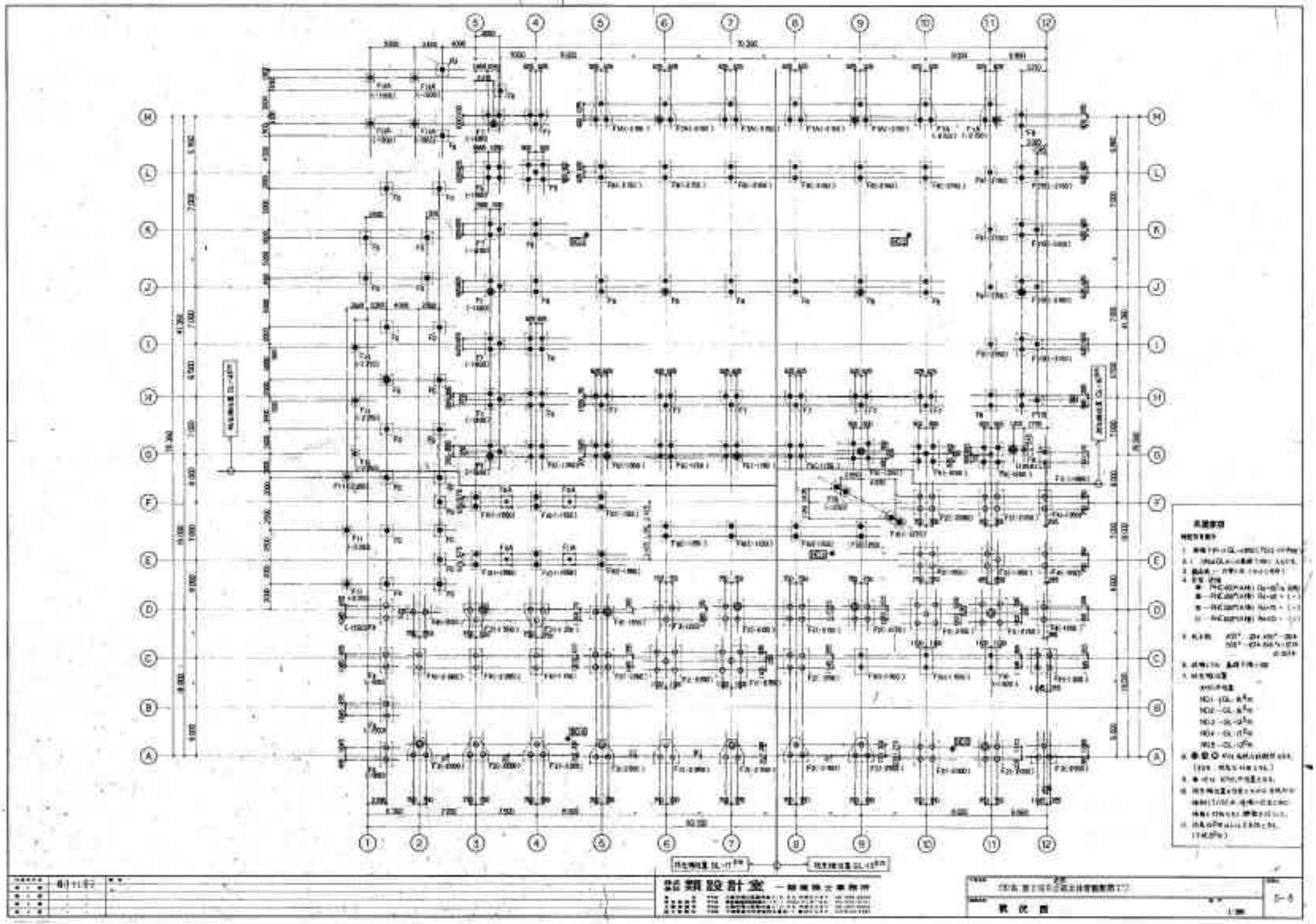


B－B 断面図

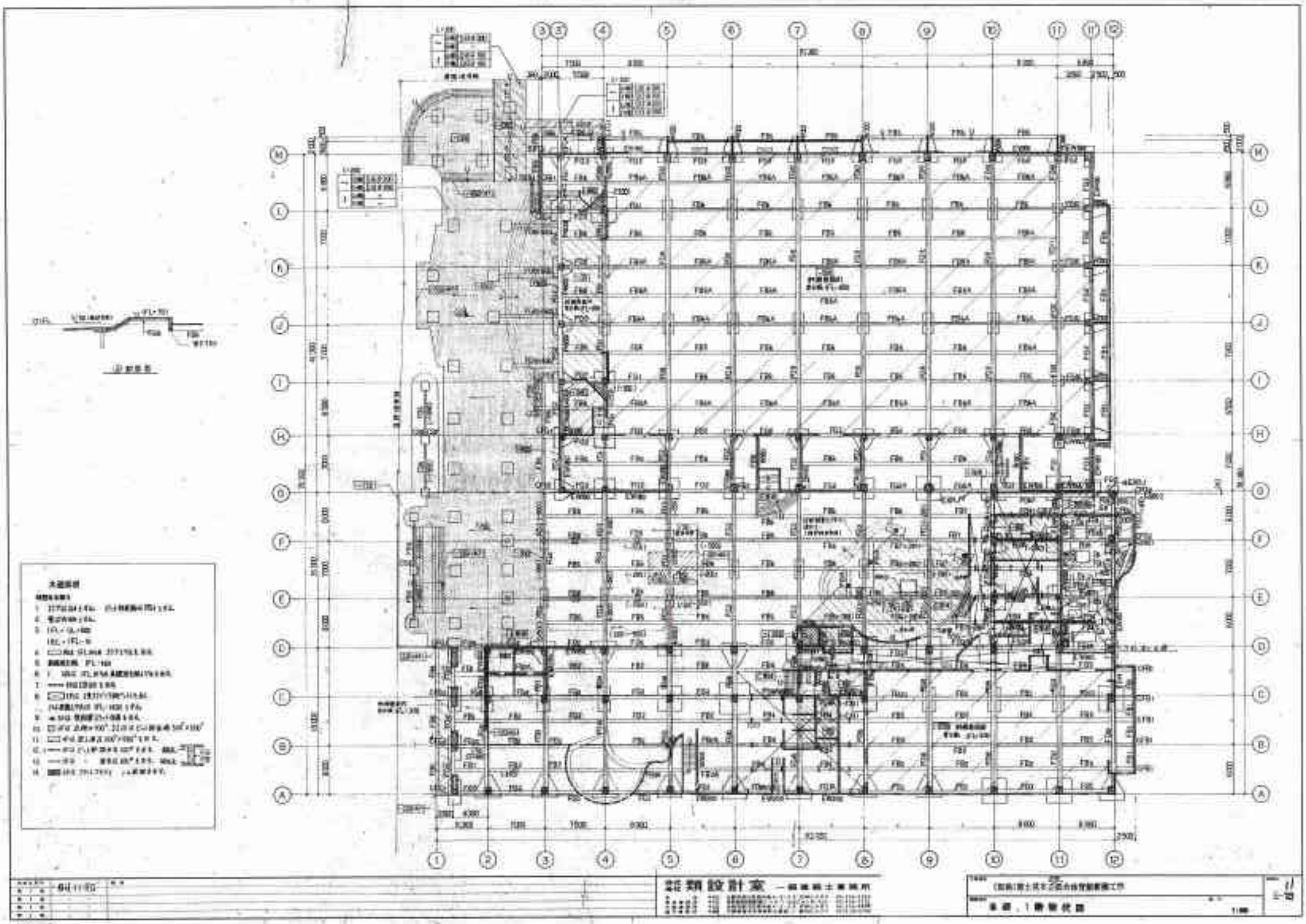
作成年月日	03.11.25
第1回	
第2回	
第3回	
第4回	

株式会社 類設計室 一級建築士事務所

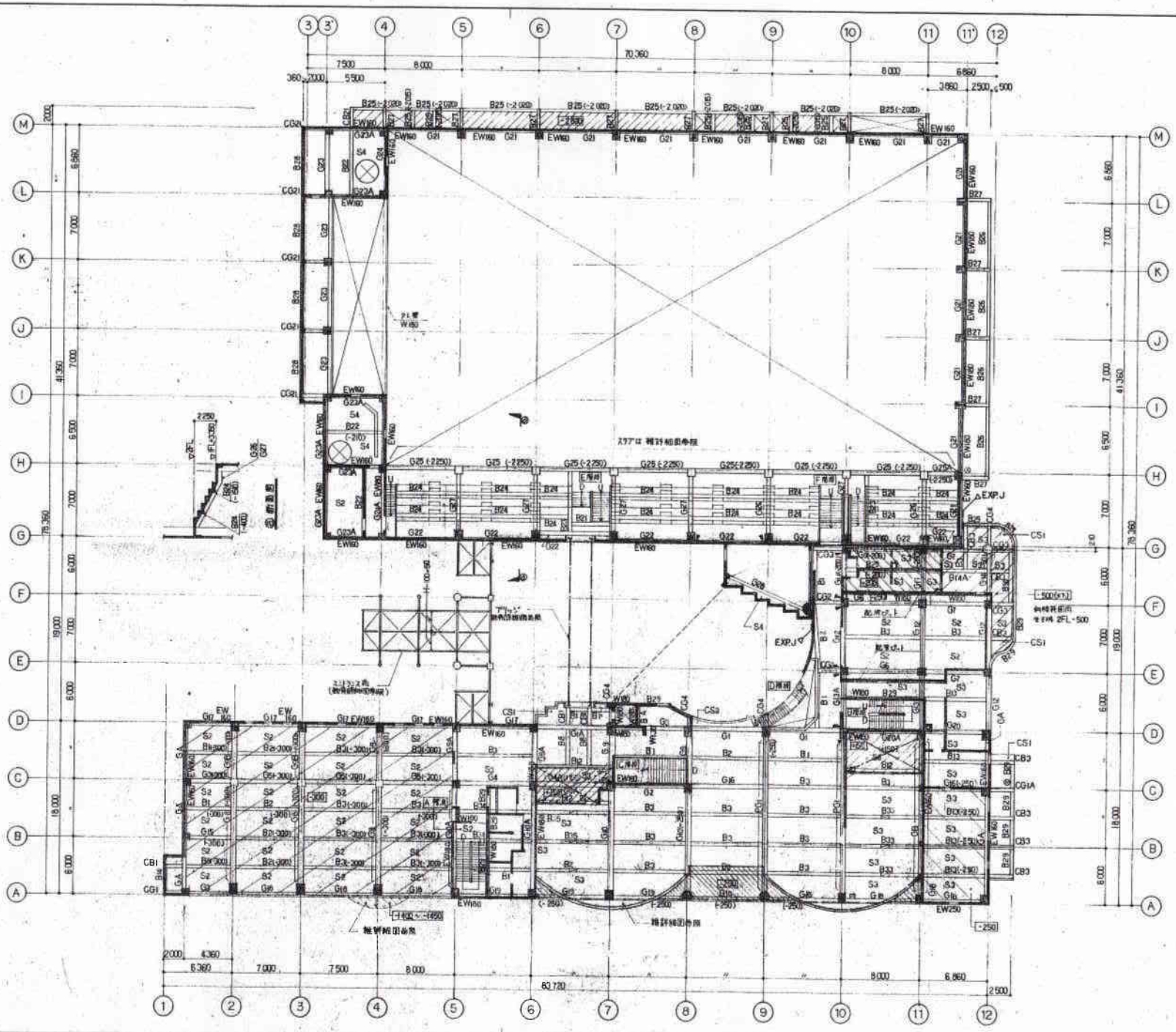
工事名称	(仮称)富士見市立市民総合体育館新築工事
図面名称	断面図 (1)
縮尺	1:200
図面番号	A－14



類設計室



類設計案



共通事項

特記なき限り

1. スラブは S4 とする。ピット部底版は S4 とする。
2. 壁は W160 とする。
3. 2SL = 2FL -10 とする。
4. ▭ 内は 2FL 部分の スラブレベルを示す。
5. 変更時は 2SL ±0 とする。
6. ( ) 内は 2FL 部分の 変更時はパイプを示す。
7. ═══ 印は CB160 を示す。
8. ⊠ 印は 二重スラブ(下部 ピット)とする。ピット底版はパイプは 2FL-1000 とする。
9. ◀ 印は 補助梁ブラット位置を示す。

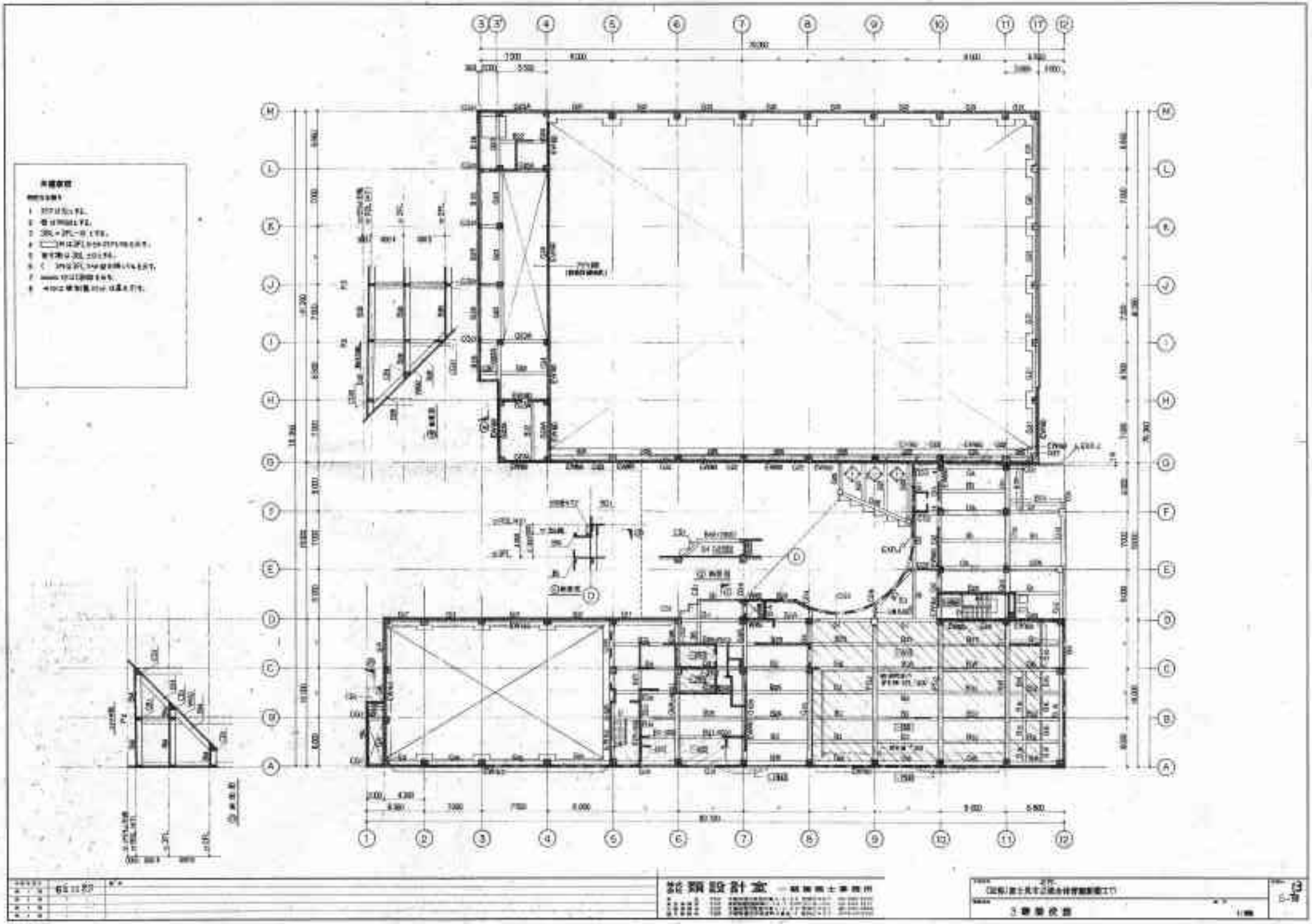
第1回	03.11.25	
第2回		
第3回		
第4回		

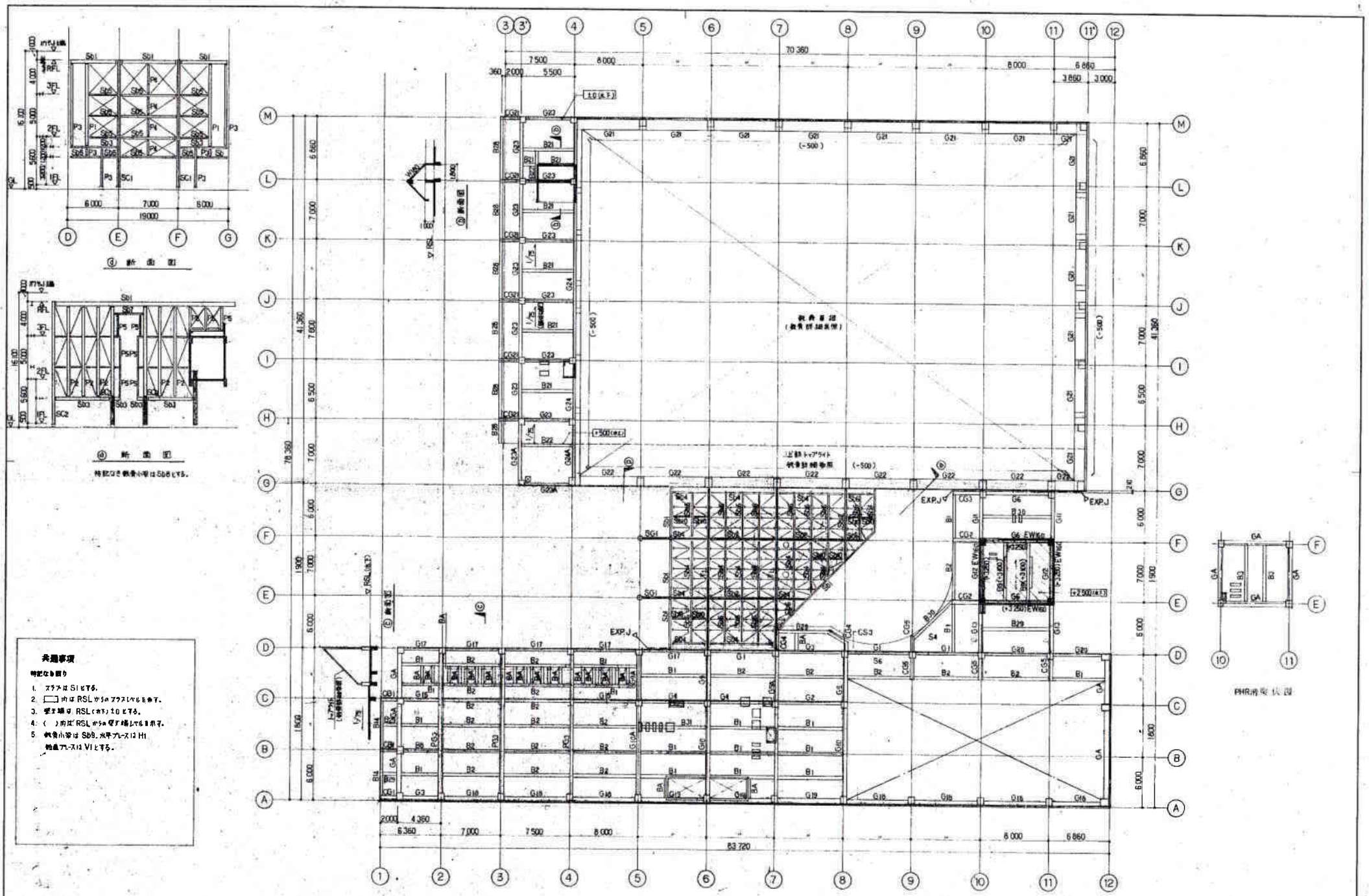
株式会社 類設計室 一級建築士事務所

(仮称)富士見市立総合体育館新築工事

2階梁伏図

S-12





共通事項

特記なき限り

1. スラブはS1とする。
2. □内はRSLからのスラブレベルを示す。
3. 壁ぶ端は RSL(ホ下)±0とする。
4. ( )内は RSLからの壁ぶ端レベルを示す。
5. 鉄骨小梁は Sb9、水平ブレースは H1
   鉄塔ブレースは V1とする。

01.11.25		

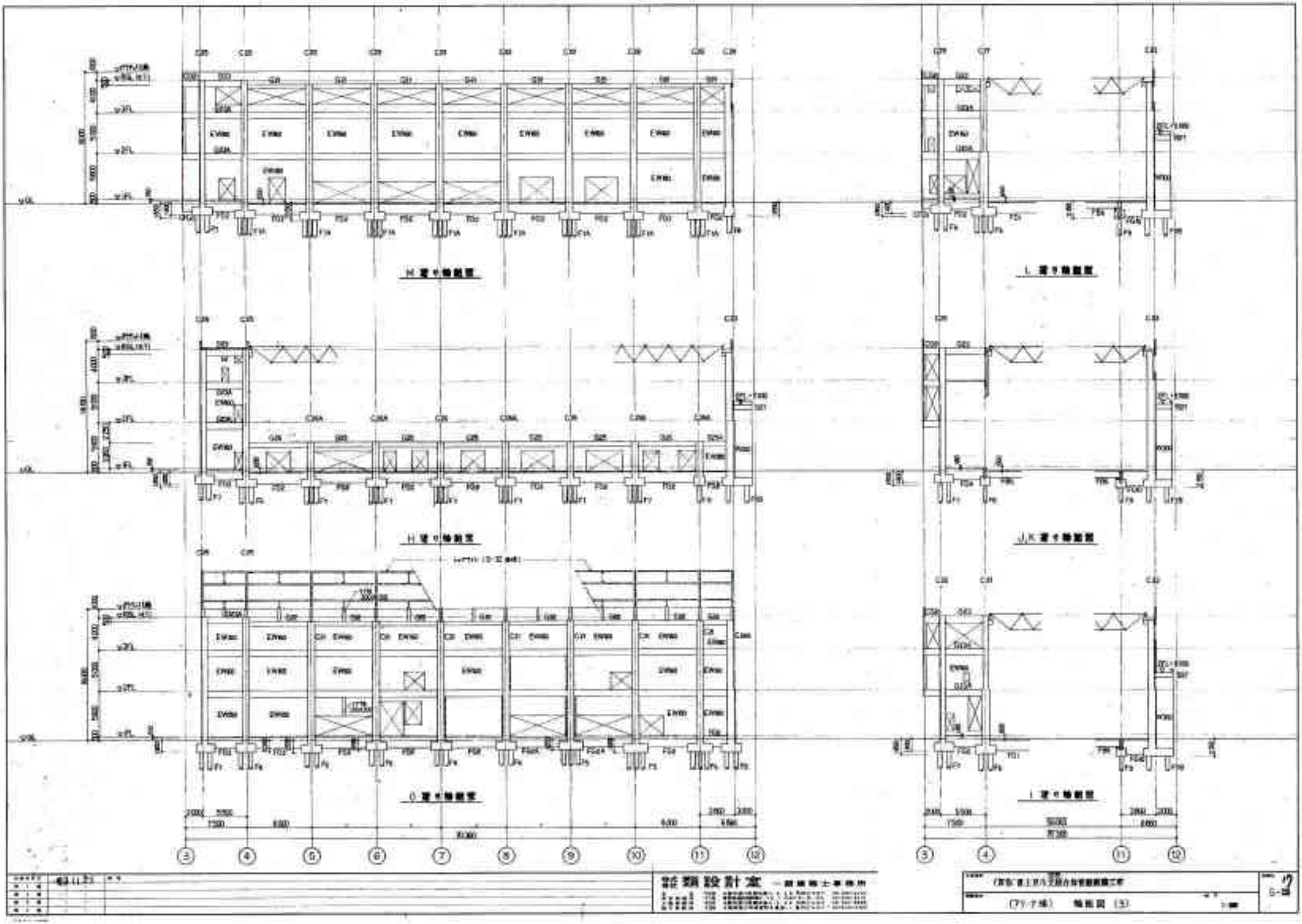
株式会社 類設計室 一級建築士事務所

本社 〒532 大阪市淀川区塚本4-2-26 天神ビル8F 06-805-2222
東京事務所 〒105 東京都港区新橋1-16-1 たばこセンタービル 03-434-3131
大阪事務所 〒532 大阪市淀川区塚本4-2-26 天神ビル8F 06-305-6666
千葉事務所 〒285 千葉県佐倉市宮前8番地-1 宮内ビル2F 0439-28-2760

