

アオーレ長岡の構造システム

江尻 憲泰
EJIRI Norihiro

アオーレ長岡（長岡市役所）がオープンした。2007年のコンペティション参加段階から構造設計の担当として、隈研吾都市建築設計事務所と協同して設計を行った。アオーレ長岡は市庁舎、アリーナ、ホール、市役所の機能を持つ複合施設である。雪国長岡で大きな“ナカドマ”と呼ばれる屋根のある外部空間を設け冬でもイベント等の活動ができる施設で、オープンから8ヶ月間で約88万人が訪れている。

この建物は市庁舎として災害時に防災拠点として機能しなければならない。3棟の独立した建物を鉄骨大屋根で接続した連結制震のシステムで高い耐震性を確保している。独立建物を接続した例は数多くあるが、地震を制御するために連結効果を積極的に応用した建物としては初となる。また、人が集まる魅力的な空間とするためにデザイン的にも多くの工夫がなされているが、デザインを実現するためにいろいろな構造システムを用いている。

設計過程においては、種々の試行錯誤がなされているが、本報告では主として実際の建物で採用されたシステムについてまとめる。

§ 1. 建物の概要

1-1 概略図



図1 建物履歴図

1-2 計画概要

- 敷地面積 : 14938.81 m² ・ 建築面積 : 12266.27 m² ・ 延床面積 : 35716.41 m²
- 鉄骨屋根面積 : 7801.05 m² ・ 軒の高さ : GL+21.25 m ・ 高さ : GL+20.76 m
- 階数 地下1階、地上 4階（市庁舎西棟・東棟） 3階（アリーナ）

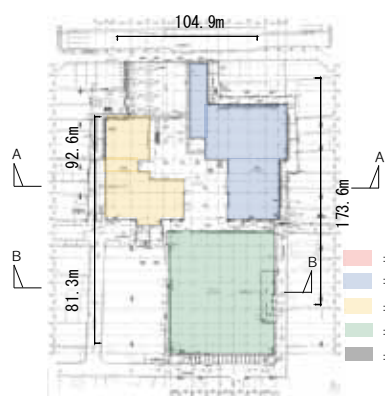


図2 配置図

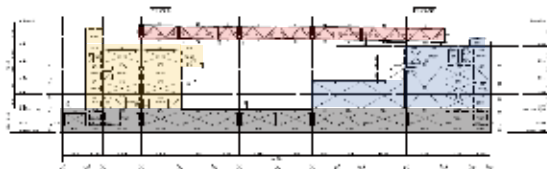


図3 市庁舎軸組図 (A-A)

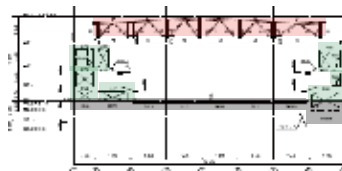


図4 アリーナ軸組図 (B-B)

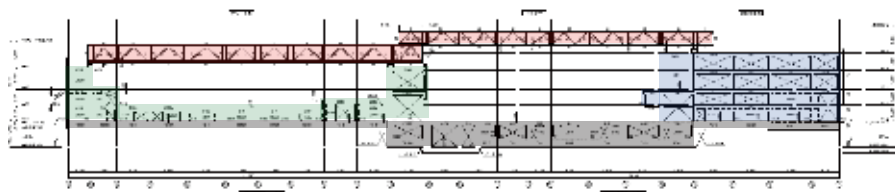


図5 長辺方向軸組図

1-3 地下・基礎形式の概要

- ・構造種別：鉄筋コンクリート造
- ・構造形式：耐震壁付きラーメン構造
- ・基礎形式：直接基礎（べた基礎、一部地盤改良）

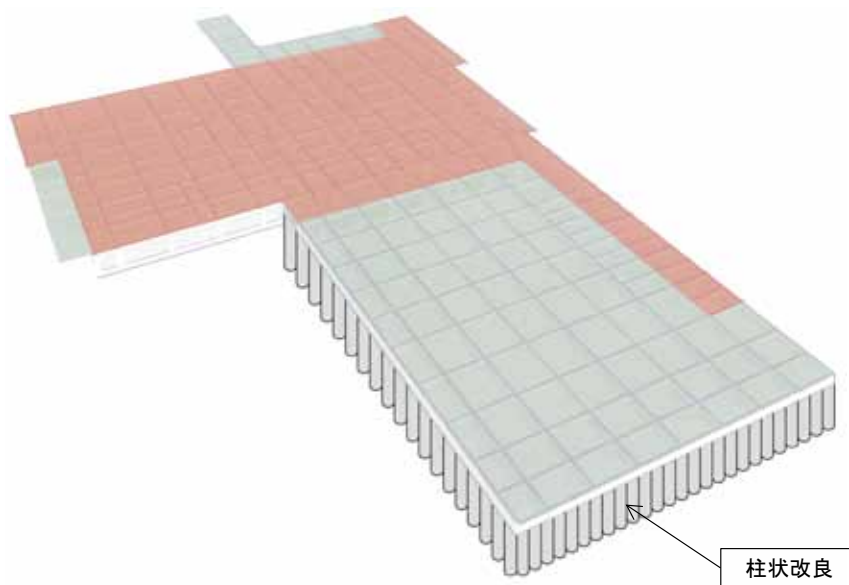


図6 基礎概念図



写真1 柱状改良



写真2 地下駐車場

1-4 上部構造の概要

- ・構造種別：鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）
- ・構造形式：耐震壁付きラーメン構造（一部プレストレスト構造）

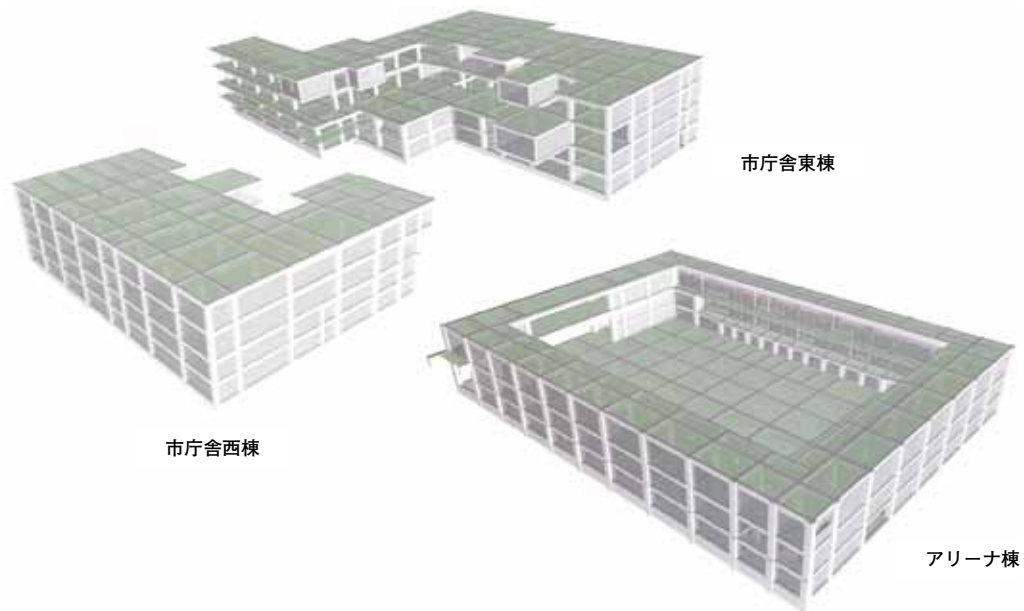


図7 上部RC躯体概念図

1-5 鉄骨屋根の構造概要

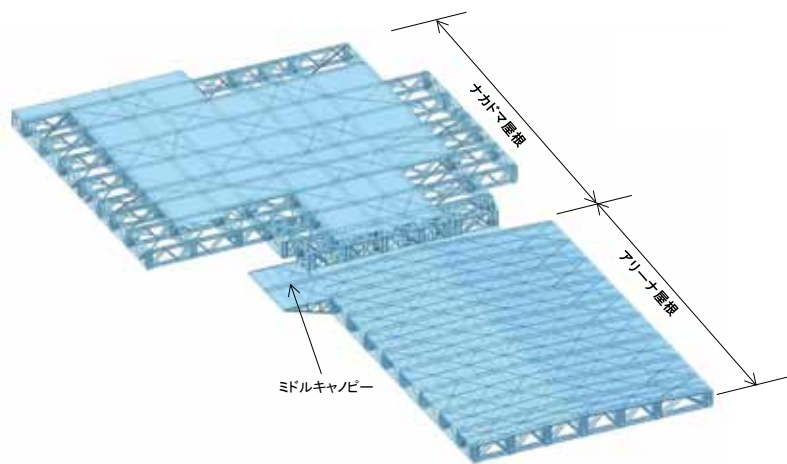


図8 鉄骨屋根概念図



写真3 ナカドマ鉄骨屋根



写真4 アリーナ鉄骨屋根

ナカドマ屋根（ビッグキャノピー）

- ・構造種別：鉄骨造
 - ・構造形式：ワレントラス＋フェーレンデールトラス
- < 計画上の特徴 >
- ・基本は全面トップライト（一部太陽光パネル）
 - ・下弦材レベルに木パネル（バタパタ）

アリーナ屋根

- ・構造種別：鉄骨造
 - ・構造形式：ワレントラス＋フェーレンデールトラス
- < 計画上の特徴 >
- ・折版屋根（断熱材挟み込み）
 - ・一部緑化
 - ・遮音天井

§ 2. 設計クライテリア

2-1 耐震性能の目標

「官庁施設の総合耐震計画基準」における耐震性能の分類はⅡ以上、則ち、「大地震動後、構造体の大きな補修をすることなく建築物を使用できること及び、人命の安全確保に加えて機能確保が図られている」ことを耐震安全性の目標とする。

2-2 構造計算ルート

鉄骨屋根と各棟を接続する「支承」が法第37条の建築材料に適合しない為、「大臣認定ルート（時刻歴応答解析ルート）」を採用。

時刻歴応答解析を行い、鉄骨屋根による3棟連結制震効果を確認している。また、告示波や2004年中越地震の観測地震波に対しても安全であることを確認

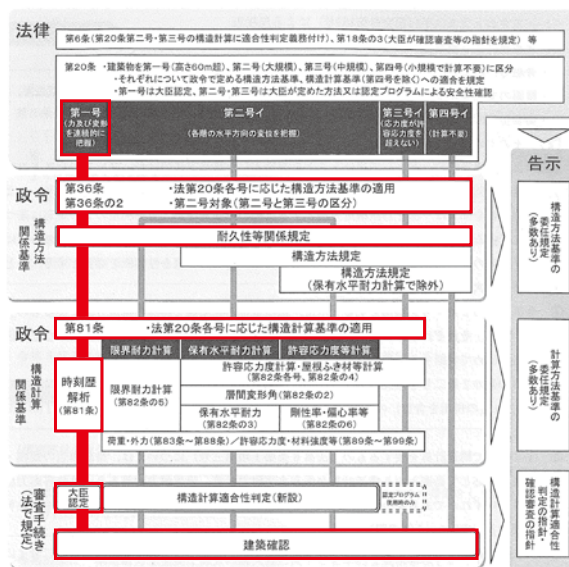


図9 建物の構造審査ルート図

引用元「2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書」P.25

§ 3. 設計荷重

3-1 固定荷重、積載荷重

固定荷重実断面を適切に評価し、積載荷重は一般的に採用されている値を部屋用途に応じて採用している。

(1) 固定荷重

代表的な床の固定荷重を下記に示す。

① ナカドマ鉄骨屋根

小梁・ブレース	600 N/㎡
サッシ	550 N/㎡
ガラス	750 N/㎡
計	1900 N/㎡

③ RC 造屋根

保護コンクリート(t=80mm)	1920 N/㎡
防水、断熱層	200 N/㎡
勾配フカシ(teq=120mm)	2880 N/㎡
RCスラブ(t=200mm)	4800 N/㎡
天井	250 N/㎡
計	10050 N/㎡