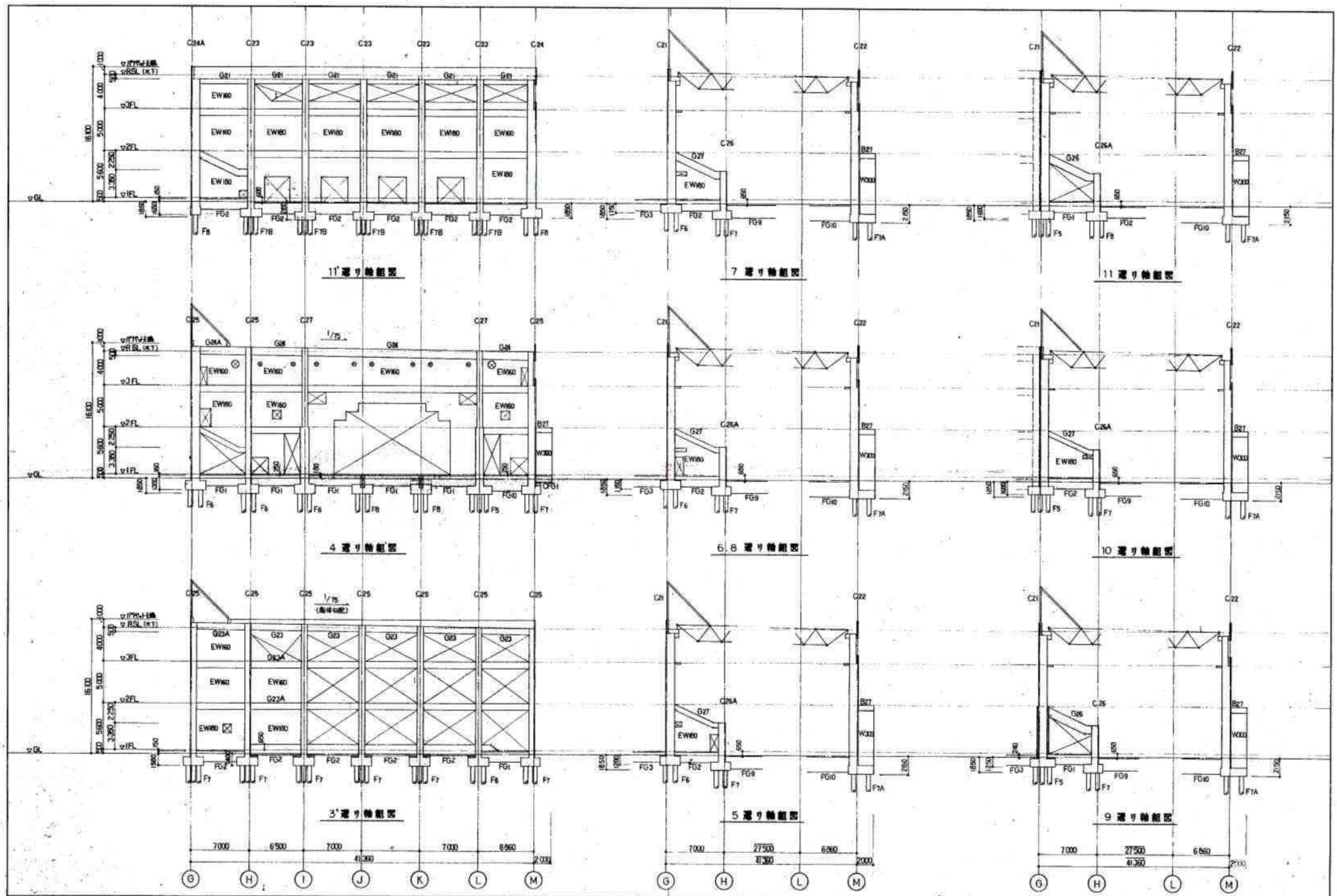
(仮称)富士見市立総合体育館新築工事

屋根伏図

14
S-13



H 通り軸組図
L 通り軸組図
H 通り軸組図
J,K 通り軸組図
O 通り軸組図
I 通り軸組図

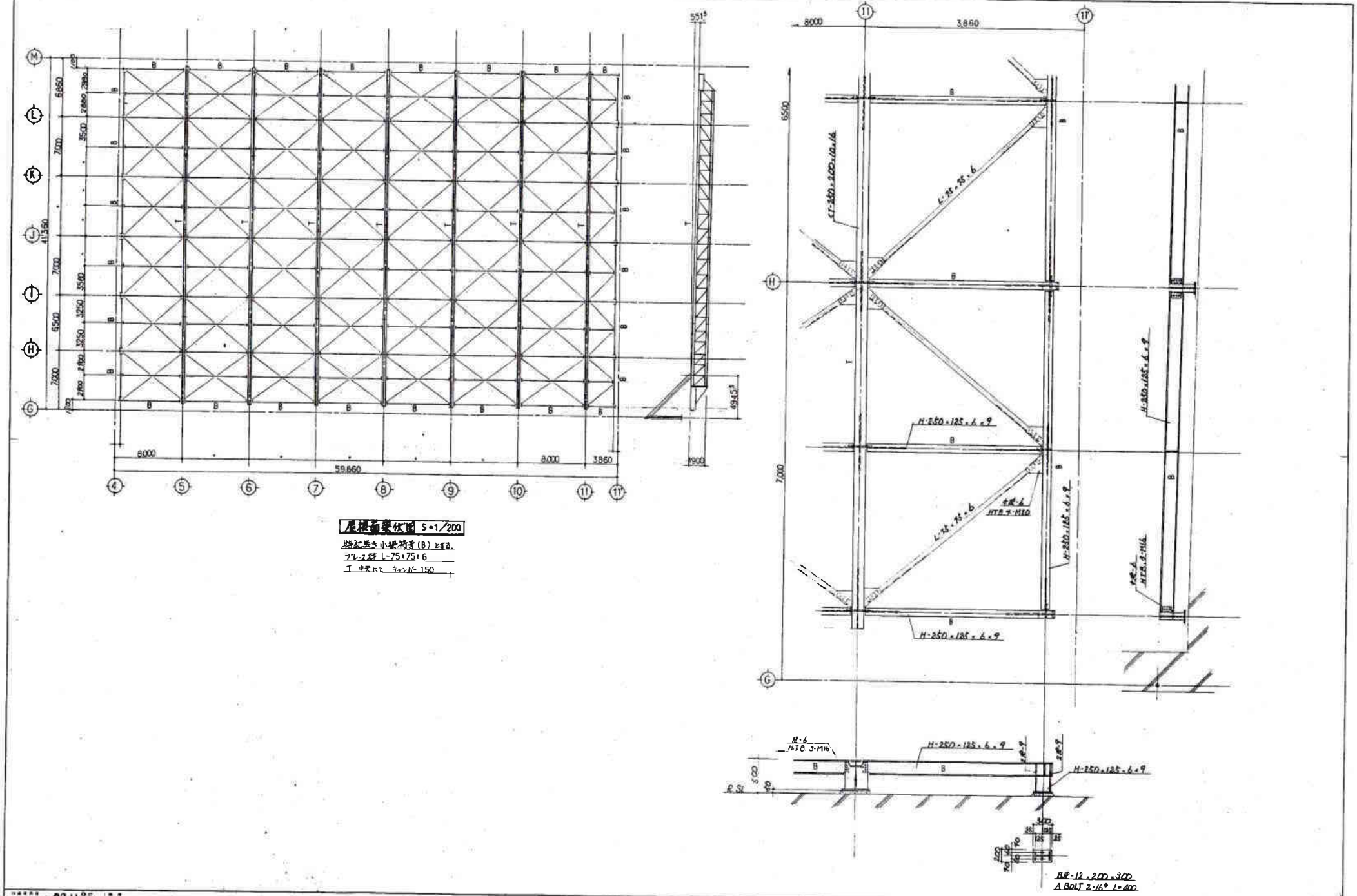


株式会社 類設計室 一級建築士事務所

(仮称)富士見市立総合体育館新築工事

(アリーナ棟) 軸組図 (4)

S-7

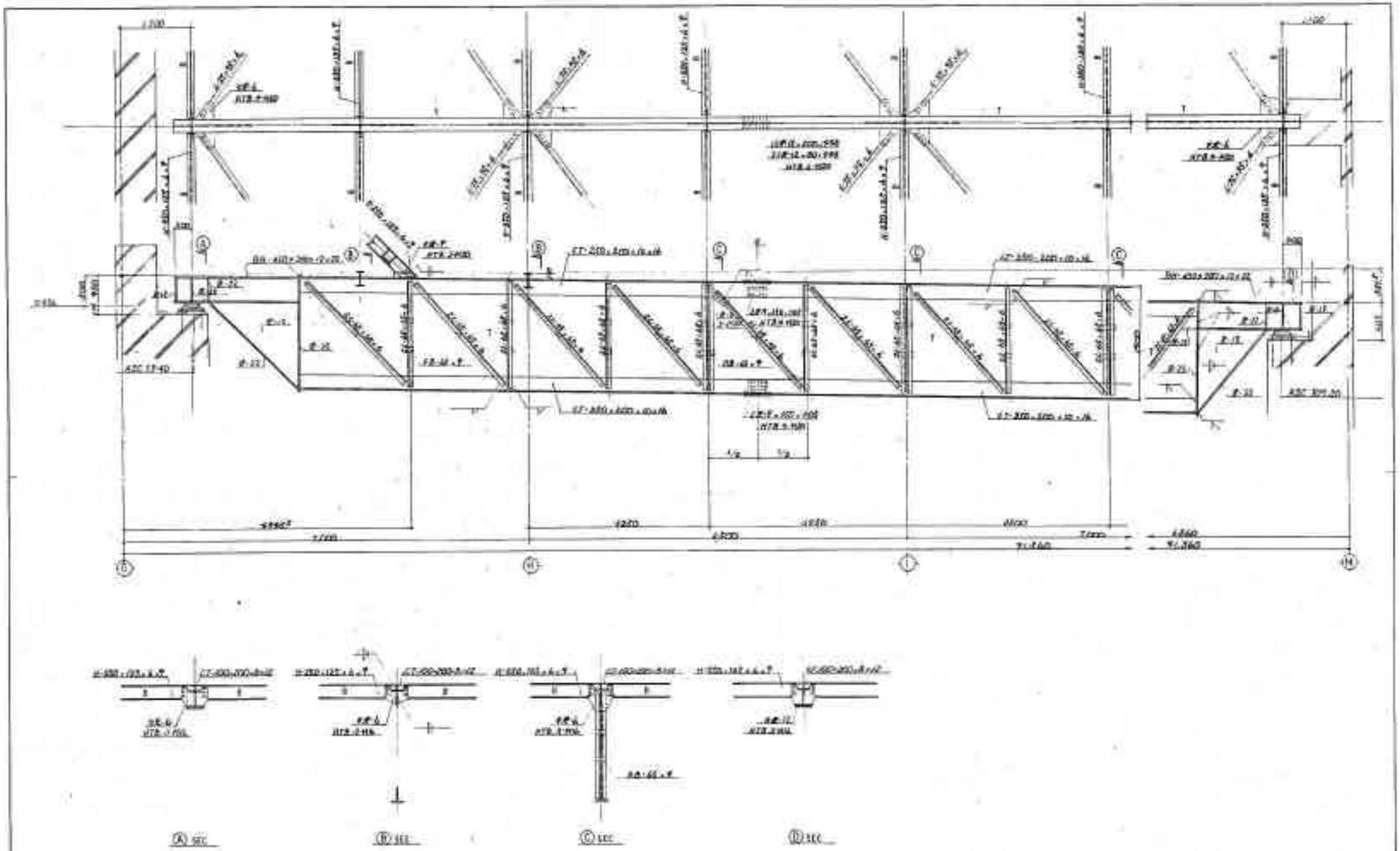


株式会社 類設計室 一級建築士事務所

(仮称)芒上見市立総合体育館新築工事

アリーナ棟 屋根軸受用細図 (1)

S-39



鋼類設計室

資料３

市民総合体育館屋根崩落前までの気象状況について

１．時間別累積降水量、風向、風速、気温

項目 日時	降水量(mm)		風向	風速 (m/s)	気温 (℃)
	1時間当り降水量	累積降水量			
2月14日 8:00	0.5	0.5	北	3.8	0.0
9:00	0.0	0.5	北	2.7	0.1
10:00	0.5	1.0	北	3.2	0.0
11:00	0.0	1.0	北	4.5	0.0
12:00	0.5	1.5	北	3.3	0.0
13:00	0.5	2.0	北北西	2.8	0.0
14:00	1.0	3.0	北	3.4	0.0
15:00	1.0	4.0	北北西	2.2	0.0
16:00	1.5	5.5	北北西	3.9	0.0
17:00	2.0	7.5	北北西	2.6	-0.1
18:00	1.5	9.0	北北西	3.5	0.0
19:00	1.5	10.5	北北西	3.3	0.0
20:00	1.5	12.0	北北西	4.9	0.0
21:00	1.0	13.0	北北西	3.9	0.0
22:00	1.5	14.5	北北西	4.8	-0.1
23:00	1.5	16.0	北北西	5.1	-0.3
2月15日 0:00	2.0	18.0	北北西	5.2	-0.2
1:00	2.5	20.5	北北西	4.6	0.0
2:00	3.5	24.0	北北西	3.9	0.0
3:00	5.5	29.5	北北西	5.1	0.2
4:00	5.5	35.0	北北西	4.5	0.4
5:00	5.5	40.5	北北西	6.3	1.0
6:00	6.5	47.0	北北西	8.1	1.4
7:00	7.0	54.0	北北西	8.0	2.0
8:00	7.5	61.5	北西	5.6	2.0

※データは気象庁アメダスより。 観測地点はさいたま（所在地は、さいたま市桜区の大久保浄水場）。

ここでいう降水量とは雪、雨の区別なく水になった状態のこと。雪はヒーターで溶かして水に換算している。

２．降雪量（最大積雪深）

観測地	積雪量（cm）	観測日時
さいたま	２１．５	２月１５日　４時
朝霞	３５．０	２月１５日　５時
北本	３８．０	２月１５日　５時
川越	３９．０	２月１５日　５時
飯能	５１．０	２月１５日　７時
東松山	４５．０	２月１５日　６時
秩父	８１．０	２月１５日　８時
本庄	６５．０	２月１５日　８時
熊谷	５７．０	２月１５日　６時
行田	３９．０	２月１５日　５時
越谷	２３．０	２月１５日　５時
杉戸	１２．０	２月１５日　４時

※データは県土整備事務所より。観測地の所在地は、各県土整備事務所。

３．近郊各観測地点位置図

参考資料

市立市民総合体育館屋根崩落事故調査業務委託

報告書

平成26年5月22日

（一社）埼玉建築設計監理協会

目次

Ⅰ. 現地調査結果 p.1
1. 調査結果の概要 p.2
2. 調査記録 p.9

Ⅱ. 構造計算書のチェック p.37

Ⅲ. メインアリーナ屋根の崩落原因の検証と考察 p.40
1. 概要 p.41
2. 荷重想定 p.42
3. 鉄骨トラス梁の解析 p.50
4. 耐力算定 p.58
5. 考察 p.64

Ⅰ．現地調査結果

１　調査結果の概要

調査結果の概要

本報告書は、2014 年 2 月 14 日 15 日の未明に発生した富士見市総合体育館メインアリーナ屋根の崩落事故に対して行った現地調査について、その結果を報告するものである。

調査の内容と結果の概要を以下に示す。

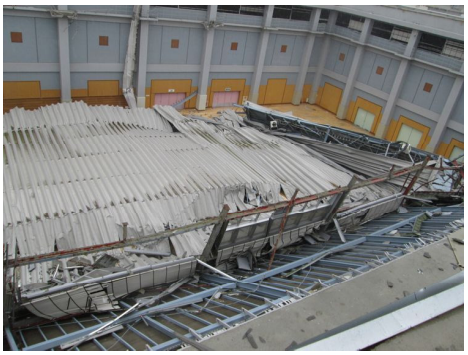


写真 1　崩落した屋根

1　調査の目的と内容

本建物の所在地では、事故の前日から雪が降り始めて、その後降り続いた雪が事故当日の未明に雨に変わり、午前 8 時頃に崩落事故が発生した。この雪は関東の各地で過去最大の積雪深を記録しており、このことから積雪が屋根崩落の原因であると推定されていたが、落下した屋根の損傷状況について調査を行い、屋根崩落の原因を推定するための資料とすることが本調査の目的である。

実施した調査項目を以下に示す。

1) 支点の状況　…　軒梁の上に残された支承の状況を調査することで、支承の損傷状況等を把握する。

2) 屋根全体の落下状況　…　落下した屋根を全体的に目視調査・写真記録することで、損傷状況の平面的な分布を把握する。

3) 大梁の落下状況　…　落下した大梁のどの部材がどのように損傷しているか把握する。

4) 大梁の実態調査　…　大梁について寸法調査と超音波調査を行い、設計図書通りに施工されていたのか把握する。

2　調査結果の概要

2.1　支点の状況

本建物に用いられていた支承は、日本ピラー工業株式会社製のピラーユニトン支承と呼ばれる支承であり、ピン・ローラーいずれもベースポットと呼ばれる部品と、梁に取り付けられたソールプレートと呼ばれる部品の間が可動する機構である(図 1)。

この支承について現況を調査したところ、モルタルが破損している程度の損傷である箇所と(写真 2(a))、大梁に引っ張られたような状態でアンカーボルトが変形・破断して支承が移動・落下している箇所とが存在した(写真 2(b))。支承自体が損傷しているものは無かった。図 2 に移動・落下した支承の位置を示す。5 通りと 9 通りの梁は両端の支承が移動・落下しているが、床に落下した大梁の損傷状況との関連は見られなかった。支承の水平方向・鉛直方向の施工精度を調べたところ、

- 水平方向　…　30～40mm　(水糸とベースポットの距離)
- 鉛直方向　…　–4～+9mm　(レベル測定結果)

との結果であった。

妻面(11 通り側)の柱脚についても調査したところ、いずれの柱脚もアンカーボルトが破断しており、ベースモルタルも破損していた(写真 2(c)、(d))。

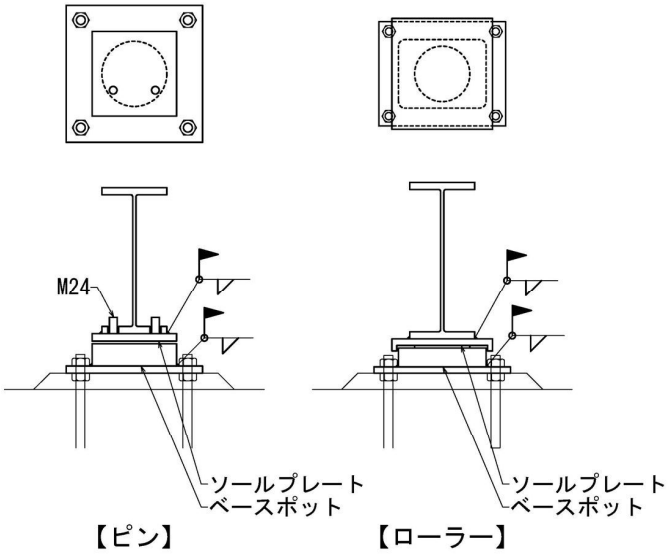


図 1 ピラーユニトン支承

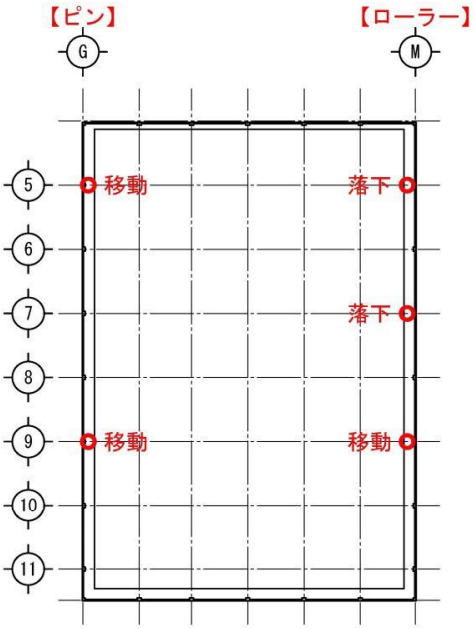


図 2 移動・落下している支承の位置

写真 2(a) 損傷が少ない支承

写真 2(b) 移動している支承

写真 2(c) 妻面柱脚の損傷状況(1)

写真 2(d) 妻面柱脚の損傷状況(2)

2.2　屋根全体の落下状況

落下した屋根を全体的に目視調査したところ、屋根の損傷状況には概ね図 3 の様な分布が見られた。A 部分は各部材の損傷が激しく、上弦材が大きく座屈しており、ガセットプレートがちぎれるなどして小梁が落下している箇所もある(写真 3(a))。C 部分は 9・10 通りの大梁がステージに向かって倒れて落下しており、曲がったり外れてたりしている小梁が比較的多い(写真 3(c))。D 部分の屋根は 9～10 通りの屋根の上に折れ重なっている(写真 3(d))。F 部分には小梁の損傷やブレースの破断が見られる。一方、B・E 部分では大梁・小梁の損傷が比較的少ない(写真 3(b))。

大梁の落下位置(上弦材の端部)を測定した結果を図 4 に示すが、ローラー側は柱から 3m 前後離れて落下しているのに対して(写真 3(e))、ピン側は壁にもたれ掛かるようにずれ落ちている(写真 3(f))。また、全ての梁は 11 通り側に移動して落下していた。

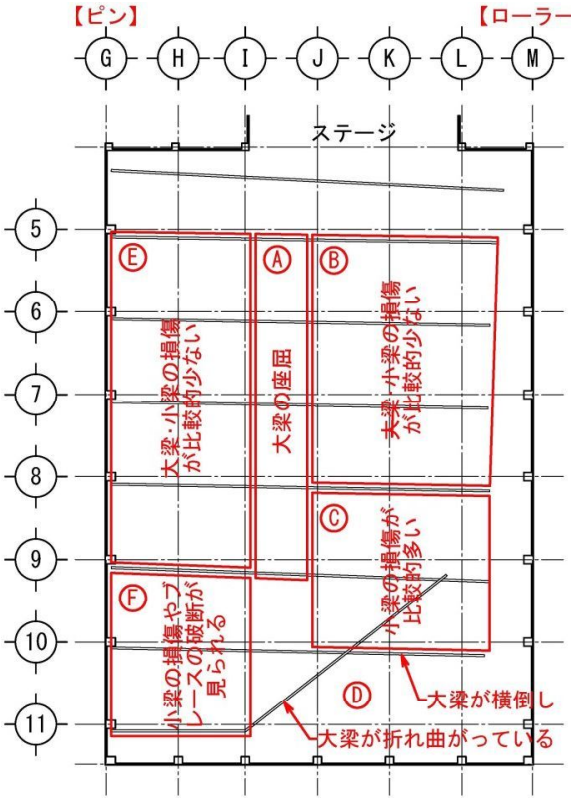


図 3　損傷状況の平面分布

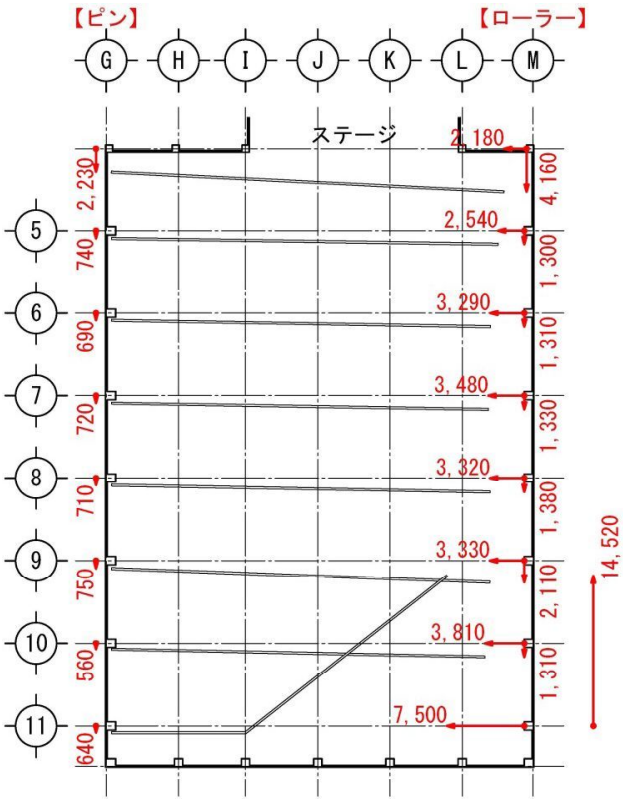


図 4　大梁の落下位置

写真 3(a)　大梁中央部の座屈(A 部分)

写真 3(b)　損傷が比較的少ない(B 部分)

写真 3(c)　損傷が比較的多い(C 部分)

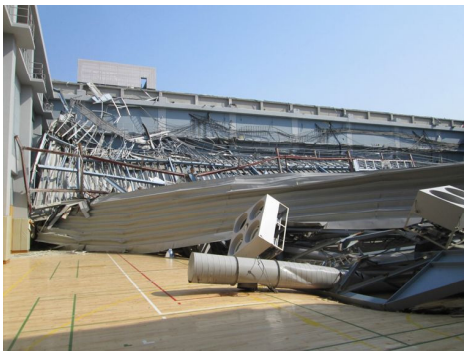


写真 3(d)　屋根の折れ重なり(D 部分)