② 執務室、市民ホール等

仕上げ、下地、間仕切り	400 N/㎡
RCスラブ(t=180mm)	4320 N/㎡
天井	250 N/㎡
計	4970 N/㎡

④ 執務室（鉄骨床）

仕上げ、下地、間仕切り	300 N/㎡
合成スラブ (コンクリート山上80mm)	2100 N/㎡
鉄骨床組	550 N/㎡
天井	150 N/㎡
計	3100 N/㎡

(2) 積載荷重

代表的な積載荷重を下記に示す。

用途	床計算用	大梁、柱、 基礎計算用	地震力計算用
鉄骨屋根(ナカドマ)	980	600	400
鉄骨屋根(アリーナ)	1800	1300	600
RC屋根	980	600	400
大会議室、ロビー	3500	3200	2100
執務、ロッカー室	2900	1800	800
市長室、応接室、会議室	2900	1800	800
テラス、ロビー、廊下	3500	3200	2100
総合窓口、エントランスホール	3500	3200	2100
ショップ兼カフェ	2900	2400	1300
文化ホール、ホワイエ	3500	3200	2100
市民活動ホール	3500	3200	2100
議場、議場ロビー	3500	3200	2100
車路、駐車場	5400	3900	2000
アリーナ	3500	3200	2100
観客席、トイレ	2900	2600	1600

表 1 積載荷重 (N/㎡)

3-2 積雪荷重に対する考え方

長岡市は多雪区域で有り、積雪荷重は長期の荷重として考慮している。屋根面積が大きく、過大な設計となるため、屋根外周に融雪装置が配置されるナカドマ屋根については、50年の再現期待値を用いて設計。また、積雪深は場所により変わるために偏分布を想定して応力や変位を確認している。なお、雪下ろしによる低減は考慮していない。

- 設計積雪量 ナカドマ屋根 200cm (600kg/㎡) 50年再現期待値
- その他 250cm (750kg/㎡) 長岡市条例

※ 長期は 0.7 倍、地震時は 0.35 倍とする

設計上は等分布だけでなく、偏分布時に対しても安全性を確認



図 10 設計用積雪深図

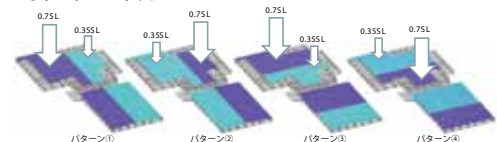


図 11 設計用積雪分布図



写真 5 屋根上の積雪



写真 6 ナカドマ下より積雪見上げ

3-3 地震力

時刻歴応答解析を行うにあたり、解析用地震波として、既往波、告示波、中越地震観測波、サイト波（活断層モデル）を用いている。

(1) 告示波および観測波（既往波）

告示で規定された解法工学的基盤における加速度応答スペクトルを持ち、建設地表層地盤の増幅を適切に考慮して作成した地震波を「告示波」としている。

また、過去の観測記録に基づく地震波を「既往波」として解析を行っている。

解析は、中小地震の大きさとされる“希に発生する場合”（建物は壊れてない）と大地震の大きさとされる“極めて希に発生する場合”（建物が損傷しても人命は確保）の2通りを行う。

地震記録名	稀に発生する場合			極めて稀に発生する場合			継続時間 (s)	時刻 (s)
	最大加速度 (cm/s^2)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)	最大加速度 (cm/s^2)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)		
kokuji RAND	108.00	10.62	4.98	356.22	53.16	24.93	120	0.01
kokuji HANS	105.00	8.98	5.79	383.00	47.01	28.65	120	0.01
kokuji KONS	103.00	13.54	6.21	378.99	76.51	33.75	120	0.01

地震記録名	稀に発生する場合			極めて稀に発生する場合			継続時間 (s)	時刻 (s)
	最大加速度 (cm/s^2)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)	最大加速度 (cm/s^2)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)		
EL CENTRO 1940 NS	218.37	22.50	7.56	436.73	45.00	15.28	50	0.02
TAFT 1952 EW	219.93	22.50	13.23	440.21	45.00	23.16	50	0.02
CHUETSU	224.61	22.50	5.78	449.23	45.00	11.56	60	0.01

地震記録名	稀に発生する場合			極めて稀に発生する場合			継続時間 (s)	時刻 (s)
	最大加速度 (cm/s^2)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)	最大加速度 (cm/s^2)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)		
EL CENTRO 1940 UD		22.50			45.00		50	0.02
TAFT 1952 UD		22.50			45.00		50	0.02

表2 入力地震動一覧

(極めて希に発生する地震動)

告示波
(乱数位相)

告示波
(八戸位相)

告示波
(神戸位相)

観測波
(ELCENTRO)

告示波
(TAFT)

観測波
(CHUETSU)