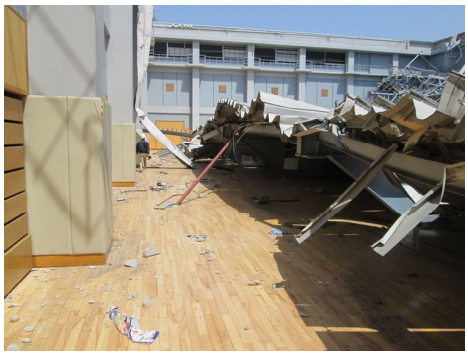


写真 3(e)　ローラー側は柱から離れて落下

写真 3(f)　ピン側は壁にもたれ掛かる

2.3　大梁の落下状況

5 通り、7 通り、9 通り及び 10 通りの大梁について、どの位置の部材がどのように損傷しているのか調査した。結果の概要を図 6 に示す。

1) スパン中央付近は上弦材・斜材・束材に多数の座屈が見られ、下弦材にもウェブの変形などの損傷が見られた。上弦材の座屈はスパン中央部の小梁間で発生しており、水平方向に大きく変形していた。また、上弦材ほどではないが下弦材も水平方向に変形していた(写真 4(a)、(b))。
2) 上弦材座屈している部分では、ガセットプレートがちぎれるなどして落下して小梁が落下している箇所があった。
3) スパン両端にはほとんど損傷が見られなかった(写真 4(c))。
4) 5 通りの大梁では、ローラー支点付近において束材の座屈や斜材の破断が見られた(写真 4(d))。他の大梁でもローラー側の斜材(つづり板部分)に降伏の跡が見られるものがあった。なお、いずれの大梁にもピン側の斜材に降伏の跡は見られなかった。
5) 9 通りの大梁はステージに向かって傾斜しており、10 通りの大梁はスパン中央からローラー支点に掛けて横倒しになっていた。

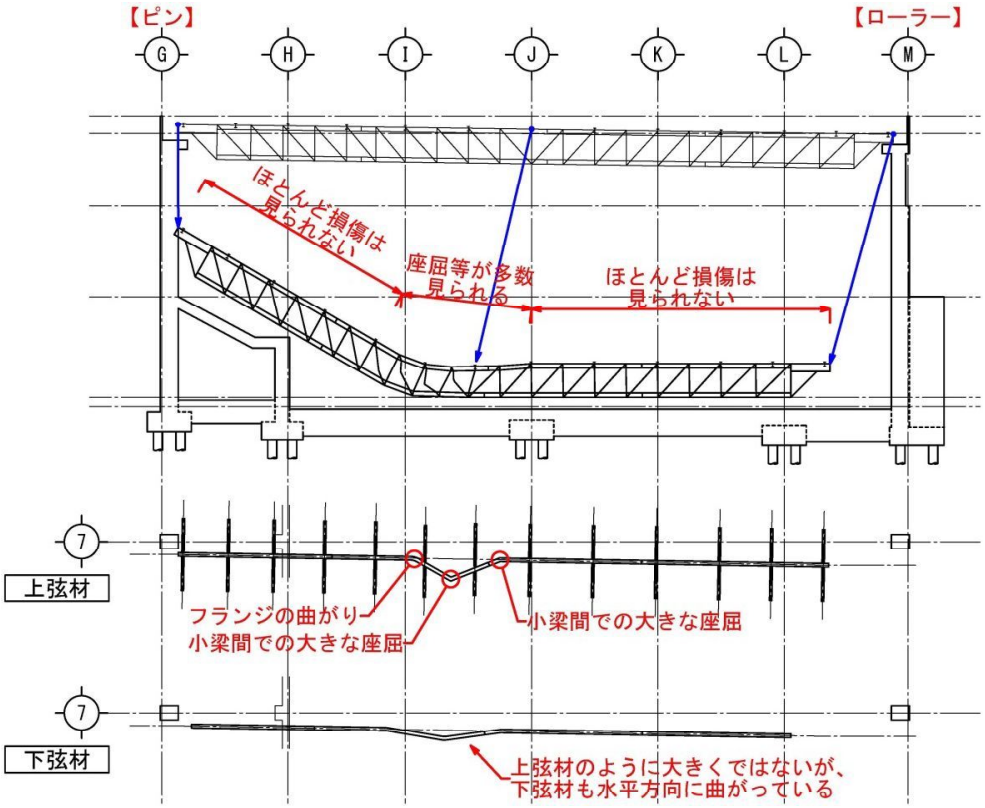


図 6　大梁の落下状況(7 通り)

写真 4(a)　スパン中央付近の損傷(1)

写真 4(b)　スパン中央付近の損傷(2)

写真 4(c)　ピン側の部材

写真 4(d)　5 通りローラー側の損傷

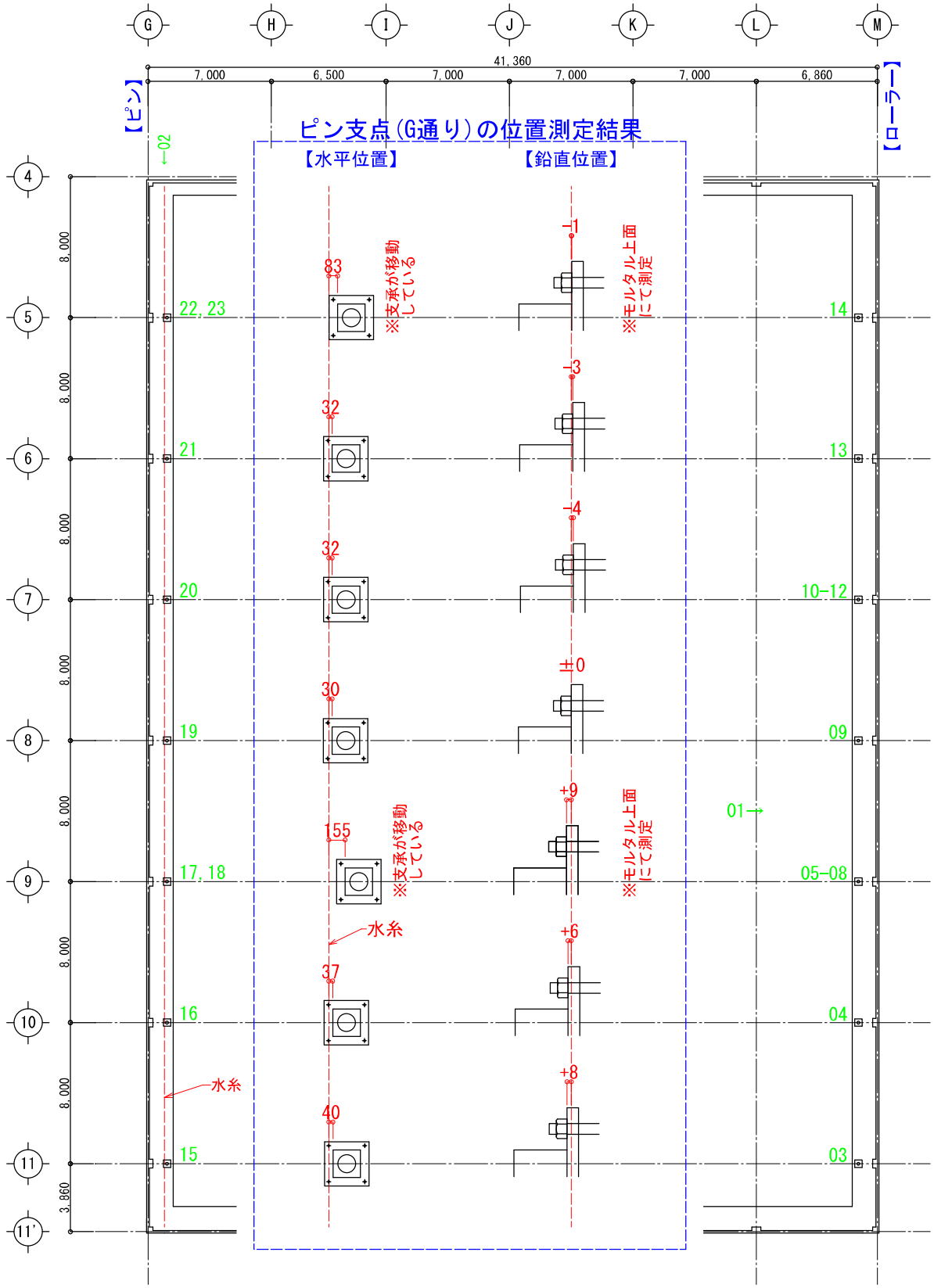
2.4　大梁の実態調査

6 通りと 7 通りの大梁について寸法調査と超音波調査を行い、設計図書通りに施工されているのか確認した。結果、

1) 上下弦材・斜材・束材の寸法は設計図書通りであった。
2) 継手における内側スプライスプレートの幅について、設計図書では 80mm とあるところが現況は 70mm であった。
3) 梁端部における三角プレートの厚さについて、設計図書では 12mm であるが現況は 19mm であった(超音波による板厚測定)。
4) 梁端部の三角プレート部分やラチス梁弦材と三角プレートとの接続部分に突き合せ溶接が用いられているが、これらはいずれも良好な溶接状態であった。

２　調査記録

鉄骨屋根の支点状況調査	調査箇所: ----	調査日: 14.04.08



・緑色の数字は写真番号を示す
・ピン支点の鉛直位置について、5通りと9通りは支承が移動していたのでモルタル上面にて測定した。
それ以外は支承のベースプレート上面にて測定した。

No. 01
ローラー側(M通り)の支点

No. 02
ピン側(G通り)の支点

No. 03
11通り梁のローラー側(M通り)支点
ベースモルタルの損傷や支承の移動は見られなかった。

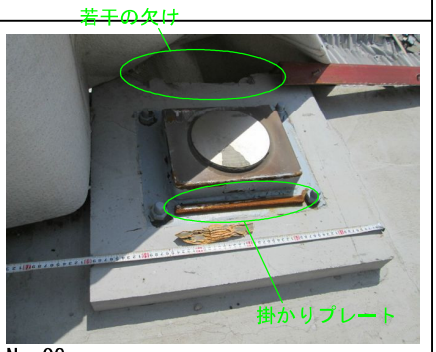
No. 04
10通り梁のローラー側(M通り)支点
支承は移動していないが、ベースモルタルや躯体にひび割れ等が見られる。

No. 05
9通り梁のローラー側(M通り)支点
ベースモルタルに損傷が見られ、支承自体がフロア側に移動している。

No. 06
9通り梁のローラー側(M通り)支点
支承の11通り側側面がフロア側に約30mm移動している。

No. 07
9通り梁のローラー側(M通り)支点
支承の5通り側側面がフロア側に約50mm移動している。

No. 08
9通り梁のローラー側(M通り)支点
アンカーボルトが変形している(No. 07と同じボルト)。



No. 09
8通り梁のローラー側(M通り)支点
支承は移動していないが、モルタルのフロア側側面が若干掛けている。また、掛かりプレートが外れて残っている。

No. 10
7通り梁のローラー側(M通り)支点
支承が落下している。

No. 11
7通り梁のローラー側(M通り)支点
アンカーボルトが破断している。

No. 12
7通り梁のローラー側(M通り)支点
アンカーボルトが破断している。

No.13
6通り梁のローラー側(M通り)支点
屋根の部材が覆い被さっていたために目視できる範囲が限られていたが、目立った損傷は見られなかった。

No.14
5通り梁のローラー側(M通り)支点
支承が落下している。

No.15
11通り梁のピン側(G通り)支点
支承は移動していないが、ベースモルタルのフロア中央に向かう角(写真向かって左上)が欠けている。

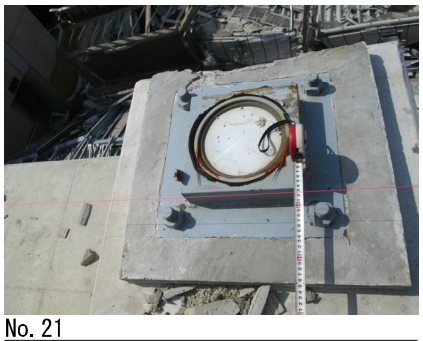
No.16
10通り梁のピン側(G通り)支点
支承は移動していないが、11通りと同様にベースモルタルの角が欠けている。

No.17
9通り梁のピン側(G通り)支点
支承がフロア側に大きく移動しており、一部のアンカーは破断している。

No.18
9通り梁のピン側(G通り)支点

No.19
8通り梁のローラー側(M通り)支点
支承は移動していないがベースモルタルのフロア側が若干欠けている。

No.20
7通り梁のローラー側(M通り)支点
支承は移動していないがベースモルタルのフロア側が若干欠けている。



No.21
6通り梁のローラー側(M通り)支点
支承は移動していないがベースモルタルのフロア側が若干欠けている。

No.22
5通り梁のローラー側(M通り)支点
支承がフロア側に大きく移動している。

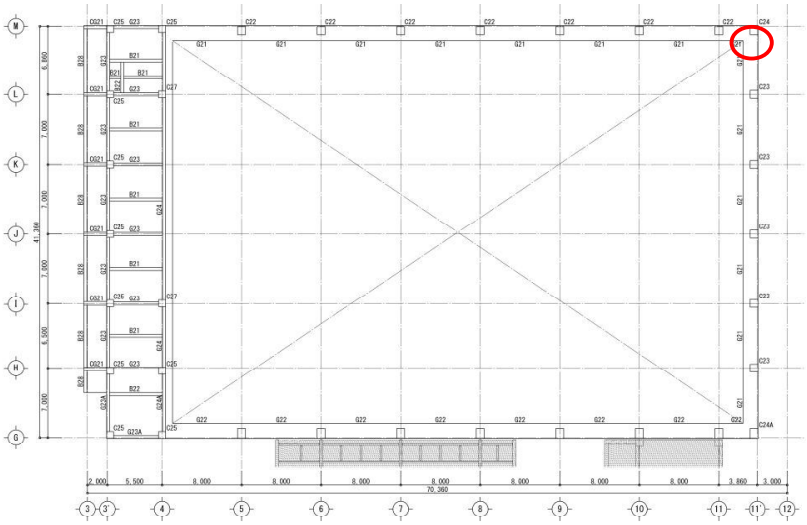
No.23
5通り梁のローラー側(M通り)支点

No.24

NO.1		位置	11’通り M 軸　妻面柱脚部

備考

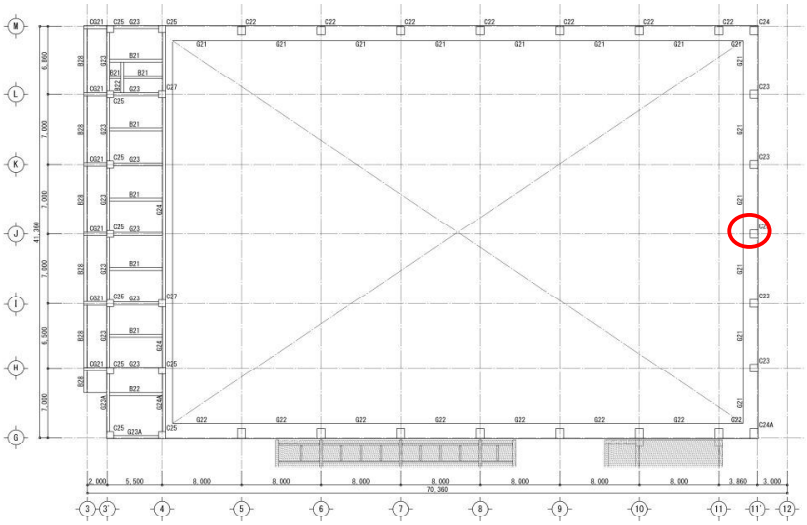
アンカーボルトは破断をしていた。ベースプレート下面モルタル部分は破損していた。



NO.4		位置	11’通りＪ軸　妻面柱脚部

備考

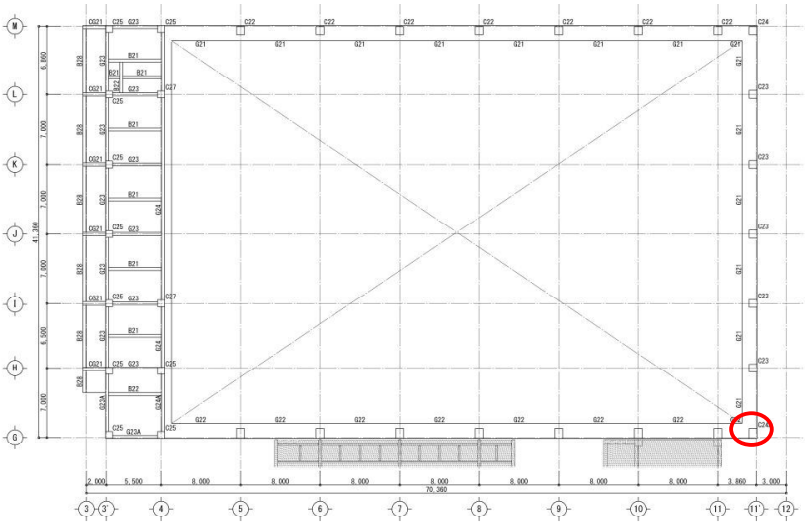
アンカーボルトは破断をしていた。ベースプレート下面モルタル部分は破損していた。



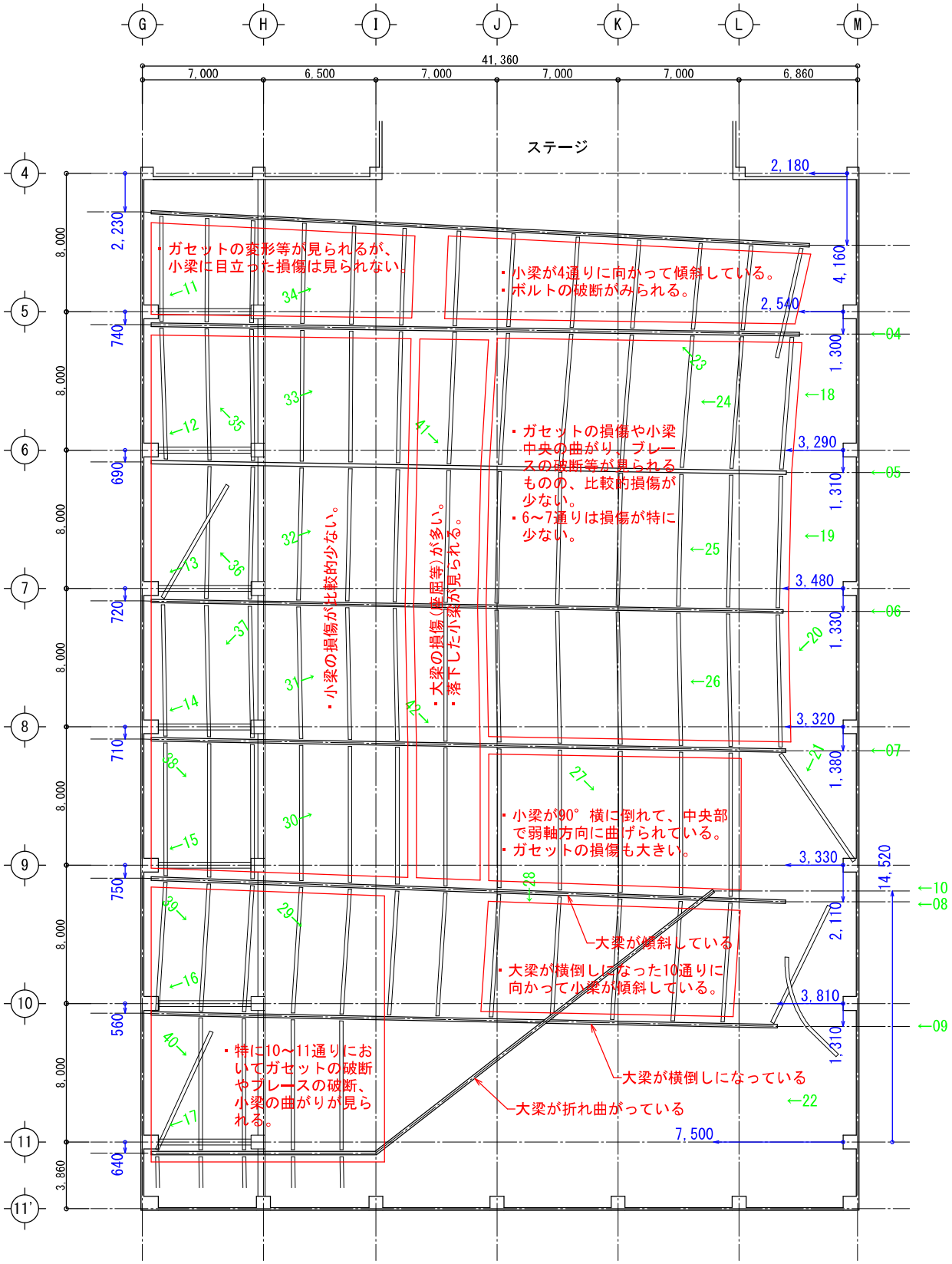
NO.7		位置	11’通りＧ軸　妻面柱脚部

備考

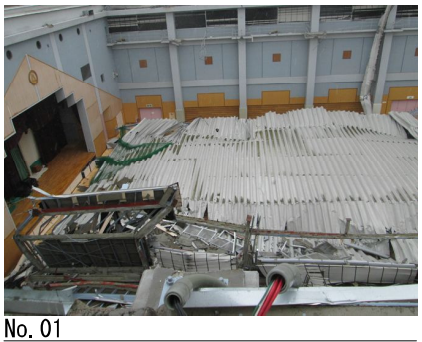
アンカーボルトは破断をしていた。ベースプレート下面モルタル部分は破損していた。



屋根全体の落下状況調査	調査箇所:	調査日:



・緑色の数字は写真番号を示す
・青色の数字は上弦材端部の落下位置を示す



No. 01
崩落した屋根の全景(5通り側)

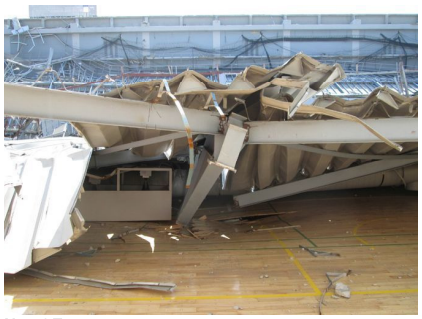
No. 02
崩落した屋根の全景(11通り側)

No. 03
崩落した屋根の全景(ステージから)

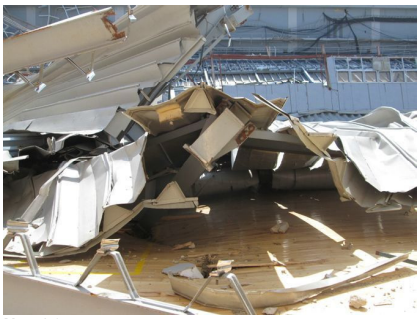
No. 04
落下した梁のローラー支点(5通り)
梁上が若干11通り側(写真左)に傾いており、小梁の接続部分も損傷を受けている。

No. 05
落下した梁のローラー支点(6通り)
ほぼ垂直に落下している。

No. 06
落下した梁のローラー支点(7通り)
ほぼ垂直に落下している。



No. 07
落下した梁のローラー支点(8通り)
梁の上部が5通り側(写真右)に傾いている。



No. 08
落下した梁のローラー支点(9通り)
梁上が5通り側(写真右)に傾いており、小梁が外れている。

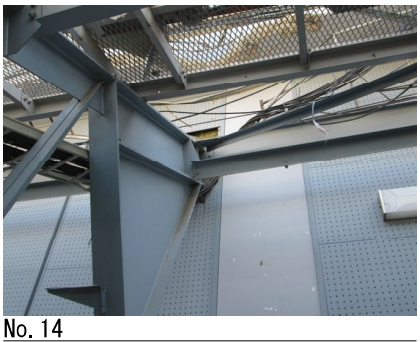
No. 09
落下した梁のローラー支点(10通り)
梁が横倒しになっている。

No. 10
落下した梁のローラー支点(11通り)
梁が折れ曲がり、10通りの梁の上に重なっている。

No. 11
落下した梁のピン支点(5通り)

No. 12
落下した梁のピン支点(6通り)

No. 13
落下した梁のピン支点(7通り)



No. 14
落下した梁のピン支点(8通り)

No. 15
落下した梁のピン支点(9通り)

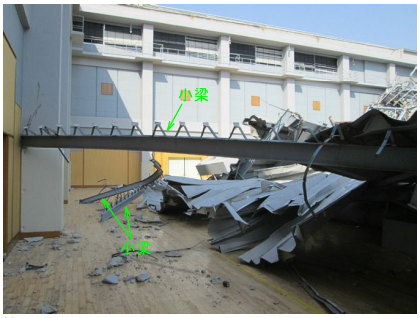
No. 16
落下した梁のピン支点(10通り)

No. 17
落下した梁のピン支点(11通り)