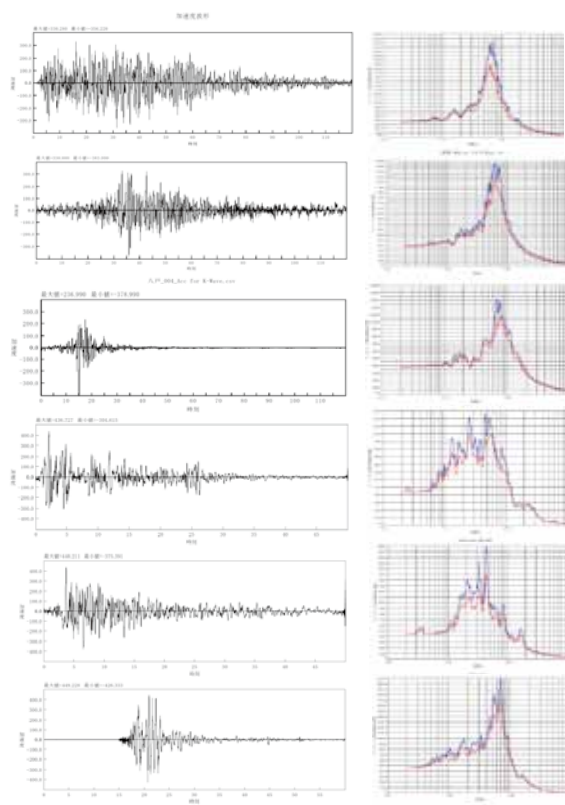
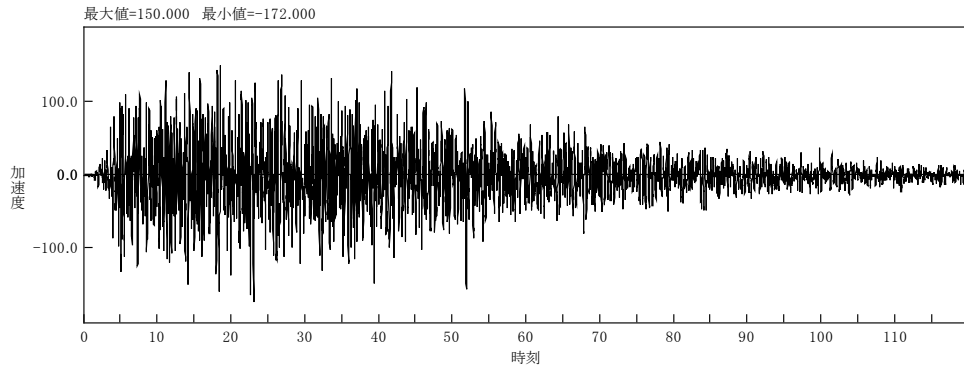


図12 加速度波形と応答スペクトル

(2) サイト波（活断層を想定した地震波）

最も近い活断層は計画地の南東に位置するものであるが、西部に存在している活断層が長岡平野西縁断層帯に属し、長さ、幅などの断層規模から計画地への影響が大きいと判断し当該断層からサイト波の作成を行った。

また、長岡西縁断層帯は全体が1つの区間として活動した場合マグニチュード8.0程度の地震が起こる可能性があるため、断続的に続く断層を1つとみなして最大断層面積を評価して設定する。（平成16年地震調査研究推進本部資料より）



(乱数)_Hist_004.csv

図13 サイト波加速度時刻歴

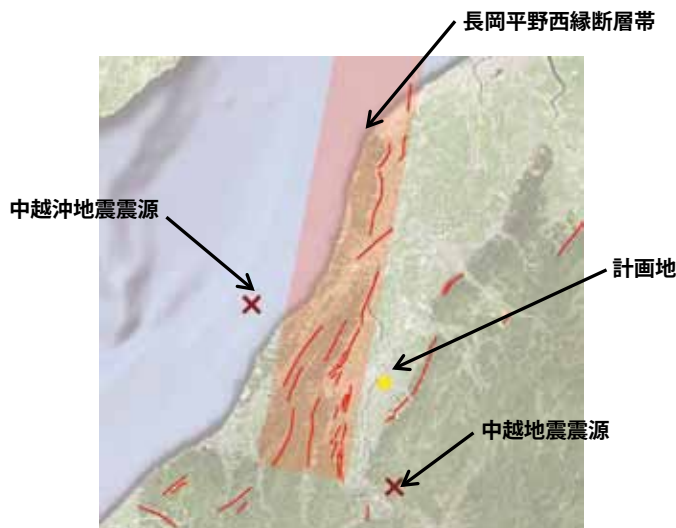


図14 新潟近隣活断層図

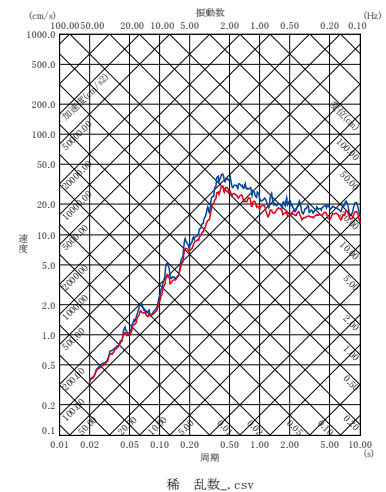


図15 スペクトル図（三軸図）

(3) 2004年中越地震観測波

中越地震時に長岡市内で観測された地震波から計画地の地盤特性を評価した地震波を作成し、建物の安全性を確認している。

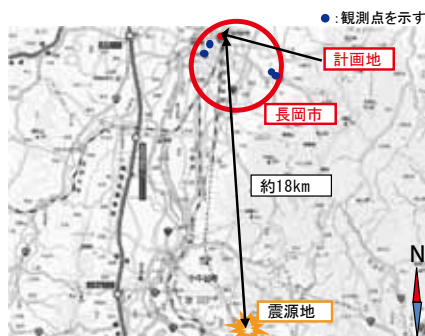


図16 設計用想定震源

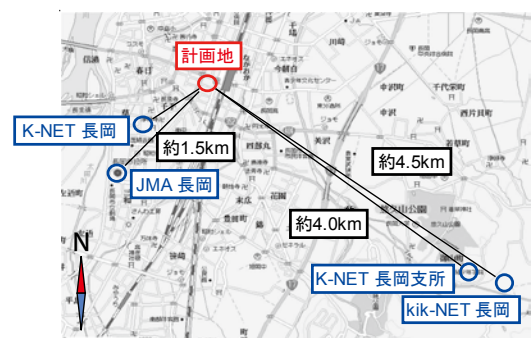


図17 地震波観測地点

観測波からの設計用地震動の作成方法を下記に示す。

- ① 地震波形（工学的基盤）を選択。 ※kik-NET 長岡観測波

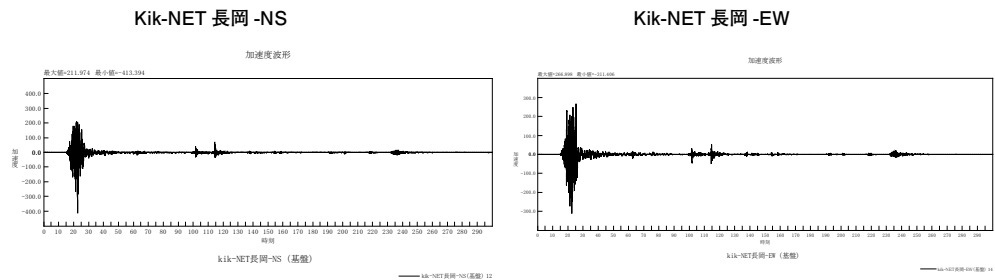


図 18 観測地震波（工学的基盤）

- ② 計画地地盤の振動特性、増幅特性を評価し、表層波（入力波）を作成する。

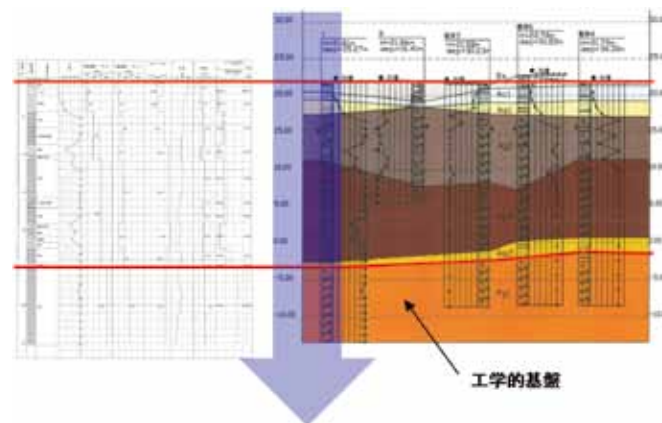


図 19 地盤特性（PS 検層）

- ③ SHAKE により地震波形（表層）を作成。

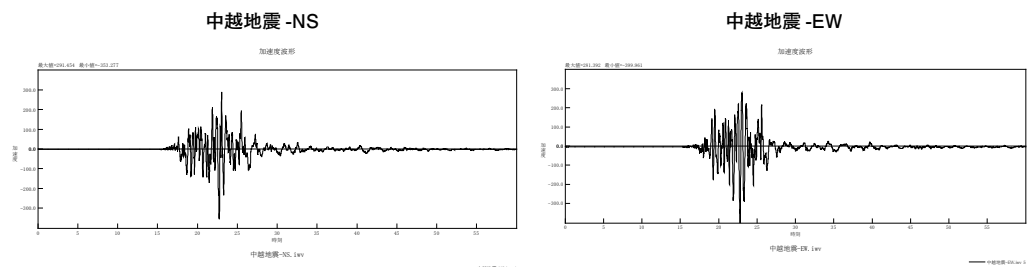


図 20 作成された地震波形

3-4 風圧力

施行令第 87 条で算出された風圧力に対して構造耐力上主要な部分に損傷が生じないことを確認する。また、極めて稀に発生する風圧力に対して、倒壊、崩壊しないことを確認する（告示で規定された風圧力の 1.6 倍の風圧力に対して倒壊、崩壊しないことを確認）

・設計用諸元

- a. 地表面粗度区分：Ⅲ b. 基準風速：30m/sec c. 観測最大風速：26.6m/sec

※2009 年 4 月 26 日 瞬間最大風速（気象庁過去 35 年データより）

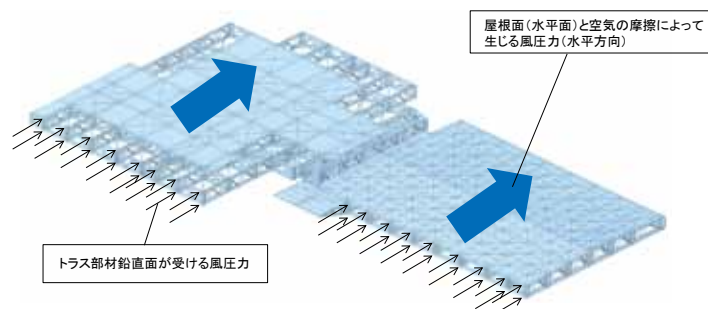


図 21 風荷重概念図

3-5 温度荷重

外部に露出する鉄骨屋根の温度応力に対する検討を行なっている。荷重条件以下の表にまとめているが、各諸元については、「荷重指針（建築学会）」や気象庁の各統計によっている。

なお、基準温度は、長岡における年平均気温 12.85℃（丸め 13.0℃）としている。

荷重ケース	位置	夏季	基準	温度変化
TMP1	ナカドマ	72.0	13.0	59.0 °C
TMP2	アリーナ	40.0	13.0	27.0 °C

荷重ケース	位置	冬季	基準	温度変化
TMP3	ナカドマ	-11.5	13.0	-24.5 °C
TMP4	アリーナ	-11.5	13.0	-24.5 °C

表3 夏期・冬期温度差

	T_0	a	α_0	J	T_{SAT}
夏季（最高温度）	40.0	0.8	25	1000	72.0
冬季（最低温度）	-11.5	0.8	25	0	-11.5

T_0 : 外気温度 (°C)
 a : 日射吸収量 (%)
 α_0 : 外表総合熱伝達率 (W/m²K)
 J : 日射量 (W/m²)
 T_{SAT} : 相当外気温度 (°C)