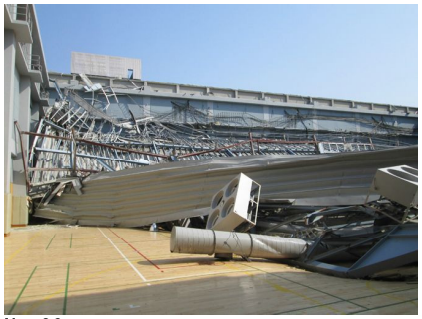
No. 18
ローラー支点側の軒梁(5～6通り)
M通りの小梁が若干曲がっており、1つ奥の小梁が落下している。

No. 19
ローラー支点側の軒小梁(6～7通り)
小梁はほとんど変形していない。

No. 20
ローラー支点側の軒小梁(7～8通り)
M通りの小梁が水平方向に曲がっており、1つ奥の小梁が落下している。

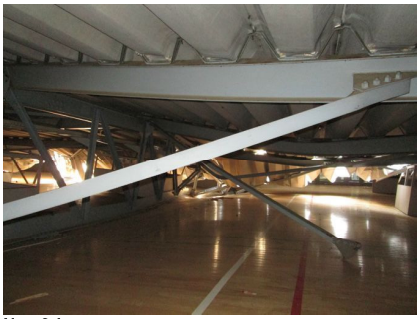


No. 21
ローラー支点側の軒小梁(9～11通り)
小梁が完全に外れている。



No. 22
10～11通り間の屋根が折り重なっている。

No. 23
L～J通り間の小梁(4～5通り)
4通り(写真の奥)には大梁が配置されていないために、4～5通り間の小梁が傾斜している。



No. 24
L～J通り間の小梁(5～6通り)
小梁が曲がっていたり、ブレースが外れたりしている。

No. 25
L～J通り間の小梁(6～7通り)
小梁やブレースに目立った変形は見られない。

No. 26
L～J通り間の小梁(7～8通り)
一部のブレースが曲がっているものの、小梁には目立った変形が見られない。

No. 27
L～J通り間の小梁(8～9通り)
小梁が中央部で弱軸方向に大きく曲がっている。

No. 28
L～J通り間の小梁(9～10通り)
11通り(写真奥)の大梁が横倒しになっており、屋根が床に接している。

No. 29
I～H通り間の小梁(9～10通り)
小梁が中央部で弱軸方向に曲がっている。

No. 30
I～H通り間の小梁(8～9通り)
小梁の中央に若干曲がった痕跡が見られるものの、大きな変形見られない。

No. 31
I～H通り間の小梁(7～8通り)
小梁に目立った変形は見られない。

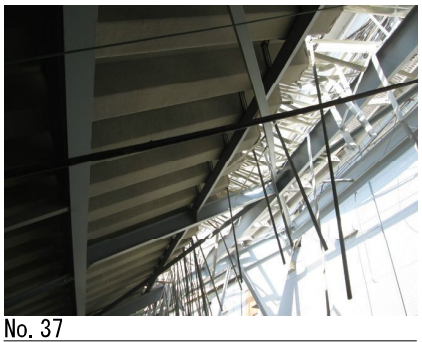
No. 32
I～H通り間の小梁(6～7通り)
小梁に目立った変形は見られない。

No. 33
I～H通り間の小梁(5～6通り)
小梁に目立った変形は見られない。

No. 34
I～H通り間の小梁(4～5通り)
4通り(写真の奥)には大梁が配置されていないために、4～5通り間の小梁が傾斜している。

No. 35
H～G通り間の小梁(5～6通り)
小梁やブレースに目立った変形は見られない。

No. 36
H～G通り間の小梁(6～7通り)
小梁やブレースに目立った変形は見られない。



No. 37
H～G通り間の小梁(7～8通り)
小梁やブレースに目立った変形は見られない。

No. 38
H～G通り間の小梁(8～9通り)
小梁やブレースに目立った変形は見られない。

No. 39
H～G通り間の小梁(9～10通り)
中央付近に軽微な曲げ変形が見られる。

No. 40
H～G通り間の小梁(10～11通り)
端部で破断している小梁やブレースが見られる。

No. 41
大梁中央部の小梁(5～6通り)
大梁は大きく座屈しているが、小梁に目立った損傷は見られない。

No. 42
大梁中央部の小梁(7～8通り)
端部のボルトが破断して小梁が落下している。

No. 43

No. 44

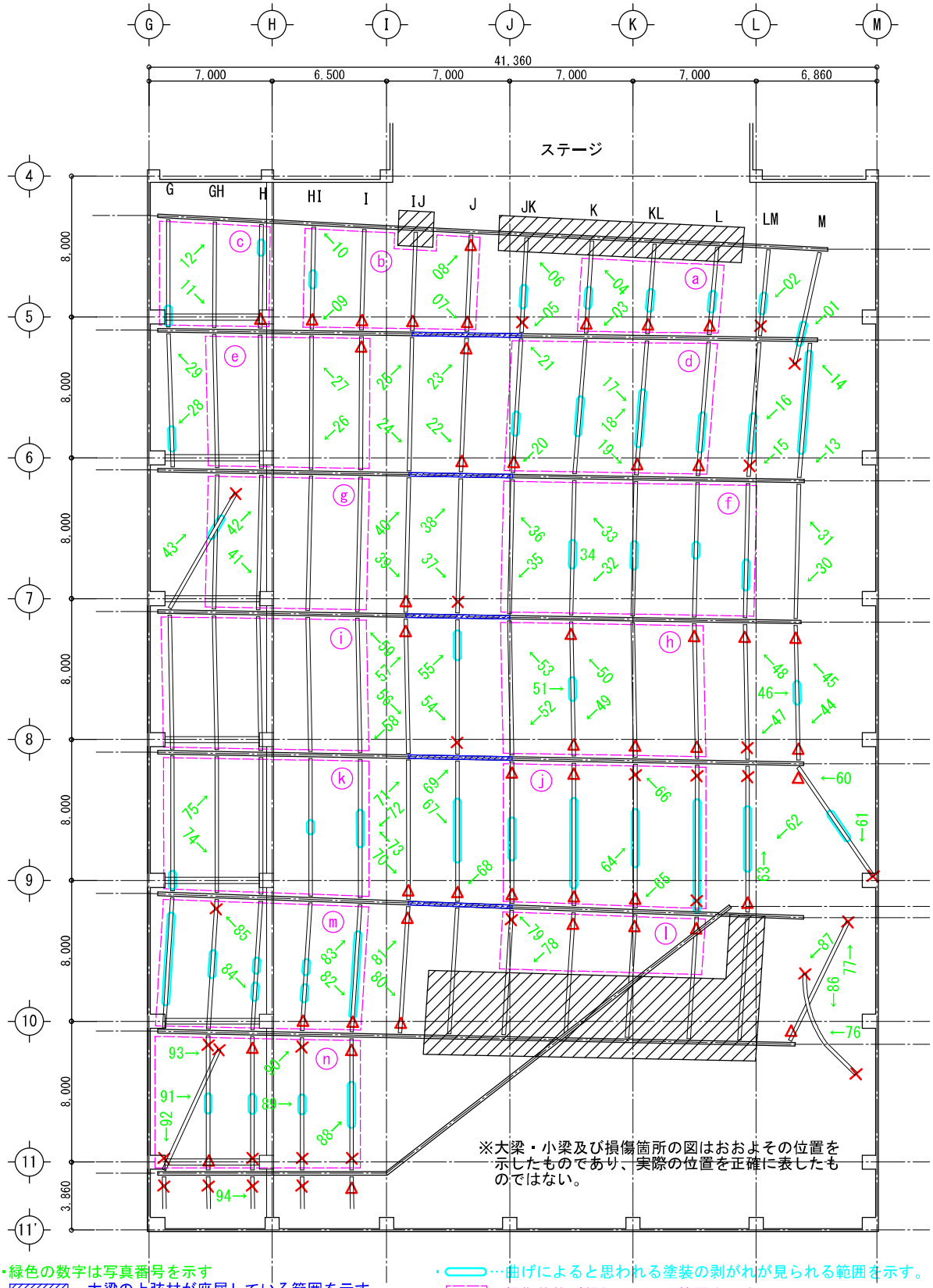
No. 45

No. 46

No. 47

No. 48

小梁の損傷状況調査	調査箇所: ----	調査日: 14.04.04･28



・緑色の数字は写真番号を示す
・▨…大梁の上弦材が座屈している範囲を示す
・×…小梁が落下しているガセットを示す。
・△…プレート又はボルトが損傷しているガセットを示す。
・▭…曲げによると思われる塗装の剥がれが見られる範囲を示す。
・▭…損傷状態が類似している範囲を示す。
・▨…調査出来なかった範囲を示す。

No. 01
4～5通りM軸の小梁(5通り側)
小梁の5通り側がガセットから外れて大梁の上に乗っている。

No. 02
4～5通りLM軸の小梁(5通り側)
小梁の5通り側がガセットから外れて落ちている。

No. 03 【a部分】
4～5通りK軸の小梁(5通り側)
5通り側のガセットでボルトが外れている。

No. 04 【a部分】
4～5通りK軸の小梁(4通り側)
大梁が配置されていない4通りに向かって小梁が斜めに落下している。

No. 05
4～5通りJK軸の小梁(5通り側)
5通り側のガセットから小梁が外れて落下している。

No. 06
4～5通りJK軸の小梁(4通り側)

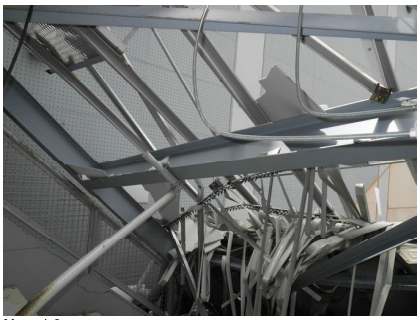
No. 07 【b部分】
4～5通りJ軸の小梁(5通り側)
ガセットプレートが変形しているものの、小梁に大きな変形は見られない。

No. 08 【b部分】
4～5通りJ軸の小梁(4通り側)

No. 09 【b部分】
4～5通りHI軸の小梁(5通り側)
5通り側のガセットでボルトが破断している以外に目立った損傷は見られない。

No. 10 【b部分】
4～5通りHI軸の小梁(4通り側)

No. 11 【c部分】
4～5通りGH軸の小梁(5通り側)
若干の変形以外に小梁・ガセットに大きな損傷は見られない。



No. 12 【c部分】
4～5通りGH軸の小梁(4通り側)

No. 13
5～6通りM軸の小梁(6通り側)
ガセットに大きな損傷は見られない。大きくはないが、長い範囲にわたって曲がりが見られる。

No. 14
5～6通りM軸の小梁(5通り側)

No. 15
5～6通りLM軸の小梁(6通り側)
小梁がガセットから外れて落下している。

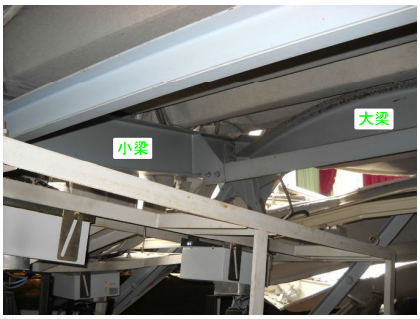
No. 16
5～6通りLM軸の小梁(中央部)
中央部に曲げによると思われる塗装の剥がれが見られる。

No. 17 【d部分】
5～6通りKL軸の小梁(6通り側)
中央部～6通り側に掛けて曲げが原因と思われる塗装の剥がれが見られる。

No. 18 【d部分】
5～6通りKL軸の小梁(5通り側)
中央から5軸側に掛けては塗装の剥がれが見られない。直交方向の溝型鋼が横補剛として利いていると思われる。

No. 19 【d部分】
5～6通りKL軸の小梁(6通り側)
6通り側のガセットでボルトが2本外れている。一方、5通り側のガセットに目立った損傷は見られない。

No. 20 【d部分】
5～6通りJK軸の小梁(6通り側)
6通り側でボルトが1本破断していることと中央部に若干の曲げが見られる以外に大きな損傷は見られない。



No. 21 【d部分】
5～6通りJK軸の小梁(5通り側)
大梁は大きく座屈しているが、小梁に目立った損傷は見られない。

No. 22
5～6通りJ軸の小梁(6通り側)
大梁中央に掛かる小梁であり大梁は大きく座屈しているが、小梁に大きな変形は見られない。

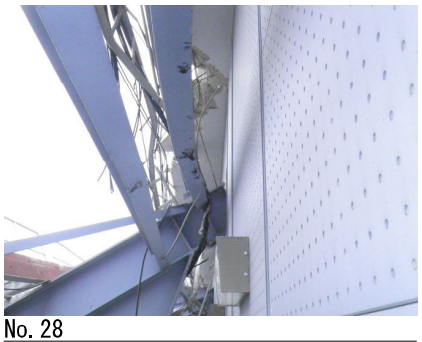
No. 23
5～6通りJ軸の小梁(5通り側)

No. 24 【e部分】
5～6通りIJ軸の小梁(6通り側)
ガセットのボルトが数本破断しているものの、小梁自体に大きな変形は見られない。

No. 25
5～6通りIJ軸の小梁(5通り側)
5通り側に目立った損傷は見られない。

No. 26 【e部分】
5～6通りHI軸の小梁(6通り側)
小梁･ガセットにほとんど損傷が見られない。

No. 27 【e部分】
5～6通りHI軸の小梁(5通り側)



No. 28
5～6通りG軸の小梁(6通り側)
小梁に若干の曲がりが見られるものの大きな損傷は見られない。

No. 29
5～6通りG軸の小梁(5通り側)

No. 30
6～7通りM軸の小梁(7通り側)
小梁･ガセットに目立った損傷は見られない。

No. 31
6～7通りM軸の小梁(6通り側)
目立った損傷は見られない。

No. 32 【f部分】
6～7通りK軸の小梁(7通り側)
中央に曲げが原因と思われる塗装の軽微な剥がれが見られるのみである。

No. 33 【f部分】
6～7通りK軸の小梁(6通り側)

No. 34 【f部分】
6～7通りK軸の小梁(中央部)
中央に曲げが原因と思われる塗装の軽微な剥がれが見られる。

No. 35 【f部分】
6～7通りJK軸の小梁(7通り側)
大梁の座屈が始まる箇所の小梁。目立った損傷は見られない。

No. 36 【f部分】
6～7通りJK軸の小梁(6通り側)

No. 37
6～7通りJ軸の小梁(7通り側)
大梁中央部の小梁。7通り側はガセットから小梁が外れている。

No. 38
6～7通りJ軸の小梁(6通り側)
6通り側はガセットに大きな損傷が見られず、ボルトも破断していない。

No. 39
6～7通りIJ軸の小梁(7通り側)
大梁の座屈が始まる箇所の小梁。7通り側のガセットに変形が見られるものの小梁に大きな損傷は見られない。

No. 40
6～7通りIJ軸の小梁(6通り側)
目立った損傷は見られない。

No. 41 【g部分】
6～7通りH軸の小梁(7通り側)
小梁･ガセットとも目立った損傷は見られない。

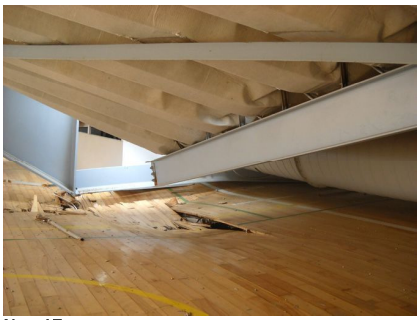
No. 42 【g部分】
6～7通りH軸の小梁(6通り側)

No. 43
6～7通りG軸の小梁(6通り側)
6通り側端部のウェブがちぎれ破断して小梁がガセットから外れ、大きく移動している。

No. 44
7～8通りM軸の小梁(8通り側)
ガセットの損傷、小梁中央の曲げが見られるものの、損傷の程度は比較的小さい。

No. 45
7～8通りM軸の小梁(7通り側)

No. 46
7～8通りM軸の小梁(中央部)
曲げが原因と思われる塗装の剥がれ。



No. 47
7～8通りLM軸の小梁(8通り側)
小梁がガセットから外れて落下している。

No. 48
7～8通りLM軸の小梁(7通り側)

No. 49 【h部分】
7～8通りK軸の小梁(8通り側)
ガセットに損傷があることと中央部に軽微な曲げが見られる他は目立った損傷が見られない。

No. 50 【h部分】
7～8通りK軸の小梁(7通り側)

No. 51 【h部分】
7～8通りK軸の小梁(中央部)
曲げが原因と思われる塗装の軽微な剥がれ。

No. 52 【h部分】
7～8通りJK軸の小梁(8通り側)
大梁の座屈が始まる箇所の小梁。目立った損傷は見られない。

No. 53 【h部分】
7～8通りJK軸の小梁(7通り側)

No. 54
7～8通りJ軸の小梁(8通り側)
大梁中央部の小梁。8通り側はガセットから小梁が落ちている。

No. 55
7～8通りJ軸の小梁(7通り側)
2本の溝型鋼の間に曲げが原因と思われる塗装の剥がれが見られる。

No. 56
7～8通りIJ軸の小梁(8通り側)
大梁の座屈が始まる箇所の小梁。ガセットに損傷が見られる程度で、小梁に目立った損傷は見られない。

No. 57
7～8通りIJ軸の小梁(7通り側)

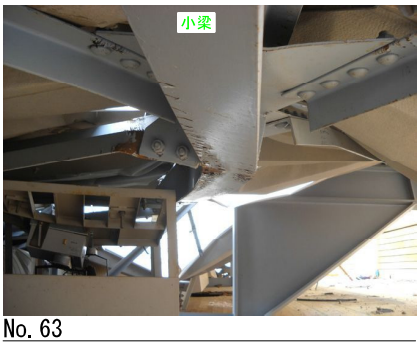
No. 58 【i部分】
7～8通りI軸の小梁(8通り側)
目立った損傷は見られない。

No. 59 【i部分】
7～8通りI軸の小梁(7通り側)

No. 60
8～9通りM軸の小梁(8通り側)

No. 61
8～9通りM軸の小梁(9通り側)
小梁がガセットから外れて大きく移動している。

No. 62
8～9通りLM軸の小梁(9通り側)
ガセットの破損や小梁中央部の曲げが見られる。



No. 63
8～9通りLM軸の小梁(8通り側)

No. 64 【j部分】
8～9通りKL軸の小梁(中央部)
小梁が90°捩れて弱軸方向に曲げられている。

No. 65 【j部分】
8～9通りKL軸の小梁(9通り側)
小梁がガセットを90°捩っている。

No. 66 【j部分】
8～9通りKL軸の小梁(8通り側)
ボルトが破断して小梁がガセットから落ちている。

No. 67
8～9通りJ軸の小梁(中央部)
大梁中央部の小梁。JK～L軸と同様に小梁が弱軸方向に曲げられている。

No. 68
8～9通りJ軸の小梁(9通り側)
9通り側はガセットが90°捩られている。一方、8通り側のガセットに大きな損傷は見られない。

No. 69
8～9通りJ軸の小梁(8通り側)

No. 70
8～9通りIJ軸の小梁(9通り側)
大梁の座屈が始まる箇所の小梁。ガセットに損傷が見られる程度で、小梁に目立った損傷は見られない。

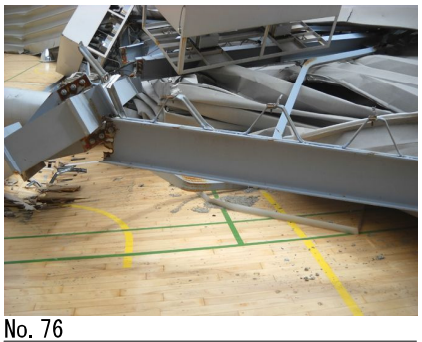
No. 71
8～9通りIJ軸の小梁(8通り側)

No. 72 【k部分】
8～9通りI軸の小梁(9通り側)
8～9通りG～I軸の小梁は、比較的軽微な曲げが見られる以外に目立った損傷は見られない。

No. 73 【k部分】
8～9通りI軸の小梁(8通り側)

No. 74 【k部分】
8～9通りGH軸の小梁(9通り側)
ほとんど損傷は見られない。

No. 75 【k部分】
8～9通りGH軸の小梁(8通り側)



No. 76
9～10通りM軸の小梁(10通り側)
10通り側のガセットがはしぬけ破断している。

No. 77
9～10通りM軸の小梁(9通り側)
9通り側がガセットから外れて小梁が大きく移動している。

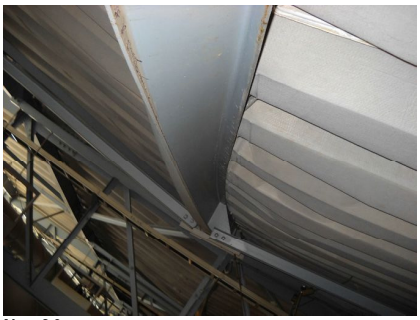
No. 78 【l部分】
9～10通りJK軸の小梁(10通り側)
10通り側の大梁が横倒しになっているために小梁が傾斜している。

No. 79 【l部分】
9～10通りJK軸の小梁(9通り側)
ボルトが全て破断している。

No. 80
9～10通りIJ軸の小梁(10通り側)
大梁の座屈が始まる箇所の小梁。10通り側のガセットで2本のボルトが破断している以外、目立った損傷は見られない。

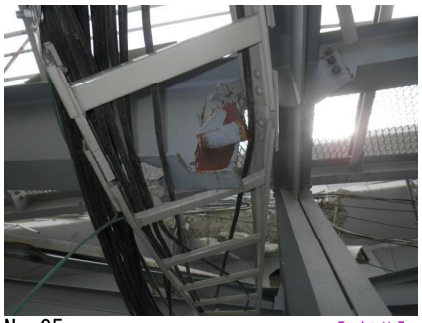
No. 81
9～10通りIJ軸の小梁(9通り側)

No. 82 【m部分】
9～10通りI軸の小梁(10通り側)
曲げによると思われる塗装の剥がれや端部ボルトの破断が見られる。



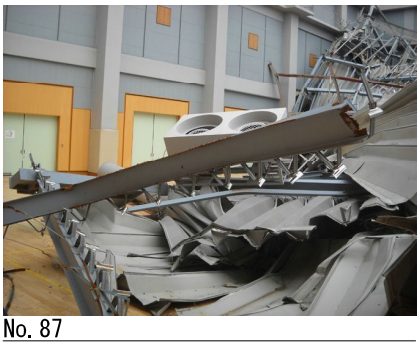
No. 83 【m部分】
9～10通りI軸の小梁(9通り側)

No. 84 【m部分】
9～10通りH軸の小梁(中央部)
曲げによると思われる塗装の剥がれ。



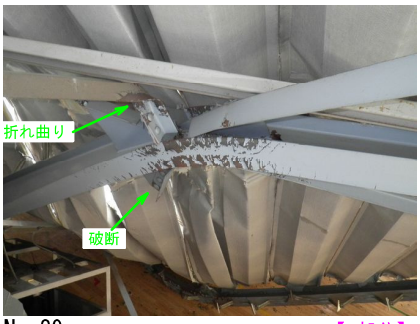
No. 85 【m部分】
9～10通りGH軸の小梁(9通り側)
ガセットが破断している。

No. 86
10～11通りM軸の小梁
小梁の両端がガセットから外れて大きく移動している。

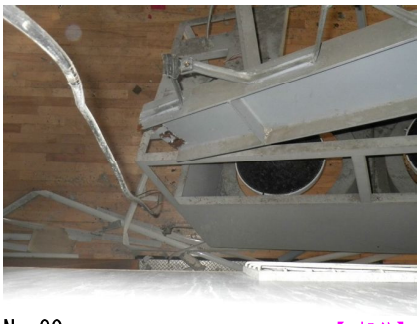


No. 87
10～11通りM軸の小梁(10通り側)
10通り側の端部。ウェブがちぎれ破断しており、軸方向の力が作用した可能性が考えられる。

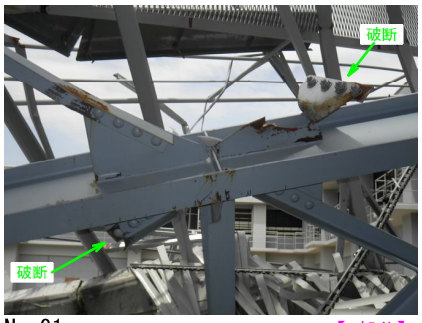
No. 88 【n部分】
10～11通りI軸の小梁
中央部が大きく曲げられている。