表4 設計用温度差

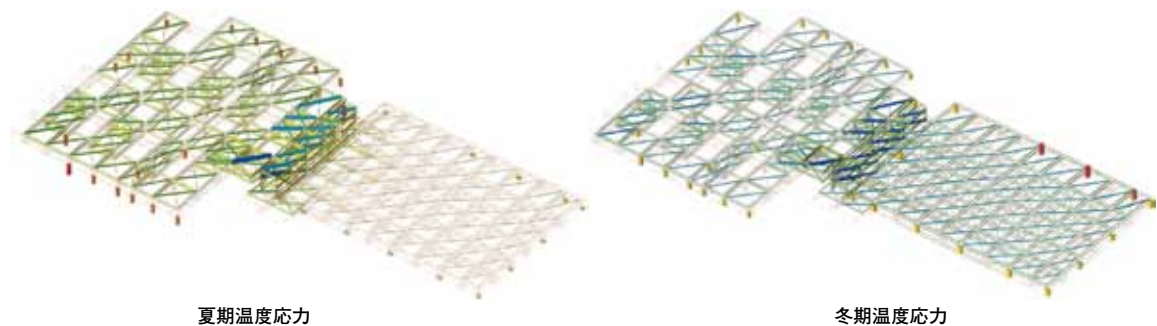


図22 温度による部材応力図

§ 4. 地下・基礎計画

4-1 地盤概要

地盤調査結果より、GL-25m 近くに洪積砂礫層が堆積しているが、表層部 ~25m 近くまでは表層部に盛土、粘性土が堆積しているものの、基本的に砂礫層を中心とした地層構成となっている。

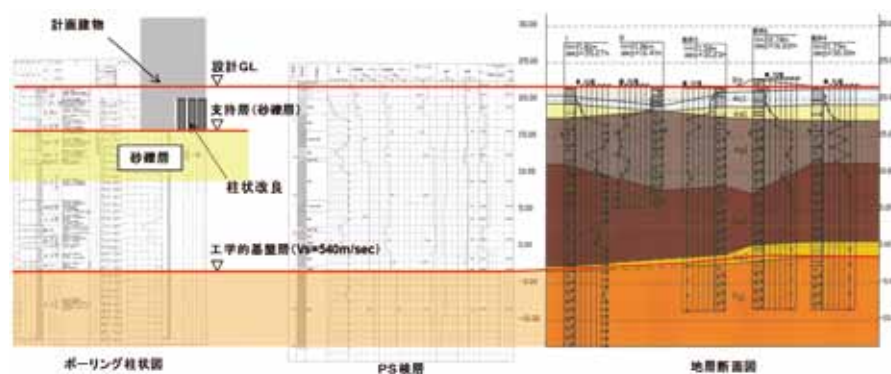


図23 地盤柱状図

建物基礎レベルでは砂礫層が堆積しており、部分的に N 値が下がる（10 程度）細砂層があるが、建物規模、重量を考慮しても十分支持できる地盤のため、直接基礎（べた基礎）としている。

時刻歴応答解析を行なうため、表層地震動の増幅特性を評価するために PS 検層を行い、工学的基盤の評価検討を行う。洪積砂礫層（PS1 層）がせん断波速度 Vs が 400m/sec を上回っているため、工学的基盤としている。

4-2 基礎計画

GL-5.0m 付近から堆積する砂礫層を支持層とした直接基礎（べた基礎）とし、地下が無い部分は地盤改良（柱状改良）により建物荷重を支持層に伝達する。

また、冬期積雪時の道路放水への地下水利用により、季節による水位の変動が大きいいため、設計上は観測結果から安全側の水位設定を行う。

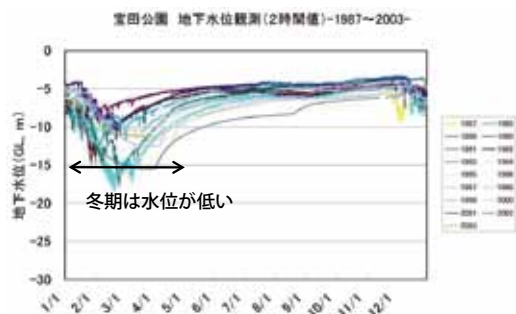


図 24 水位変化図

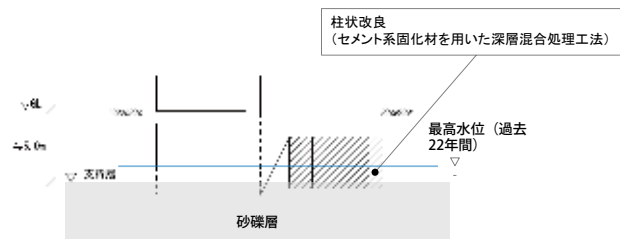


図 25 基礎計画概念図

§ 5. 地上部各棟の構造概要

5-1 市庁舎東棟

耐震壁をバランス良く配置した強度型の建物であり、耐力壁の耐力、変形性能が建物全体に与える影響が支配的で、建物の崩壊モードは耐震壁のせん断降伏を想定し設計している。平面計画が不整形であることから、耐震壁をバランス良く配置し、各階床スラブ面の水平せん断力の負担が過大にならない様に計画している。

ナカドマの大きなデザイン要素である「執務」、「市長室」および「市民活動ホールC」はナカドマ側に本体から飛び出しているため、鉄骨造（トラス構造）としている。スパンが大きい梁や計画上梁成を抑える必要がある梁についてはプレストレスを導入し、長期たわみの抑制を図っている。

- : 2階鉄骨床
- : 鉄骨はね出しフレーム(市民活動ホールC)
- : 鉄骨はね出しフレーム(市長室)
- : 鉄骨はね出しフレーム(執務室A)
- : 鉄骨はね出しフレーム(執務室B)