No. 89 【n部分】
10～11通りHI軸の小梁(中央部)
弱軸方向に曲げられている。また、水平ブレースが折れ曲がったり破断したりしている。



No. 90 【n部分】
10～11通りHI軸の小梁(10通り側)
小梁の10通り側がガセットから外れて落下している。



No. 91 【n部分】
10～11通りGH軸の小梁(中央部)
小梁に取り付けられた水平ブレースが破断している。

No. 92 【n部分】
10～11通りG軸の小梁(11通り側)
小梁の10通り側がガセットから外れて大きく移動している。

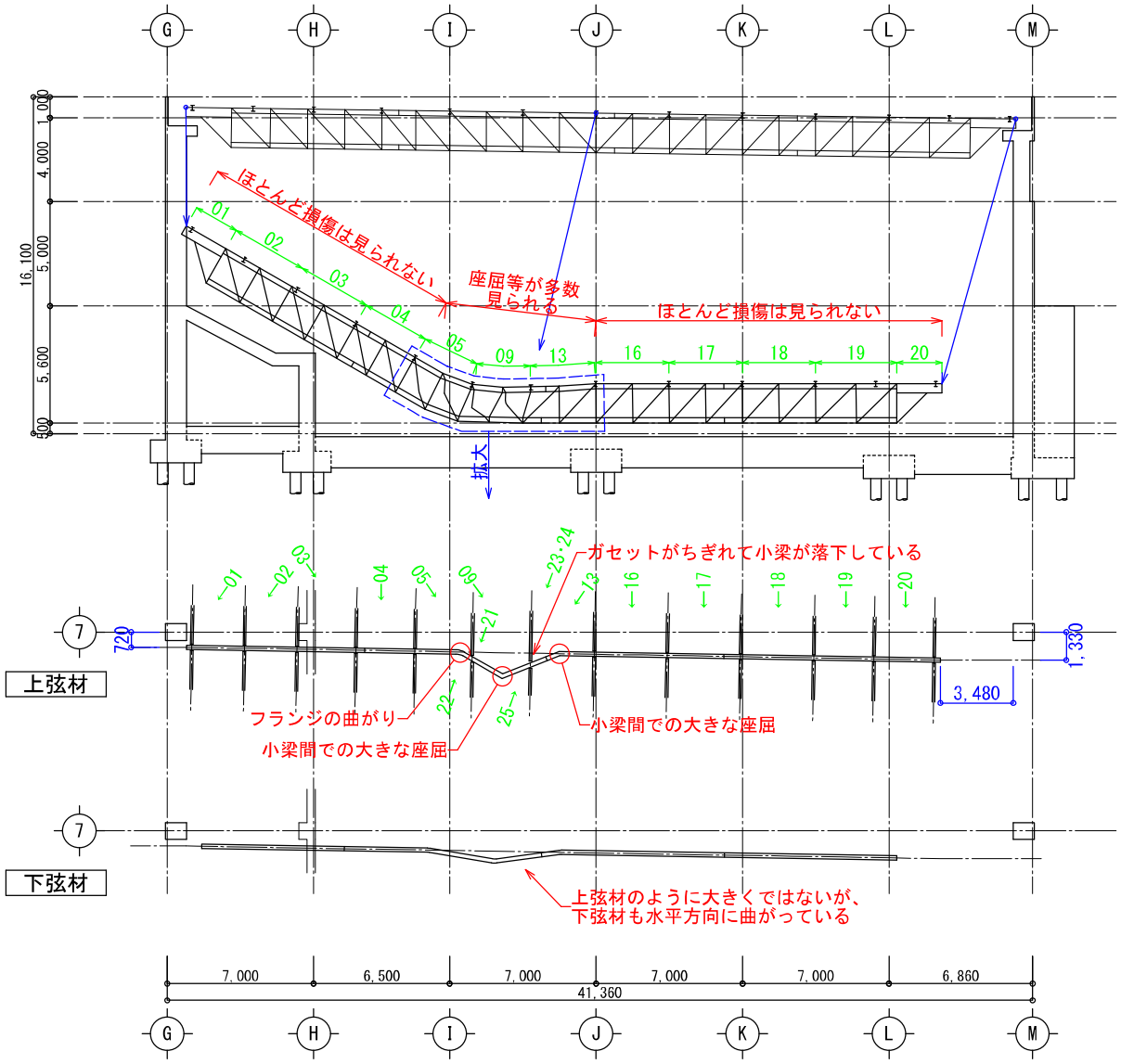
No. 93 【n部分】
10～11通りG軸の小梁(10通り側)
10通り側のガセットがちぎれ破断している。

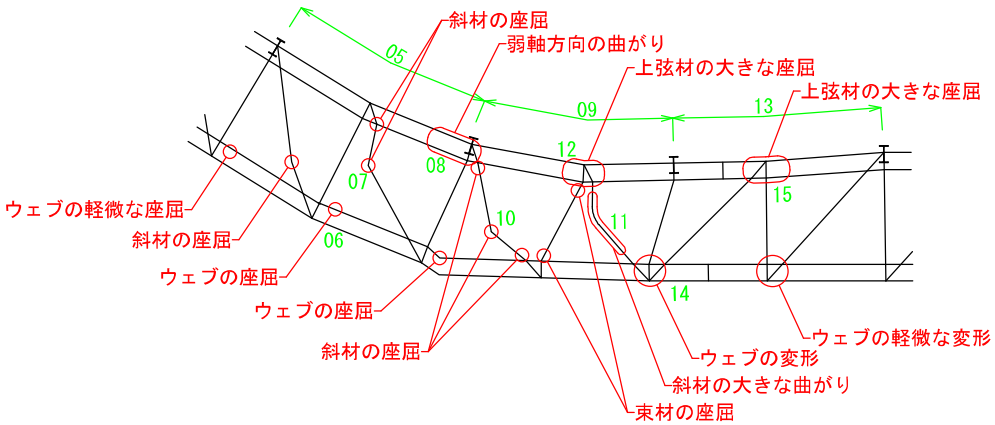
No. 94
11～11'通りH軸の小梁
ガセットから外れて落下している。

No. 95

No. 96

大梁の落下状況調査	調査箇所: 7通り	調査日: 14.04.03





【注記】
- 緑色の数字は写真番号を示す
- 落下した大梁の図は損傷した部材を模式的に表したものであり、損傷の位置や変形量を正確に表したものではない。

No. 01
固定支点が壁仕上げ材に突き刺さっているが、大梁の部材に損傷ほとんど無い。

No. 02
ほとんど損傷は見られない。

No. 03
ほとんど損傷は見られない。

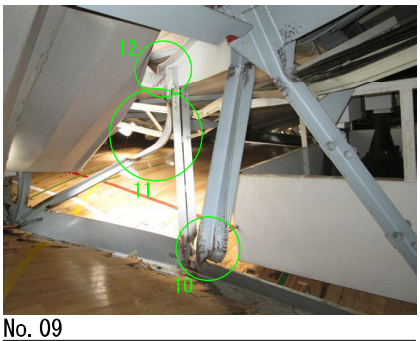
No. 04
ほとんど損傷は見られない。

No. 05
斜材や下弦材のウェブに座屈が見られる。また、上弦材が弱軸方向に曲がっている。

No. 06
ウェブの座屈

No. 07
斜材の座屈

No. 08
上弦材の弱軸方向への曲がり



No. 09
上弦材が大きく座屈している他、斜材や束材も座屈している。また、上弦材ほどではないが下弦材も水平方向に変形している。

No. 10
斜材の座屈

No. 11
斜材の大きな曲がり

No. 12
上弦材の座屈

No. 13
上弦材が大きく座屈している他、ガセットがちぎれて小梁が落下している。
上弦材と比べて、下弦材や斜材・束材はそれ程損傷していない。

No. 14
斜材が大きく傾斜している。
下弦材のウェブが変形している。

No. 15
上弦材が大きく座屈している。

No. 16
ほとんど損傷は見られない。

No. 17
ほとんど損傷は見られない。

No. 18
ほとんど損傷は見られない。

No. 19
ほとんど損傷は見られない。

No. 20
ほとんど損傷は見られない。ほぼ垂直に落下している。

No. 21
上弦材が座屈している箇所の小梁ガセットが変形している。

No. 22
上弦材が座屈している箇所の小梁ガセットが変形している。

No. 23
ガセットがちぎれて小梁が落下している。

No. 24
ガセットがちぎれて小梁が落下している。

No. 25
反対側の小梁は落下しているが、こちら側の小梁ガセットは比較的損傷が少ない。

No. 26

No. 27

No. 28

No. 29

No. 30

No. 31

No. 32

No. 33

No. 34

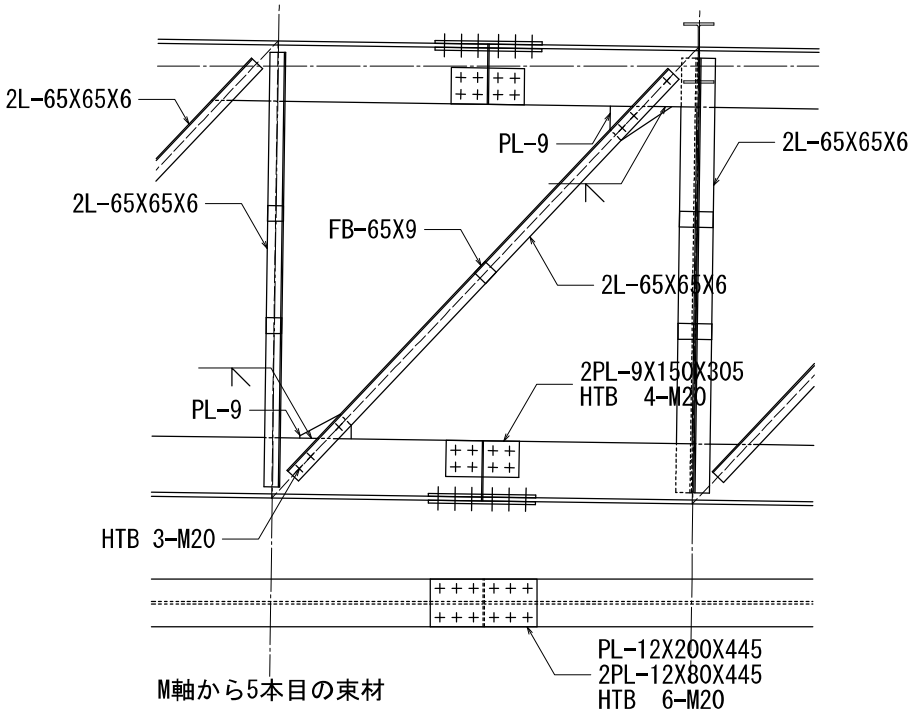
No. 35

No. 36

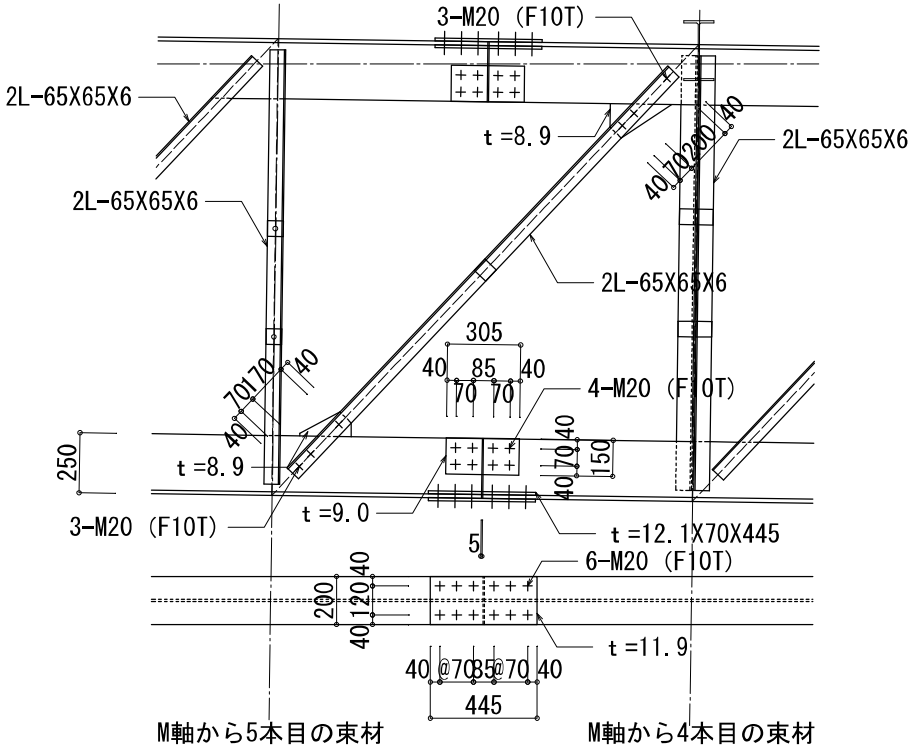
実態調査結果

調査箇所:【T梁 継手部　M通りから5スパン目ラチス】	通り:7通りM軸側	写真No:

設計図書:



実測図:



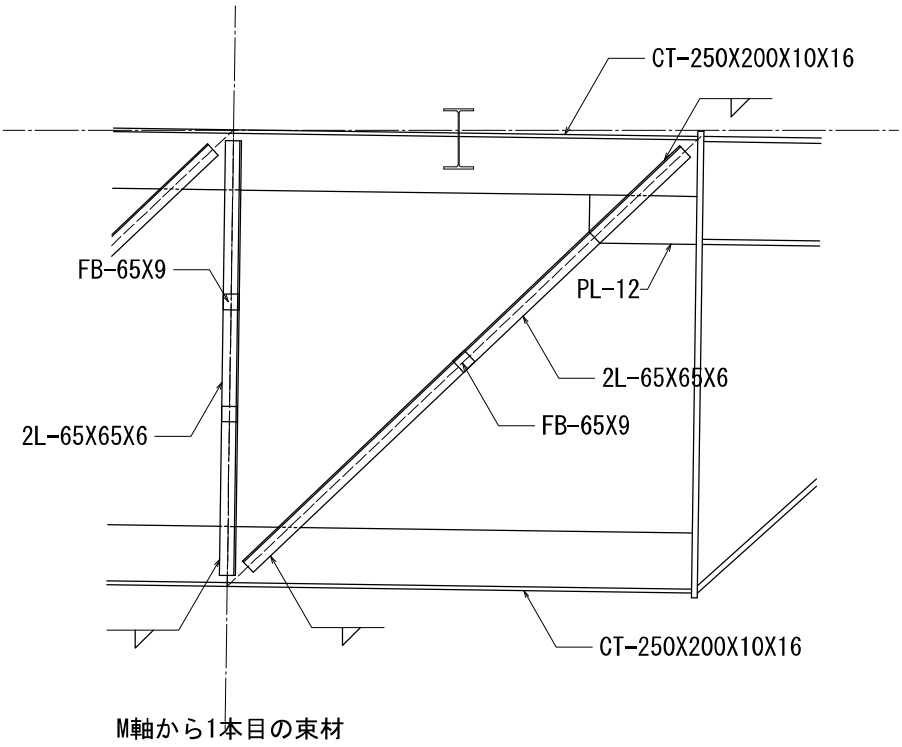
調査結果:

- 斜材、束材のサイズは設計図書通りであった。
- 継手部において、内側スプライスプレートが設計図書「幅=80mm」→現況「幅=70mm」であった。
  ボルトはナット高さよりM20と判断した。また、ボルト頭よりF10Tの確認した。
- 斜材、束材に座屈および破断は見られなかった。
- 上・下弦材に座屈および大きな変形は見られなかった

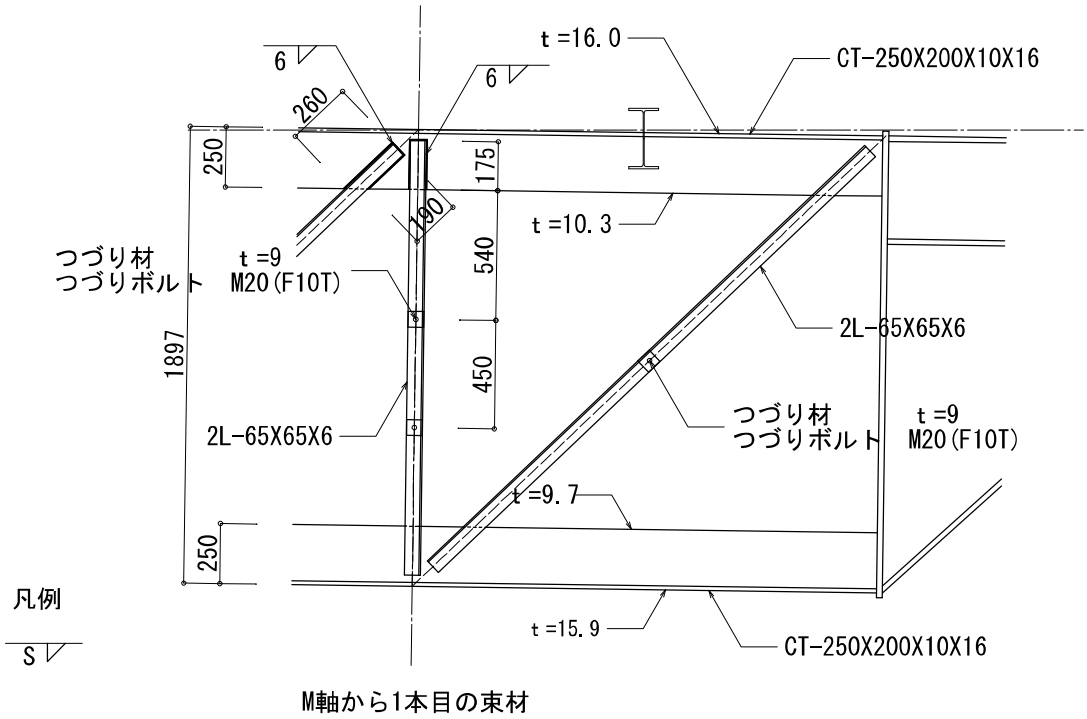
実態調査結果

調査箇所:【T梁 M通りから1スパン目ラチス】	通り:7通りM軸側	写真No:

設計図書:



実測図:



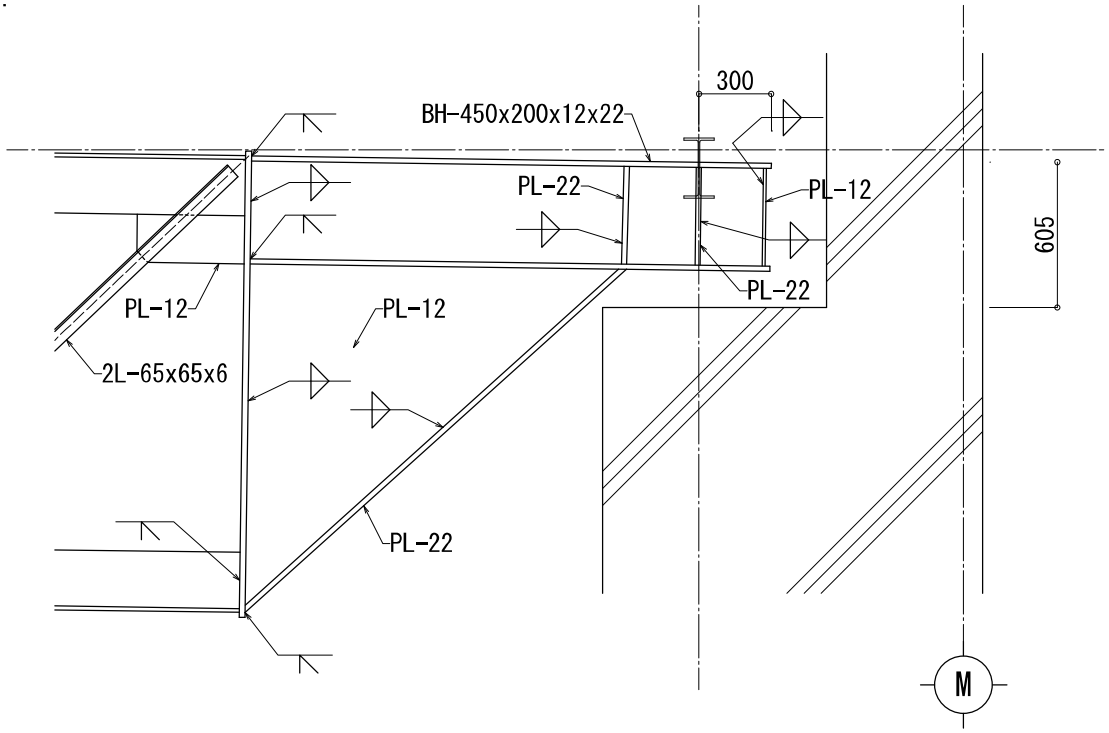
調査結果:

・斜材、束材のサイズは設計図書通りであった。
・つづりボルトはナット高さよりM20と判断した。また、ボルト頭よりF10Tの刻印を確認した。
・上・下弦材は設計図書通りであった。
・斜材、束材に座屈、破断は見られなかった。
・上・下弦材に座屈および大きな変形は見られなかった。

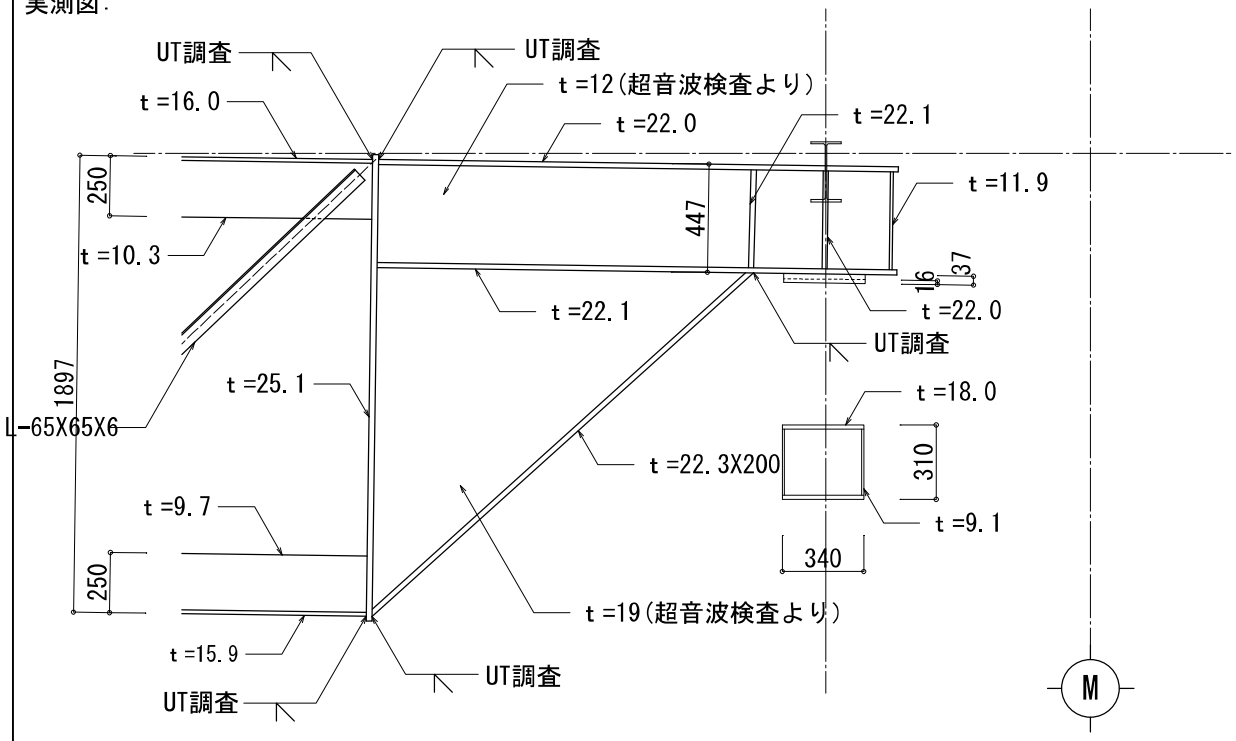
実態調査結果

調査箇所:【T梁端部】	通り:7通りM軸	写真No:

設計図書:



実測図:



調査結果:

・三角プレートの板厚が設計図書PL-12で現況PL-19であった。板厚測定には超音波垂直端子を用いた。
・上弦材と斜材接合部において設計図書G.PL-12が取り付いているが現況は存在しない。
・その他の部材サイズ、板厚等は設計図書通りであった。
・部材の座屈および破断は見られなかった。

Ⅱ. 構造計算書のチェック

Ⅱ. 構造計算書チェック

株式会社　類設計室より提出された富士見市立総合体育館の構造計算書について、確認を行った。
本チェックは、誤記、計算間違い、転記ミスなどの単純ミスを精査すると共に、一般的な計算手法の確認を行ったが設計者の想定や判断については、設計者の意思を尊重した。

①　アリーナ棟本体構造計算書

下部RC部分については、本検証の対象外とした。

② 体育館鉄骨屋根の構造検証

1 一般事項

建物名称、敷地位置、主要用途、規模、構造等が記されているが、妥当である。

2 設計条件

現存する設計図、竣工図、工作図を元に体育館鉄骨屋根の安全性を確認している。

設計方針は、概ね妥当である。

3 荷重・外力

屋根自重、設備荷重を新たに算定している。

積雪荷重は当時の建築基準に適合していることを確認した。

4 二次部材の設計

3 本の小梁の検討を行っており、許容応力以下の値となっていることを確認した。

妥当である。

5 鉄骨トラスの設計

上弦材の設計で弦材：CT-250×200×10×16 の断面 2 次半径　ix、iy が、当方で収集した当時の資料と食い違いが見られた。

下弦材の設計で、接合部のボルト欠損を考慮した有効断面積の算定で使用されている H.T.B.の径とボルト孔に不整合が見られたが、特に問題は無いと思われる。

応力解析は、解析に使用している電算プログラムを使用できないため厳密な検証を行えないが、当方で行った別プログラムによる解析結果と大きな相違が無いことから概ね妥当と思われる。

6 終局耐力の評価

鉄骨トラスの終局耐力の算定においても、λの値が上記「5　鉄骨トラスの設計」の断面 2 次半径 iy の値に連動しており、変動の可能性がある。

Ⅲ. メインアリーナ屋根の崩落原因の検証と考察

1．概要

メインアリーナ屋根の崩落原因を推測するため、以下の検討を行った。

1-1．荷重の想定

固定荷重および崩落時の積雪荷重について想定を行った。

なお、積雪荷重の想定は、千葉大学大学院工学研究科　高橋徹教授に依頼し推定を行った。

1-2．応力解析

マトリクス法による弾性解析プログラムを使用し、メイントラス梁のモデルを作成し、上記荷重による部材の応力および変位について弾性応力解析を行った。以下、想定積雪荷重時という。

1-3．耐力算定

予備解析によりトラス梁の中央部上弦材の圧縮応力により梁全体の耐力が支配的となるため、梁上弦材の弾性限圧縮耐力として、以下の4つの設計用部材終局耐力式を用いて部材の耐力算定を行った。

① 鋼構造限界状態設計指針（日本建築学会　2002 年9月20日第2版1刷）
　曲げ座屈限界耐力 Nc (3.2.b)式

② 鋼構造限界状態設計指針（日本建築学会　2002 年9月20日第2版1刷）
　局部座屈限界耐力 Nc (3.2.b)式

③ 鋼構造設計基準（日本建築学会　昭和63年1月15日第2版13刷）
　許容圧縮応力度 (5.3)式で安全率　ν =1.0 とした場合。

④ 屋内運動場等の耐震性能診断基準（平成18年版）文部科学省大臣官房文教施設企画部
　弦材の圧縮耐力 Pc　(3.2.3)式

1-4．結果

想定積雪荷重時応力と算定された弾性限圧縮耐力を比較すると、上回ったことから、積雪によりトラス梁上弦材の座屈が屋根面崩落の主要因と推測できる。

2.　荷重の想定

2-1. 固定荷重

・設計時の構造計算書が存在しないため、現地調査を行い鉄骨部材、設備機器等を確認し屋根面重量を算出した。

次頁に示す。

部材	断面	断面性能	単位重量(kg/m)
上弦材	CT-250*200*10*16*20	A= 57.12 cm^2	44.8
下弦材	CT-250*200*10*16*20	A= 57.12 cm^2	44.8
束材	2L-65*65*6	A= 15.05 cm^2	11.8
斜材	2L-65*65*6	A= 15.05 cm^2	11.8
端部BH型	BH-450*200*12*22	A= 136.70 cm^2	107.1
ハンチ下プレート	PL-22*200	A= 44.00 cm^2	34.5
ハンチウェブ	PL-19	A= 14963.0 cm^2	132.7

部位	固定荷重	単位重量(kg/㎡)
屋根面重量	折板 ガラス繊維シート裏貼り 計	11.82 0.60 **12.4**
トップライト（屋根面）	フッ素樹脂焼き付け鋼鈑 （t＝0.5） アスファルトルーフィング 硬質木版セメント版（t＝22）	5.00 2.10 14.0
	勾配45度 ：勾配割増係数 1/cos(45)° ＝ 水平投影面積での単位重量 21.1kg/㎡×1.415＝ 29.9kg/㎡	**29.9**
トップライト（屋根面小梁）	B1:H-250*125*6*9 7.21m*1本*29.6kg/m＝ 213.5 kg B2:□-200*200*6 8.0m*3本*35.8kg/m＝ 859.2 kg H1：M16ターンバックル付ブレース 10.77m*2本*1.56kg/m＝ 33.7 kg	1106.4kg
	水平投影面積での単位重量 1106.4kg/(5.0955*8.0)*1.1倍＝ 29.9kg/㎡	**29.9**
設備機器	スピーカー 73kg*4台=292kg ダクト 22.7kg/m*52.0m*2台=2361kg 照明 大 322kg*18台=5796kg 照明 中 203kg*10台=2030kg 照明 小 26kg*7台=182kg 10661.0/58.71/39.06=4.65	10661.0kg **4.7**
小梁 B	H-250*125*6*9*12 29.6 kg/m 8.0m*13本*29.6= 3078.4 kg	4805.2kg
小梁 B2	H-200*100*5.5*8*11 21.3 kg/m 2.95m*21.3= 62.8 kg	
小梁 B3	[-100*50*5*7.5 9.36 kg/m {(3.25+7*3+2.88)*2+8.0}m*9.36= 582.8 kg	
小梁 B4	[-180*75*7*10.5 21.4 kg/m 8.0m*21.4= 171.2 kg	
小梁 B5	L-65*65*6 5.91 kg/m (3.25+2.88)m*5.91= 36.2 kg	
ブレース V	L-75*75*6 6.85 kg/m 10.63m*2本*6構面*6.85= 873.8 kg	
	4805.2*1.1/8.0/39.06=	**16.9**

・折板屋根部分

kg/㎡

	固定荷重		区分	床・小梁用	骨組み用	地震用
屋根	屋根面重量（折板部） 設備機器 鉄骨（トラス梁以外） 計	12.4 4.7 16.9 **34.0**				
積雪荷重（降水量含む）	1.0kN/㎡ → 102.0 kg/㎡ 積雪荷重推定書より	**102.0**	DL LL TL	136.0 0.0 136.0	136.0 0.0 136.0	136.0 0.0 136.0

・トップライト部分

kg/㎡

	固定荷重		区分	床・小梁用	骨組み用	地震用
屋根	屋根面重量（トップライト部） 屋根面重量（トップライト小梁） 設備機器 鉄骨（トラス梁以外） 計	29.9 29.9 4.7 16.9 **81.4**				
積雪荷重（降水量含む）	1.0kN/㎡ → 102.0 kg/㎡ 積雪荷重推定より	**102.0**	DL LL TL	183.4 0.0 183.4	183.4 0.0 183.4	183.4 0.0 183.4

2-2. 積雪荷重

・当該建物の所在地では、崩落前日から雪が降り始めて積雪し事故当日の未明に雨に変わった。前日からの積雪に加え、その後の降雨によりさらに荷重が大きくなったと推測される。

千葉大学大学院工学研究科　高橋徹教授に崩落時の屋根面積雪荷重を推定して頂いた。

次頁に示す。

富士見市民総合体育館屋根崩落時の積雪荷重推定

千葉大学大学院工学研究科
高橋　徹

１．関東甲信地方の被害概観

はじめに、2 月 14 日から 15 日の降雪により被害を受けた関東甲信地方の主な構造物の分布とその時刻を地図上に示し、俯瞰してみると、図 1 のようになる。

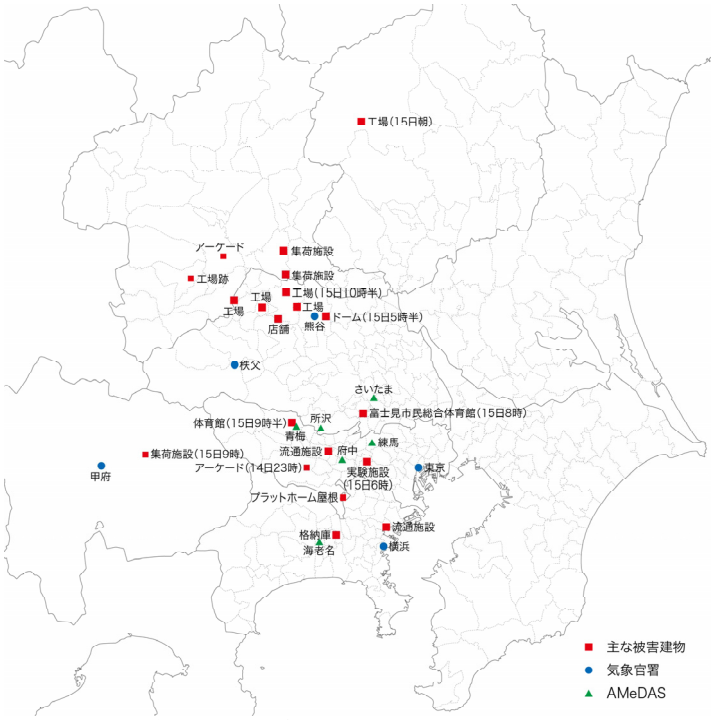


図 1　関東甲信地方の被害建物の分布（文献 1）に加筆）

図中■で示した被害建物はほぼ南北に分布し、この地域で屋根雪荷重が多くなった可能性を示唆している。関東地方ではこの 1 週間前にも大雪となったが、その時の降水量は概ね 50mm 程度であったのに対し、今回の降水量は 100mm 前後を記録しており、この違いが構造物の倒壊につながったと考えられる。山梨で被害が少ないのは、もともとこの地域では 1.0kN/m^2 を設計荷重として設定していることが影響していると考えられる。

２．累積降水量の推定

雪荷重の推定にあたっては、雪の深さと密度を適切に推定する必要があるが、所詮溶かしてしまえば水であるので、累積降水量で評価するのが妥当である。気象庁の観測点では降雪を含む降水量を溶かして雨量に換算し、毎時降水量を記録している。ただし、この値は降雨時と降雪時では信頼性に差があり、強風下の降雪時には雨量計の捕捉率が低下することが報告されている [2)]。そこで以下では横山の手法を採用して雨量計の捕捉率を補正し、累積降水量を算定する。捕捉率 R は(1)式で求める。また、捕捉率の補正に用いる係数 α を表 1 に示す。

$$R = \frac{1}{1+\alpha V} \tag{1}$$

ここに、V は雨量計の高さでの風速である。雨量計の地上高さは 50cm から 2.0m 程度と、風速計の高さに比べれば低いところに設置されており、風速も高さ方向に補正する必要がある。日本建築学会の荷重指針 [3)]に示される粗度区分に応じてべき乗則で補正するのだが、地上付近では必ずしもべき乗則は適用できない。そこで、ここでは地上付近での様子に応じて 1.0m または 2.0m を採用して補正することとした。また、雨量計の機種は RT-3 であると公表されているが、気象庁によれば現在はすべて風よけを付けて測定が行われているとのことなので、

補正の係数は文献 2)に示された RT-4 相当としている。この他の補正の条件を表 1 に示す。AMeDAS 観測点における雨雪判別は気温 1.0℃ を超えた時点から雨とした。気象官署における降水量、積雪深の記録と、補正した累積降水量の関係を図 2 に示す。

表 1　雨量計の捕捉率補正に用いる係数 [1)]

機種	降雪時	降雨時
RT-4	0.128	0.0192

富士見市民総合体育館の屋根が崩落したのは午前 8 時であるとわかっているので、この時点までの累積降水量を近傍の観測点で求めた結果も合わせて表 2 に示す。また、これを 1m^2 当たりの荷重に直し、棒グラフとして地図に落とし込んだものを図 3 に示す。練馬や府中を境とし、それよりも西では大幅に降水量が多く、更に西に行くとそれほどでもない様子が読み取れる。富士見市付近ではおおよそ 0.8kN/m^2 から 1.0kN/m^2 程度の地上積雪荷重があったと推定するのが妥当であろう。

表 2　累積降水量の推定に用いた諸条件と 2 月 15 日午前 8 時までの累積降水量

地点名	風速計高さ (m)	粗度区分	雨量計高さの仮定 (m)	補正した累積降水量 (mm)	備考
東京	35.1	IV	2.0	94.1	4 時から雨
横浜	19.8	III	1.0	105.9	4 時から雨
熊谷	16.5	III	1.0	122.4	7 時から雨
秩父	17.2	III	2.0	120.3	12 時から雨
甲府	26.9	III	2.0	99.1	終始雪
青梅	10.0	III	2.0	137.2	6 時から雨
さいたま	10.0	II	1.0	80.1	6 時から雨
所沢	10.0	II	1.0	157.2	7 時から雨
練馬	10.0	III	1.0	89.6	7 時から雨
府中	9.3	III	1.0	101.6	7 時から雨，風速一部欠測
海老名	6.5	III	1.0	142.7	6 時から雨

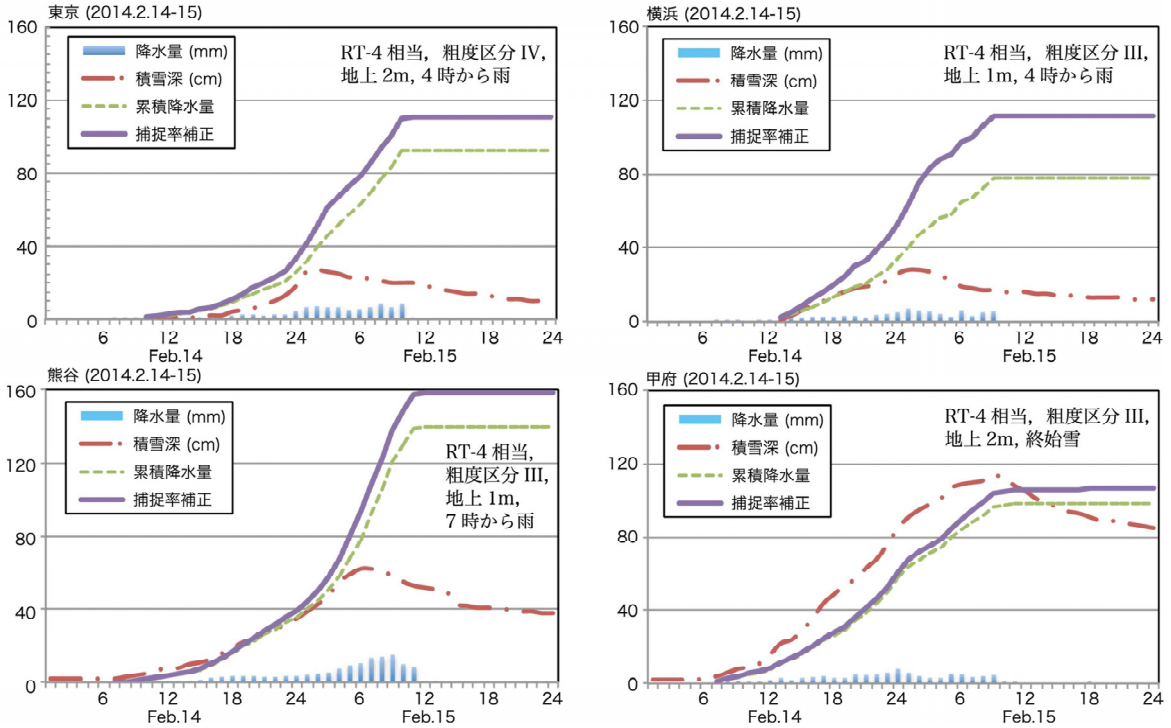


図 2-1　気象官署における毎時降水量と積雪深ならびに補正累積降水量の推定 [1)]

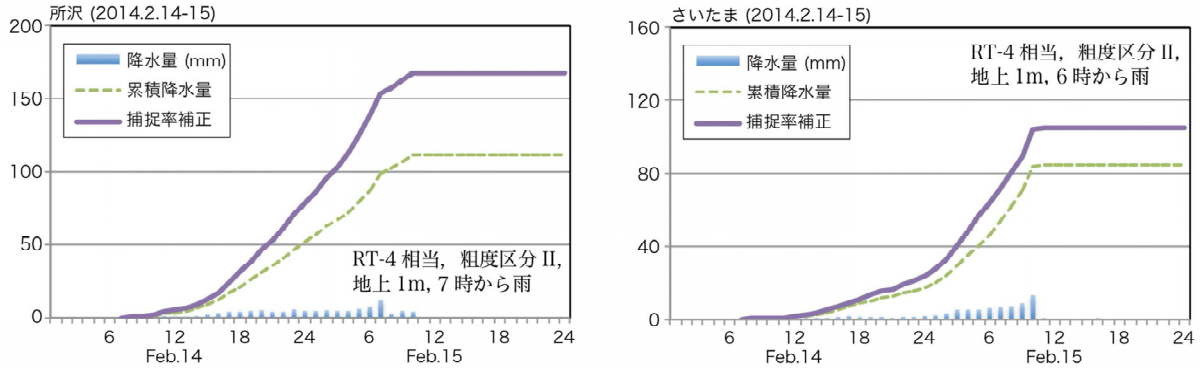


図 2-2　近傍 AMeDAS における毎時降水量と累積降水量ならびに捕捉率を補正した値の推定

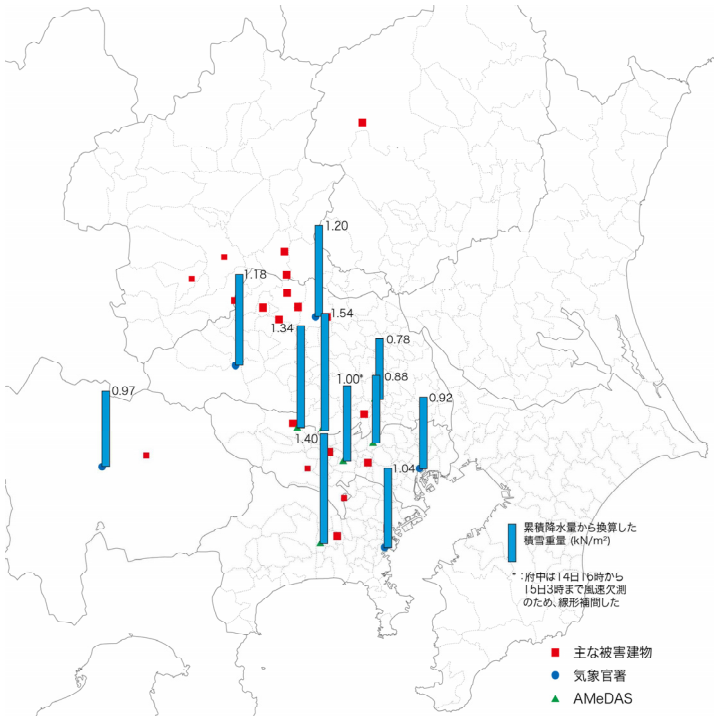


図 3　2 月 15 日 8 時までの累積降水量から求めた雪荷重の推定値

３．屋根雪荷重の推定

1 週間前の降雪による積雪は、日陰では一部残っていたと推定されるが、屋根全面に残っているほどではなく、ほぼこの 2 日間の累積降水量が屋根雪荷重になったと見なしてよいであろう。また、地上と屋根上の違いも風速から推定してほとんど無視してよいレベルであったと推定される。現場付近では午前 6 時頃から降雪が雨に変わったものと推定されるが、30 から 40cm 程度の積雪があれば、その中に染み込んで、総量としての荷重は累積降水量と変わらなかったと推定するのが妥当であろう。

被害建物の風上側には軒高が若干高い音楽ホールがあとから建てられており、被害建物の屋根雪を増やす方向に働いていた可能性は否定できない。しかし、風速からして高々数%程度のものであったであろう。同様に、屋根周りのパラペットもそれを超えるまでは屋根雪を増やす因子として作用するが、風速からしてこの影響も若干に留まると推定される。更に、当該屋根の南側（風下側）に位置した、三角柱を横にした形の構造物も、屋根雪を増やしこそすれ減らす方向には働かなかったであろう。ただし、風速からみて偏分布を誘発するほどのものにはなっていなかったものと推定される。

以上の諸条件を勘案すると、当該建物の屋根上に午前 8 時時点で作用していた雪荷重の値としては一様分布で 0.9kN/m^2 から 1.0kN/m^2 程度を想定することが妥当であると判断した。

４．再現期間に関する考察と荷重の位置付け

1961 年以降の記録について、東京、横浜、熊谷、甲府の年最大積雪深の推移を図 4 に示す。東京と横浜では 2 番目の記録（東京は 1 週間前とタイ）であるが、熊谷や甲府ではこれまでの最大値の 2 倍を超えるような「外れ値」であったことがわかる。これらの値を大きい順に並べて Gumbel 確率紙にプロットしたのが図 5 である。現行の建築物荷重指針[3)]で用いている 1999 年までの値との比較も示した。東京や横浜では極値はほとんど更新されないが、熊谷や甲府では分布形が大きく変わるほどの記録であったことがわかる。
累積降水量について同様の考察を行うのは単純ではないので、ここでは降水量と気温のデータを基に年最大積雪重量の推定を行っている建築物荷重指針[3)]に示されている係数を基に、今回の累積降水量について考察を試みる。考察に用いるのは、表 2 に示した観測点のうち、気象官署と呼ばれる観測点である。（表 3）

表 3　年最大積雪重量の推定に用いる係数と今回の累積降水量の位置づけ

地点名	r=100 年の値	$1/a$	b	2/15, 8 時の重量	再現期間
東京	0.80	0.172	0.01	0.92	198
横浜	0.77	0.150	0.08	1.04	602
熊谷	0.61	0.104	0.13	1.20	29392
甲府	0.92	0.189	0.05	0.97	130
秩父	1.16	0.202	0.23	1.18	110

ここに、再現期間 r 年に相当する値 x は

$$x = \frac{1}{a}\ln r + b \tag{2}$$

で推定することができ、逆に再現期間（ただし $r > 10$ の時）は

$$r = \exp\left[a\left(x - b\right)\right] \tag{3}$$

で推定することができる。

表 3 の係数は 1999 年までの統計資料に基づいているので、図 5 にも示したように、熊谷では $1/a$（勾配）が小さいこともあって、再現期間が非常に大きい値を示しているが、今冬の記録も入れて解析すると、300 年弱になることがわかっている。高々50 年あまりの資料から推定するには再現期間が長く、明確な値を示すことは不可能ではあるが、おしなべて推定するに、再現期間数百年に相当するイベントであったと言うことができよう。

参考文献

1) 高橋　徹，中村一樹，植松　康：2014 年 2 月の大雪による建築物の被害，日本雪工学会誌, Vol.30, No.2（掲載予定）, 2014.4.
2) 横山宏太郎, 大野宏之, 小南靖弘, 井上 聡, 川方俊和：冬期における降水量計の補足特性, 雪氷, Vol.65, No.3, pp.303-316, 2003.5.
3) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説 2004，日本建築学会，2004.