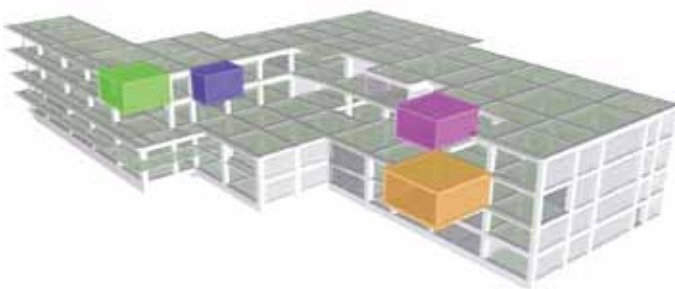


写真7 はね出しフレーム

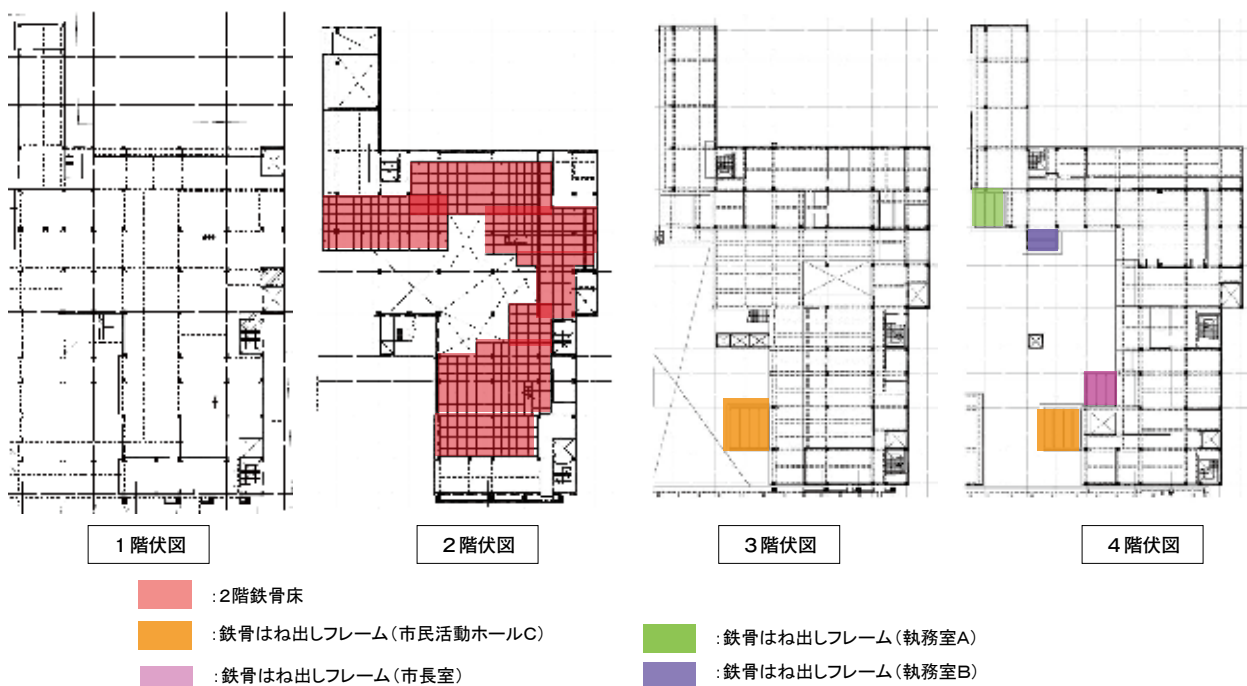


図 26 東棟はね出しフレーム・鉄骨床配置図

■2階鉄骨床

H-200×200~H-250×250のH形鋼の梁による格子梁と丸鋼の吊り材によって支持している。床は軽量コンクリートを用いて軽量化を図り、合成デッキスラブによる床で、RC造柱との接合は鉄骨梁を埋め込み（貫通）形式とし、床組の剛性を上げている。

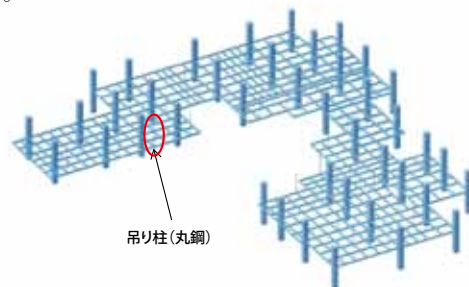


図 27 2階鉄骨床概念図



写真 8 東棟鉄骨床

■鉄骨はね出しフレーム

H 鋼の上下弦材とシームレス鋼管の斜材により、トラスを形成している。突出した形状により、地震時に水平動、鉛直動が同時に生じる可能性があるため、同時入力を考慮し、両方向とも局部震度を 1.0 として足し合わせて設計している。

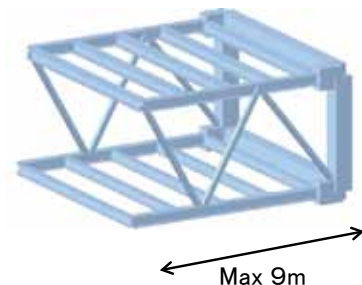


図 28 東棟はね出しフレーム概念図



写真 9 東棟はね出しフレーム

5-2 市庁舎西棟

東棟と同様に建物が耐震壁をバランス良く配置した強度型の建物であり、耐力壁の耐力、変形性能が建物全体に与える影響が支配的であり、建物全体の崩壊モードは耐震壁のせん断降伏を想定した設計としている。建物の平面計画で吹き抜けが多くスラブによるせん断力の伝達が難しい箇所が多いため、耐震壁をバランス良く配置している。ナカドマ側に跳ね出している「議長室」は片持ちスパンが大きい鉄骨造（トラス構造）としている。スパンが大きい梁についてはプレストレスを導入し、長期たわみの抑制を図っている。