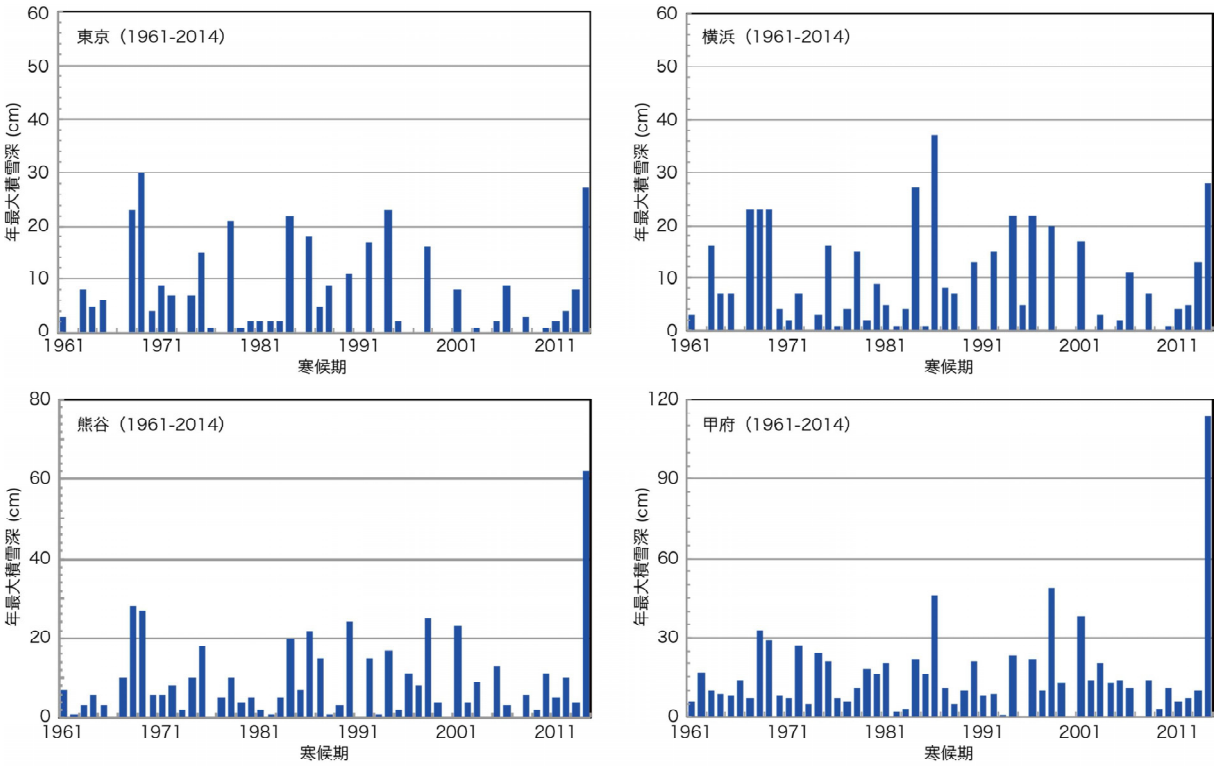


図４　東京、横浜、熊谷、甲府における年最大積雪深の推移

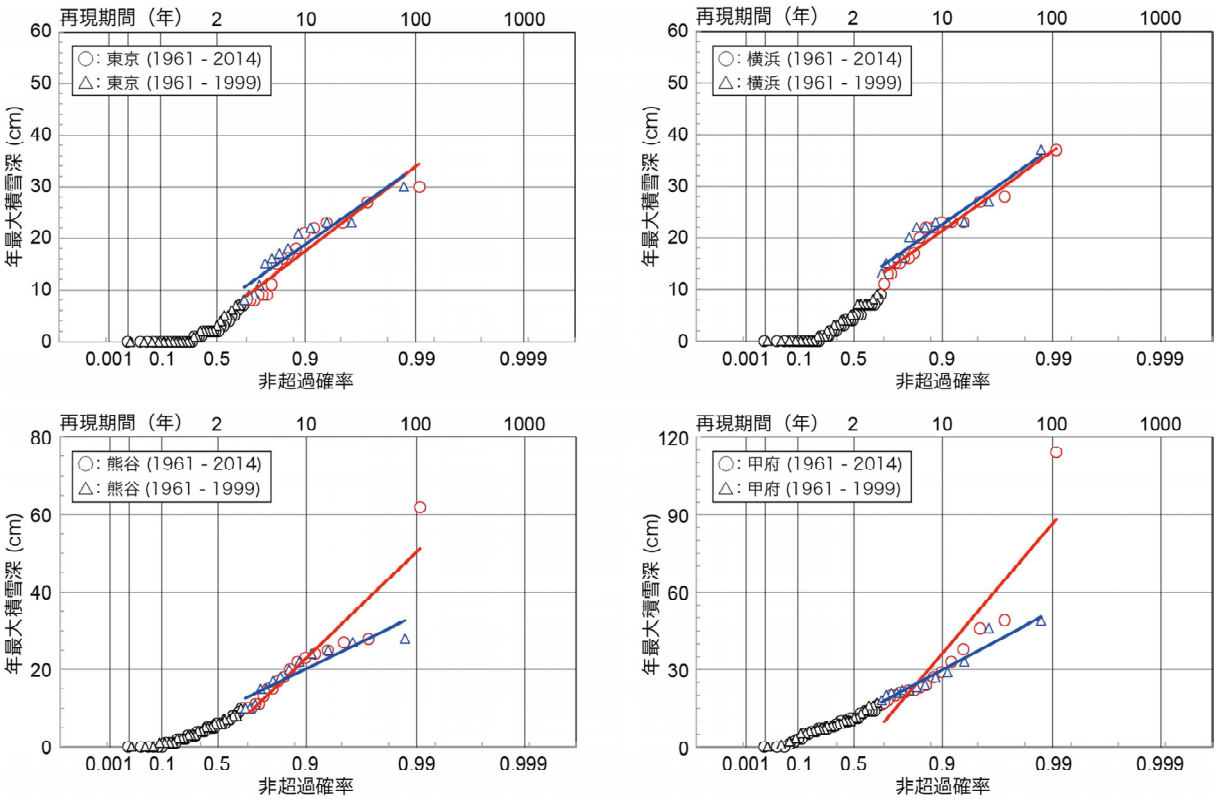


図5　東京、横浜、熊谷、甲府における年最大積雪深の極値統計解析

3.　鉄骨トラス梁の解析

解析およびモデル化について

・解析は BUILD.3SⅡ（構造ソフト）を用いて静的弾性解析を行う。

・弦材、斜材および束材を線材置換し、部材断面の図心位置に部材を配置する。

・水勾配は無視した節点座標とする。

・積雪荷重は「富士見市民総合体育館屋根崩落時の積雪荷重推定」より 1.0 kN/㎡ とする。

・屋根材、小梁、ブレース、設備機器（照明、ダクト等）の重量は屋根面全体の均し荷重とし、それを小梁の支配面積に応じて小梁が取り付く節点に集中荷重として作用させる。

・トップライト部分の積雪荷重について、雪の偏在は考慮しない。（水平面に対し、均等に作用するものと考える。）

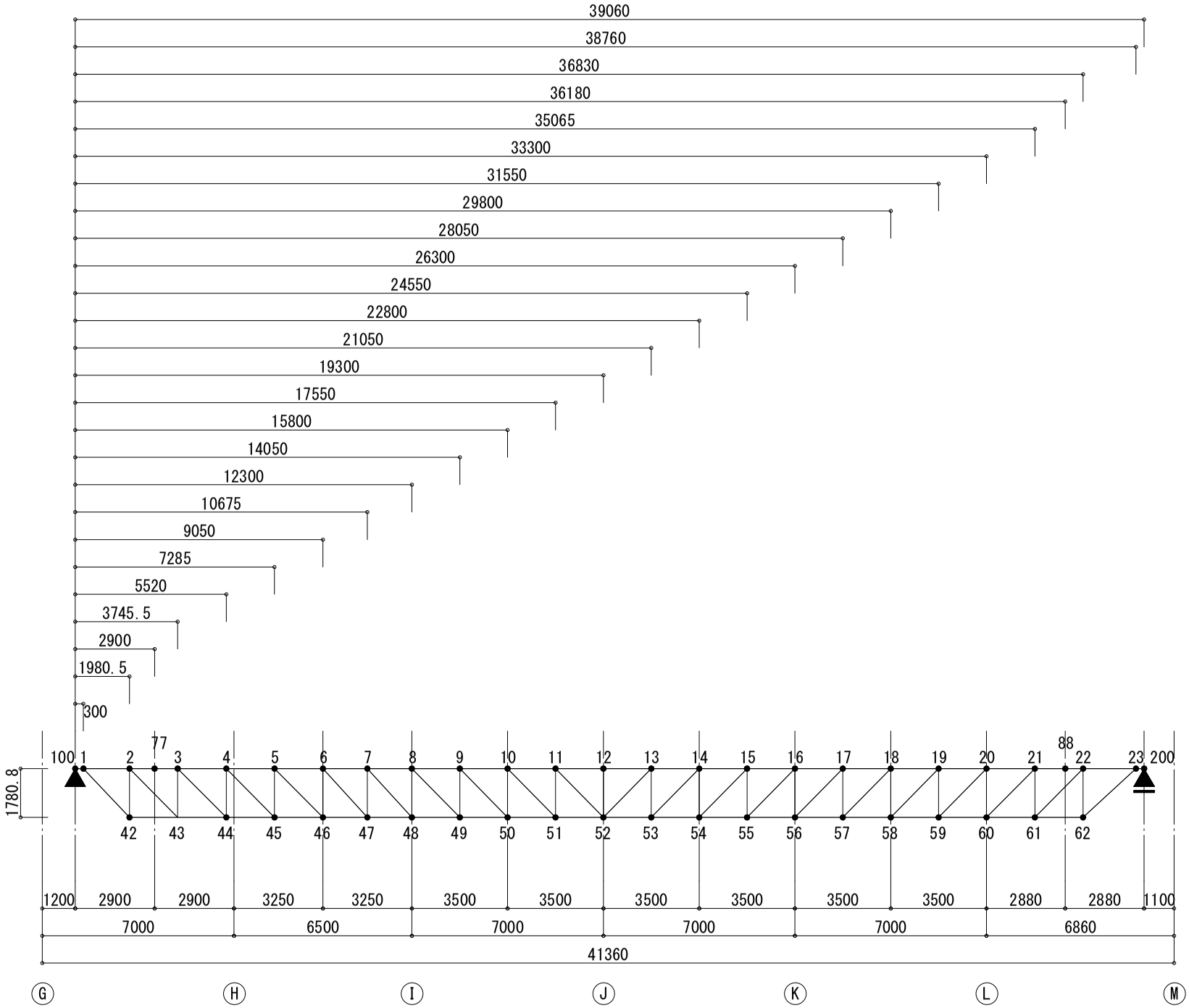
① トラス梁に作用する屋根面自重の算定
小梁が取り付いている節点に集中荷重として作用させる。

節点番号	荷重名	支配面積		屋根面自重		節点荷重	節点番号
			(㎡)		(t)	(t)	
P1	トップライト	1.45*8.0=	11.60	11.60*0.0814=	0.944	0.944	100
P2	トップライト	2.76*8.0=	22.08	22.08*0.0814=	1.797	1.797	77
P3	折板	3.075*8.0=	24.60	24.60*0.034=	0.836	0.836	4
P4	折板	3.39*8.0=	27.12	27.12*0.034=	0.922	0.922	6
P5	折板	3.375*8.0=	27.00	27.00*0.034=	0.918	0.918	8
P6	折板	3.5*8.0=	28.00	28.00*0.034=	0.952	0.952	10
P7	折板	3.5*8.0=	28.00	28.00*0.034=	0.952	0.952	12
P8	折板	3.5*8.0=	28.00	28.00*0.034=	0.952	0.952	14
P9	折板	3.5*8.0=	28.00	28.00*0.034=	0.952	0.952	16
P10	折板	3.5*8.0=	28.00	28.00*0.034=	0.952	0.952	18
P11	折板	3.19*8.0=	25.52	25.52*0.034=	0.868	0.868	20
P12	折板	2.88*8.0=	23.04	23.04*0.034=	0.783	0.783	88
P13	折板	1.44*8.0=	11.52	11.52*0.034=	0.392	0.392	200

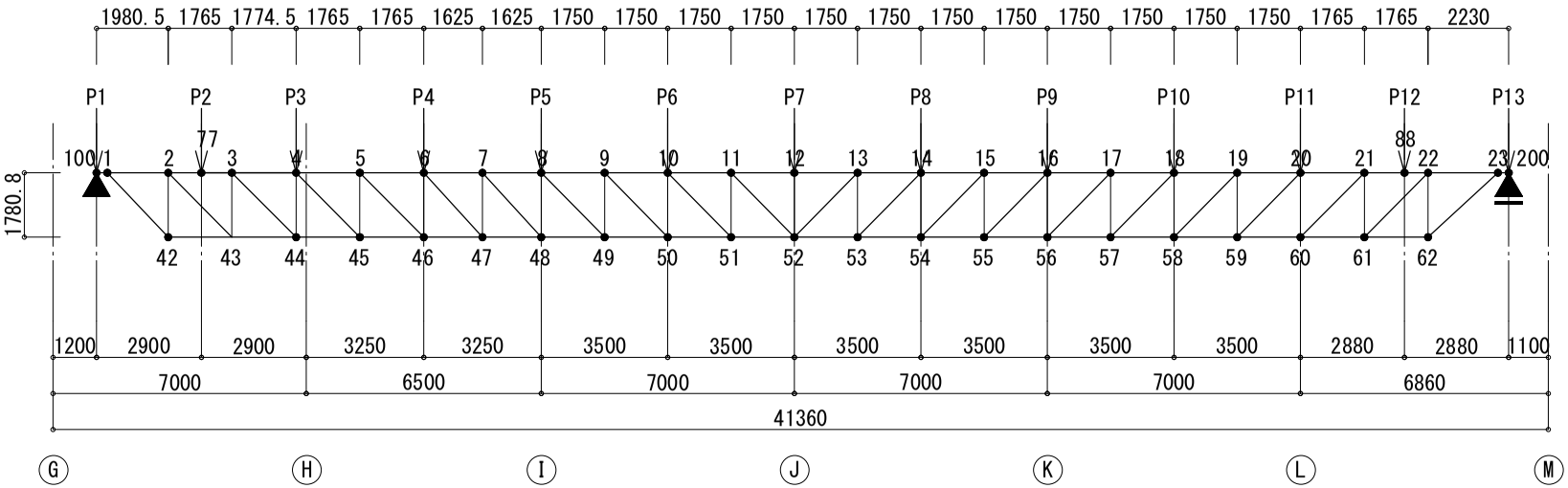
② トラス梁に作用する想定積雪荷重の算定
小梁が取り付いている節点に集中荷重として作用させる。

節点番号	荷重名	支配面積		屋根+想定積雪荷重		節点荷重	節点番号
			(㎡)		(t)	(t)	
P1	トップライト	1.45*8.0=	11.60	11.60*0.1834=	2.127	2.127	100
P2	トップライト	2.76*8.0=	22.08	22.08*0.1834=	4.049	4.049	77
P3	折板	3.075*8.0=	24.60	24.60*0.136=	3.346	3.346	4
P4	折板	3.39*8.0=	27.12	27.12*0.136=	3.688	3.688	6
P5	折板	3.375*8.0=	27.00	27.00*0.136=	3.672	3.672	8
P6	折板	3.5*8.0=	28.00	28.00*0.136=	3.808	3.808	10
P7	折板	3.5*8.0=	28.00	28.00*0.136=	3.808	3.808	12
P8	折板	3.5*8.0=	28.00	28.00*0.136=	3.808	3.808	14
P9	折板	3.5*8.0=	28.00	28.00*0.136=	3.808	3.808	16
P10	折板	3.5*8.0=	28.00	28.00*0.136=	3.808	3.808	18
P11	折板	3.19*8.0=	25.52	25.52*0.136=	3.471	3.471	20
P12	折板	2.88*8.0=	23.04	23.04*0.136=	3.133	3.133	88
P13	折板	1.44*8.0=	11.52	11.52*0.136=	1.567	1.567	200

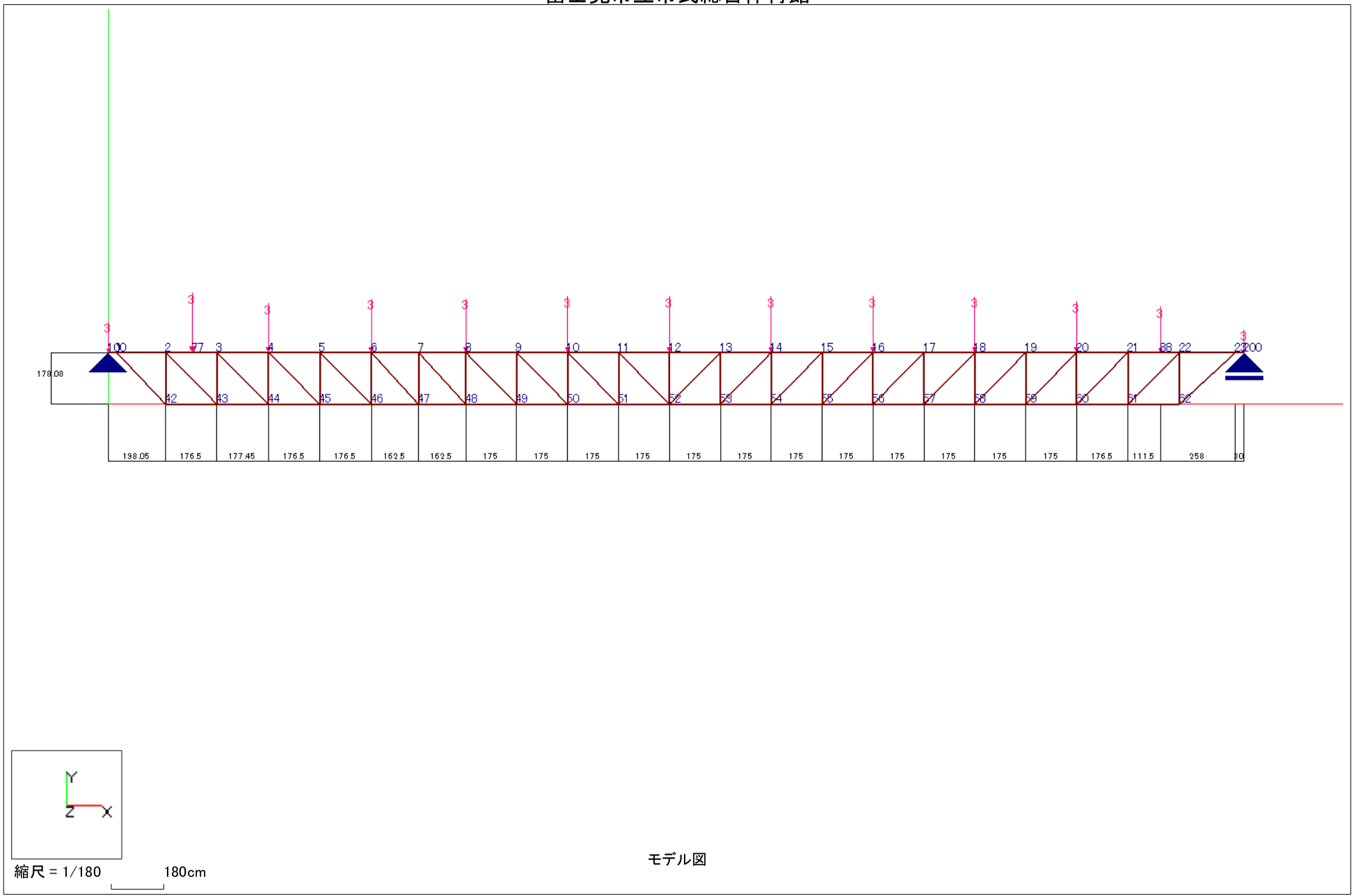
モデル図


39060
38760
36830
36180
35065
33300
31550
29800
28050
26300
24550
22800
21050
19300
17550
15800
14050
12300
10675
9050
7285
5520
3745.5
2900
1980.5
300
100
77
88
200
1780.8
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23
42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62
1200 2900 2900 3250 3250 3500 3500 3500 3500 3500 3500 2880 2880 1100
7000 6500 7000 7000 7000 6860
41360
G H I J K L M

モデル図


1980.5 1765 1774.5 1765 1765 1625 1625 1750 1750 1750 1750 1750 1750 1750 1750 1750 1750 1750 1750 1765 1765 2230
P1 P2 P3 P4 P5 P6 P7 P8 P9 P10 P11 P12 P13
77
88
100 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 200
1780.8
42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62
1200 2900 2900 3250 3250 3500 3500 3500 3500 3500 3500 2880 2880 1100
7000 6500 7000 7000 7000 6860
41360
G H I J K L M

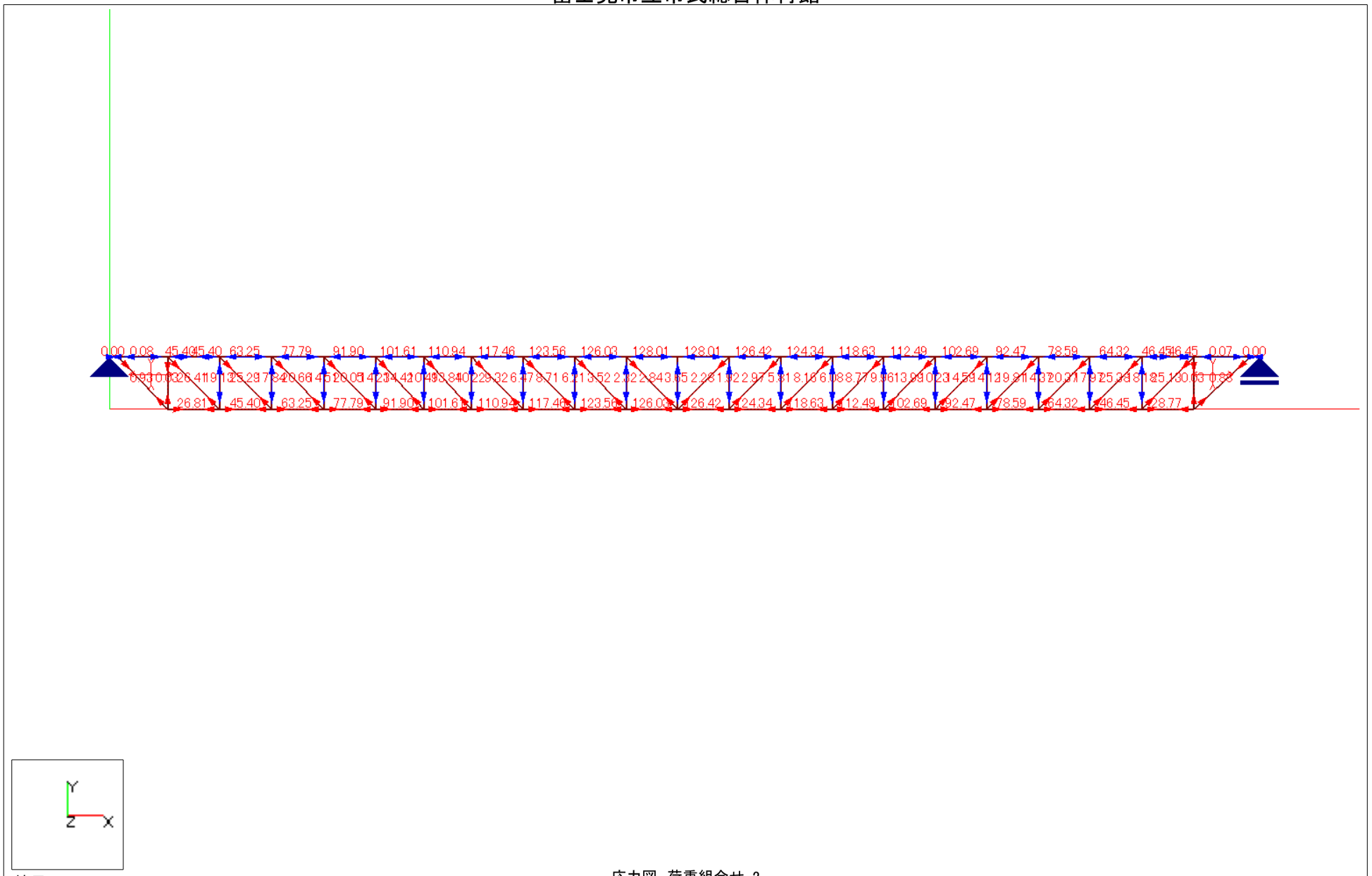
富士見市立市民総合体育館



モデル図

想定積雪荷重時

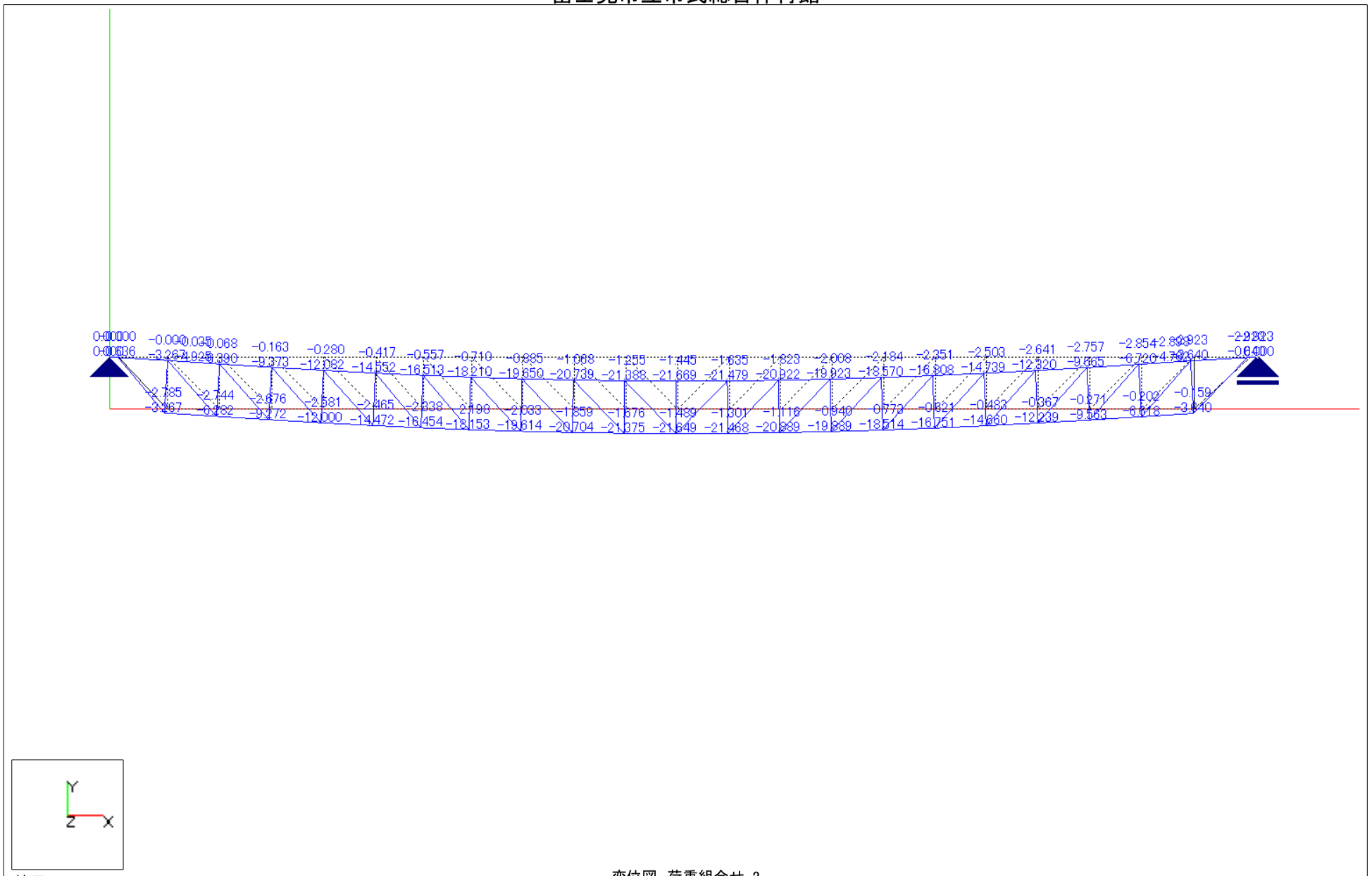
富士見市立市民総合体育館



応力図　荷重組合せ-2
ビーム：応力値は 軸力(t) を示します 面内応力：スケール 190064.3(cm/(t/cm2))

想定積雪荷重時

富士見市立市民総合体育館



縮尺 = 1/180　　180cm

変位図　荷重組合せ-2
変位:スケール 3.8倍 変位値は上から δx,δyを示します。

想定積雪荷重時

③ 想定積雪荷重時の解析結果

③-1最大軸応力および部材位置

部位	節点	軸応力(t)
上弦材	11 － 12	128.01
上弦材	12 － 13	128.01

③-2ピン支承の回転角

節点	回転角 (rad)	(度)
100	0.0211	1.2082

③-3ローラー支承の移動量

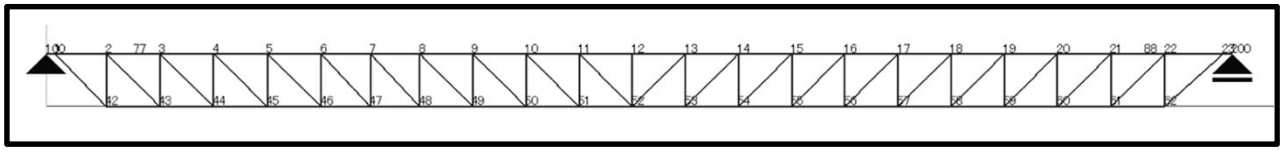
節点	変位量 δx(cm)
200	2.923

③-4中央部のたわみ

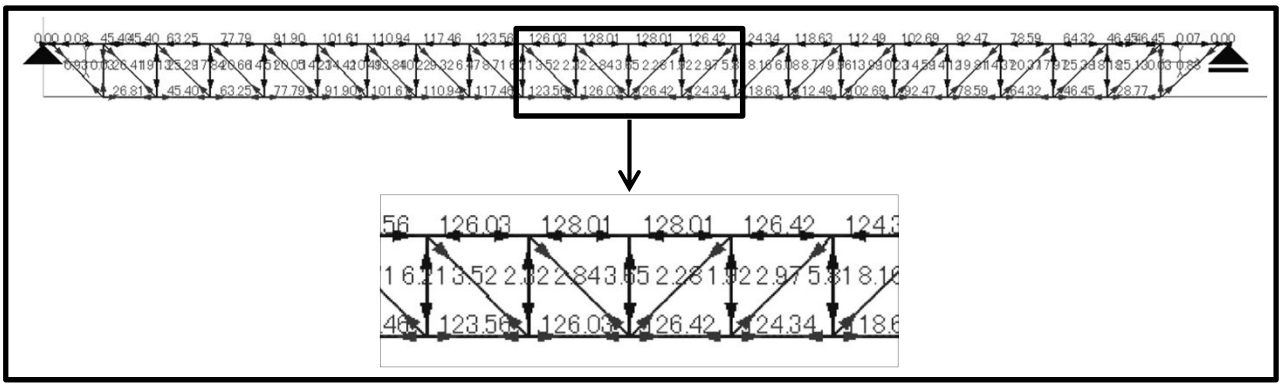
節点	変位量 δy(cm)
12	21.669
52	21.649

③-5反力

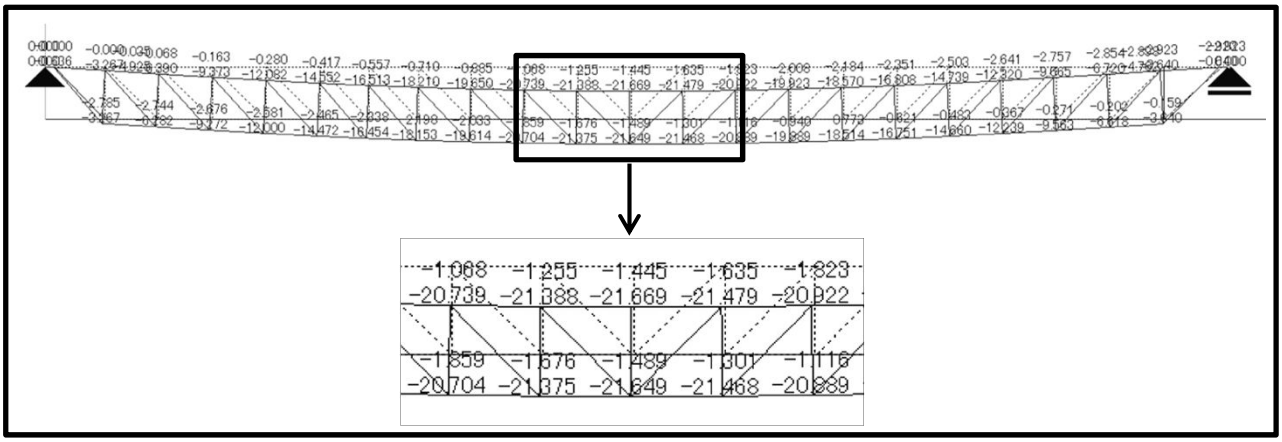
節点	反力 (t)
100	25.042
200	23.640



モデル図



応力図（単位：tf）



変位図（単位：cm）

4.　弦材の耐力算定

4-1. 算定方法

予備解析によりトラス梁の中央部上弦材の圧縮応力により梁全体の耐力が支配的となる。
よって、トラス梁の中央部上弦材の弾性限圧縮耐力として、以下の4つの設計用部材終局耐力式を用いて部材の耐力算定を行った。

① 鋼構造限界状態設計指針（日本建築学会　2002 年9月20日第2版1刷）
　曲げ座屈限界耐力 Nc (3.2.b)式

② 鋼構造限界状態設計指針（日本建築学会　2002 年9月20日第2版1刷）
　局部座屈限界耐力 Nc (3.2.b)式

③ 鋼構造設計基準（日本建築学会　昭和63年1月15日第2版13刷）
　許容圧縮応力度 (5.3)式で安全率　ν =1.0 とした場合。

④ 屋内運動場等の耐震性能診断基準（平成18年版）文部科学省大臣官房文教施設企画部
　弦材の圧縮耐力 Pc　(3.2.3)式

次頁に曲げ座屈耐力式と実験結果を示す。（鋼構造限界状態設計指針より）

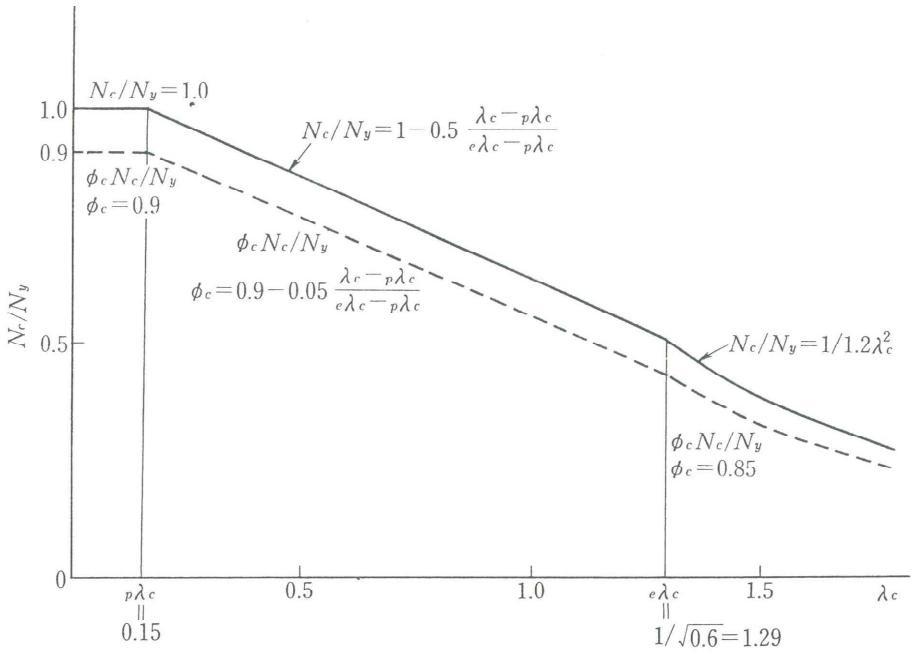


図 C 2.1　曲げ座屈耐力式

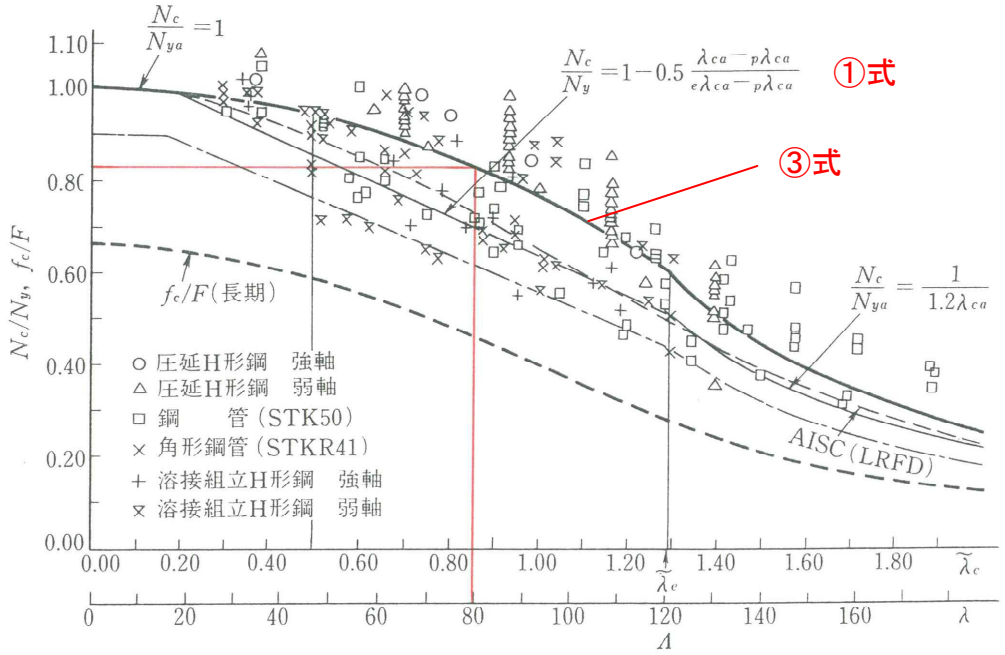


図 C 2.2　曲げ座屈耐力の実験値

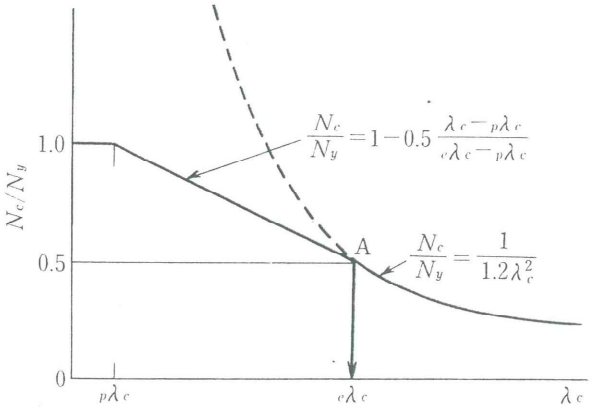


図 C 2.3

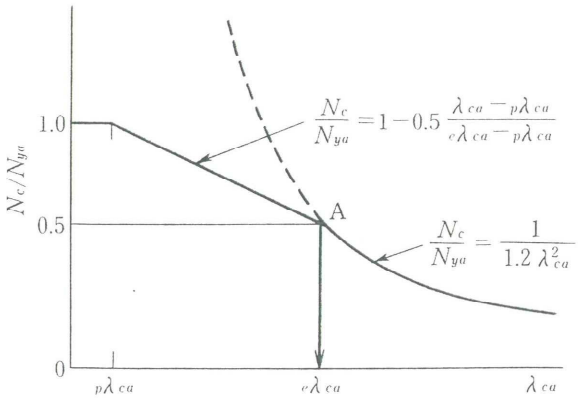


図 C 2.4

4-2. 上弦材(圧縮材)の限界耐力

トラス梁中央部の上弦材　諸元

弦材	CT-250x200x10x16		ヤング係数	E = 205000	N/mm^2
断面積	A = 57.12	cm^2	降伏強さ	Fy = 235	N/mm^2
断面2次モーメント	Ix = 3210	cm^4	フランジの半幅	b = 100	mm
	Iy = 1070	cm^4	せい	d = 250	mm
断面2次半径	ix = 7.50	cm	フランジ厚さ	tf = 16	mm
	iy = 4.33	cm	ウェブの厚さ	tw = 10	mm
材長	ℓ = 3500	mm	フィレットサイズ	r = 20	mm

断面積、断面2次モーメント、断面2次半径、フィレットサイズは「建設資材ハンドブック」新日本製鐵 88.3版による。

① 鋼構造限界状態設計指針 (日本建築学会 2002年 9 月 20 日 第2版第1刷)
曲げ座屈限界耐力 Nc (3.2.b)式

1) 座屈長さ

鋼構造設計基準により、軸力の変化を考慮した曲げ座屈長さとする。

想定積雪時応力解析結果より　N1 = 1255 kN

N2 = 1236 kN

kℓc = ℓ (0.75 + 0.25×N2 / N1) = 3500×(0.75+0.25×1236/1255) = 3487 mm

2) 降伏限界耐力

Ny = Fy×A= 235×5712 / 1000 = 1342 kN

3) 弾性曲げ座屈耐力

$$Ne = \frac{\pi^2 \times E \times I}{k\ell c^2} = \frac{\pi\hat{}2 \times 205000 \times 10700000}{3500} = 1780 \text{ kN}$$

4) 曲げ座屈細長比

λc = √(Ny / Ne) = √(1342 / 1780) = 0.8683

塑性限界細長比　pλc = 0.15

弾性限界細長比　eλc = 1.29

5) 曲げ座屈限界耐力

pλc<λc≦eλc　0.15<0.8683≦1.29より

$$Nc = \left(1.0 - 0.5 \times \frac{\lambda c - p\lambda c}{e\lambda c - p\lambda c}\right) \times Ny = \left(1.0 - 0.5 \times \frac{0.8683 - 0.15}{1.29 - 0.15}\right) \times 1342$$

$$= \underline{\underline{919.2}} \text{ kN} \rightarrow \underline{\underline{93.7}} \text{ tf}$$

② 鋼構造限界状態設計指針 （日本建築学会 2002年 9 月 20 日 第2版第1刷）
局部座屈限界耐力 Nc (3.2.b)式
H型断面材の式を準用する。T型鋼の脚は、フランジの式を使用した。

1) T形鋼の幅厚比制限

T形鋼のフランジ部分

$$\frac{200}{\sqrt{(Fy)}} = 13.05$$

$$\frac{b}{tf} = \frac{100}{16} = 6.25 \leqq 13.05 \quad \text{OK}$$

T形鋼の脚部分

$$\frac{240}{\sqrt{(Fy)}} = 15.66$$

$d' = 250 - 16 - 20 = 214$ mm

$$\frac{d'}{tw} = \frac{214}{10} = 21.40 > 15.66 \rightarrow \frac{d}{tw} = 21.40$$

2) 局部座屈応力度

下記のfFcr, wFcrのうち小さいほうの値を採用する。

T形鋼のフランジ部分

$$\frac{170}{\sqrt{(Fy)}} < \frac{b}{tf} \leqq \frac{370}{\sqrt{(Fy)}} \rightarrow \frac{170}{\sqrt{(235)}} = 11.09 > \frac{b}{tf} = 6.25 \qquad \therefore \frac{b}{tf} = 11.09$$

$fFcr = (670 - (b / tf) \times \sqrt{(Fy)}) \times Fy / 500 = (670 - 11.09 \times \sqrt{(235)}) \times 235 / 500$
$= 235$ N/mm^2

T形鋼の脚部分

$$\frac{170}{\sqrt{(Fy)}} < \frac{d}{tw} \leqq \frac{370}{\sqrt{(Fy)}} \rightarrow \frac{170}{\sqrt{(235)}} = 11.09 < \frac{d}{tw} = 21.40 < \frac{370}{\sqrt{(235)}} = 24.14$$

$wFcr = (670 - (d / tw) \times \sqrt{(Fy)}) \times Fy / 500 = \{ 670 - 21.4 \times \sqrt{(235)} \} \times 235 / 500$
$= 160.7$ N/mm^2

$Fcr = \min(fFcr , wFcr) = \min(235 , 160.7) = 160.7$ N/mm^2

3) 局部座屈耐力

$Nc = Fcr \times A = 160.7 \times 5712 / 1000 = \underline{917.9}$ kN → $\underline{93.6}$ tf

③ 鋼構造設計基準（日本建築学会　昭和63年1月15日第2版13刷）
許容圧縮応力度 (5.3)式で安全率　ν =1.0 とした場合

1) 座屈長さ
軸力の変化を考慮した曲げ座屈長さとする。
想定積雪時応力解析結果より　N1 =　1255　kN
N2 =　1236　kN
$k\ell c = \ell(0.75 + 0.25 \times N2 / N1)$ = 3500×(0.75 + 0.25×1236/1255) = 3487 mm

2) 圧縮材細長比
$\lambda = \ell k / iy$ = 3487/43.3= 80.53

3) 座屈安全率
ν = 1.00 とする。

4) λ / Λ
λ / Λ = 80.53 / 120 = 0.6711

5) 許容圧縮応力度

$$fc = \frac{\{1 - 0.4(\lambda / \Lambda)^2\} F}{\nu} = \frac{\{1 - 0.4(0.6711)^2\} \times 235}{1.00} = 192.6 \quad N/mm^2$$

6) 終局圧縮耐力(弦材の全断面積)
弦材（T-250X200X10X16X20）　A= 5712 mm^2

Pc = fc×A = 192.6×5712 / 1000 = <u>1100</u> kN → <u>112.2</u> tf

④ 屋内運動場等の耐震性能診断基準(平成18年版)文部科学省大臣官房文教施設企画部
弦材の圧縮耐力Pc　(3.2.3)式

1) 降伏軸力

Pyc = Fy×A =　235×5712 / 1000 =　1342　kN

2) 弾性座屈耐力

構面内　λx = ℓx / ix =　1750　/　75.0　=　23.33

構面外　λy = ℓy / iy =　3500　/　43.3　=　80.83

λ = Max(λxe , λye) =　Max(23.33 , 80.83) =　80.83

$$Pec = \frac{\Sigma A \times \pi^2 \times E}{\lambda^2} = \frac{5712 \times \pi \hat{}2 \times 205000}{80.8^2 \times 1000} = 1769 \quad kN$$

3) 細長比

弾性限界細長比　eλc = 1/√0.6 =　1.29

塑性限界細長比　pλc =　0.15

$$曲げ座屈細長比 \quad \lambda fc = \sqrt{\frac{Pyc}{Pec}} = \sqrt{\frac{1342}{1769}} = 0.8710$$

4) 弦材の圧縮耐力

pλc＜λfc＜eλcより

Pc = (1.07 − 0.44λfc)×Pyc =　(1.07 − 0.44×0.871)×1342 =　921.6　kN　→　94.0　tf

5. 考察

1) 結果

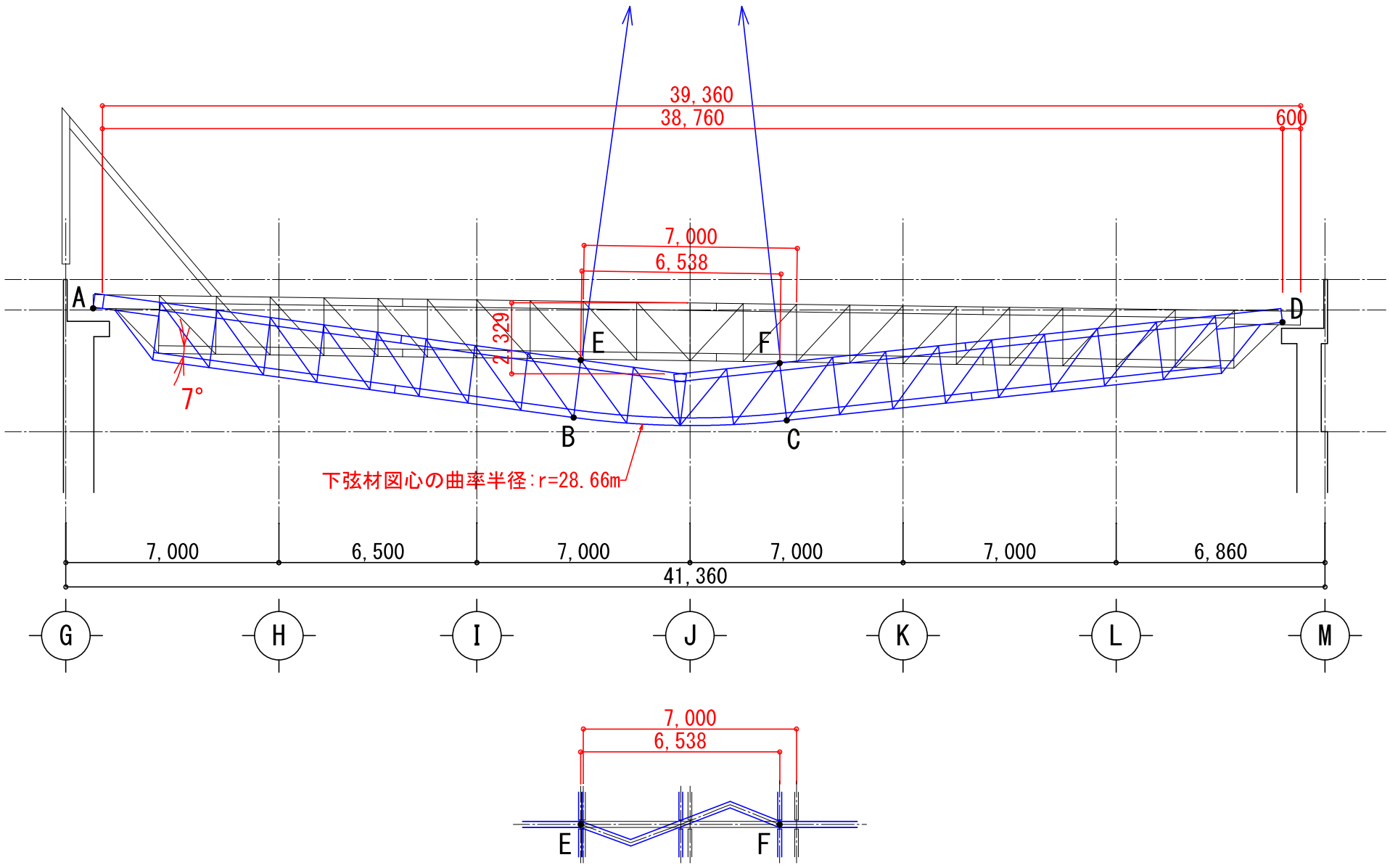
想定積雪荷重時の応力と4つの設計耐力式の結果を以下に示す。

トラス梁中央上弦材の圧縮応力と圧縮耐力

再現応力 想定積雪荷重時	①限界状態指針 曲げ座屈限界耐力	②限界状態指針 局部座屈限界耐力	③鋼構造設計基準 圧縮力(ν =1.0)	④屋体基準 弦材の圧縮耐力
1255 kN (128.0 tf)	919.2 kN (93.7 tf)	917.9 kN (93.6 tf)	1100 kN (112.2 tf)	921.6 kN (94.0 tf)

2) 考察

- ①限界状態指針の曲げ座屈耐力と②限界状態指針の局部座屈限界耐力と④屋体基準の弦材の圧縮耐力の結果がほぼ同程度の値であり、③鋼構造設計基準の許容圧縮耐力(ν =1.0)が幾分大きな値となった。
- 崩落時の積雪を想定した時の再現応力は、4つの耐力式の算定結果を上回っており、屋根の崩落の一因として大梁上弦材の横座屈あるいは局部座屈が考えられる。
- 次頁に、トラス梁中央部の上弦材が横座屈し、さらに変形が進行した場合の想定図を示す。上弦材が変形して梁全体が中央部で折れ曲がり、梁の両支点間距離が短くなり(想定図では60cm)、梁が落下することを示しており、落下の要因となった可能性を示すものである。


39,360
38,760
600
7,000
6,538
2,329
A
B
C
D
E
F
7°
下弦材図心の曲率半径:r=28.66m
7,000
6,500
7,000
7,000
7,000
6,860
41,360
G
H
I
J
K
L
M
7,000
6,538
E
F