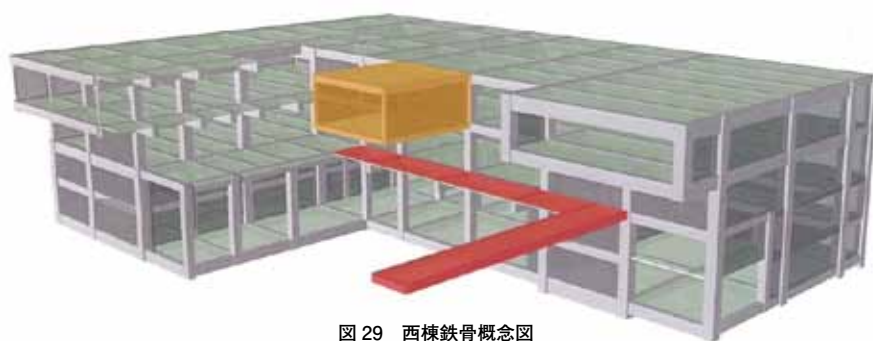


図 29 西棟鉄骨概念図

- : 鉄骨はね出しフレーム(議長室)
- : 鉄骨ブリッジ、テラス



写真 10 鉄骨ブリッジ



写真 11 鉄骨ブリッジ見上げ

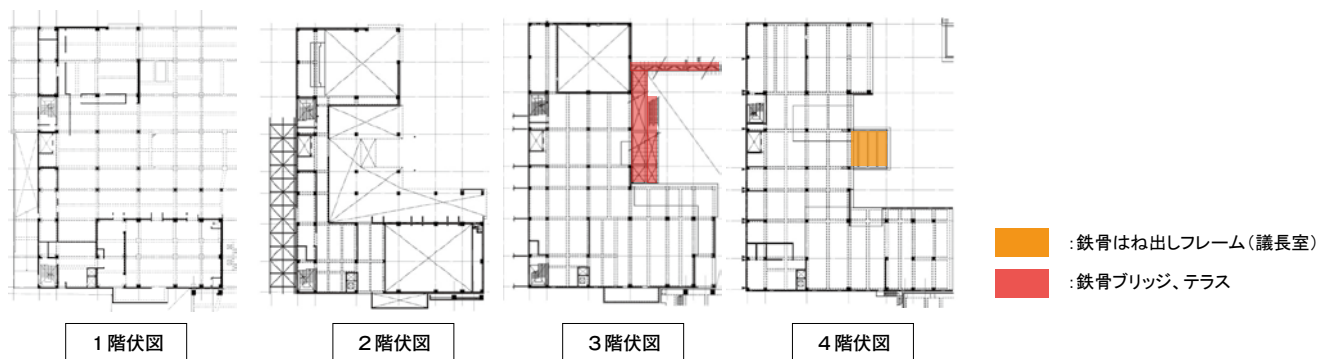


図 30 西棟はね出しフレーム・鉄骨ブリッジ配置図

■鉄骨はね出しフレーム

H 鋼の上下弦材とシームレス鋼管の斜材により、トラスを形成している。水平突出部として水平動、鉛直動の同時入力を考慮し、両方向とも局部震度 1.0 としている。

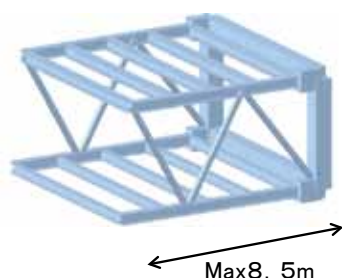


図 31 西棟はね出しフレーム概念図



写真 12 西棟はね出しフレーム

■ブリッジ

スパン 21m の H 形鋼桁梁による架構で、すべり支承により、温度応力及び地震力による変位を吸収する。西棟へはアンカーボルトによる接合（ピン支持）東棟へはすべり支承を介した接合（ローラー支持）としている。

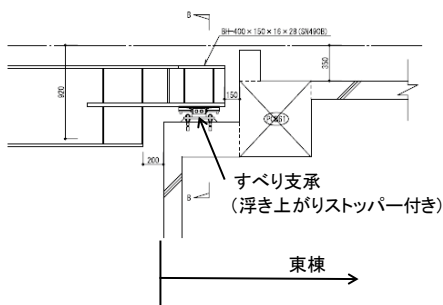


図 32 ブリッジ接合部詳細図

5-3 アリーナ棟

建物が耐震壁をバランス良く配置した強度型の建物であり、耐力壁の耐力、変形性能が建物全体に与える影響が支配的であり、建物全体の崩壊モードは耐震壁のせん断降伏を想定して設計している。平面計画上、大部分が吹き抜けで、剛床仮定が成立し難い形状であるため、フレームの面外方向が負担する地震力は負担重量を適切に評価して応力解析を行っている。

鉄骨屋根と建物躯体を繋ぐダンパーは外壁フレーム上部に配置されるが、観客席フレームの面外剛性及び耐力を考え、鉄骨屋根からの地震力の伝達は壁面内方向のみに伝える様な向きにダンパーを配置する。また、スパンが大きい梁についてはプレストレスを導入し、長期たわみの抑制を図っている。

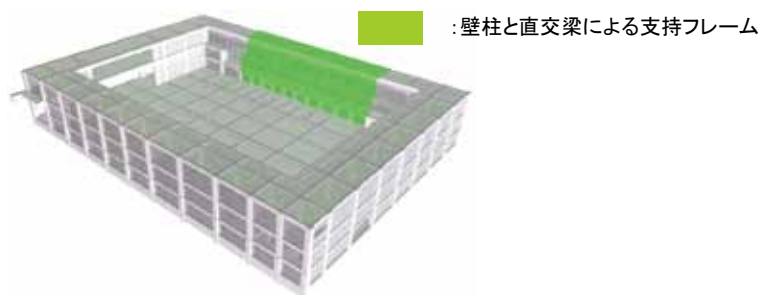


写真 13 アリーナ棟内部①

■壁柱と直交梁による支持フレーム（あみだフレーム）

アリーナは、観客席の配置を考えると段上にならざるを得ない、アリーナとしては幅の狭い敷地部分に配置せざるを得なかったために観客席下部も有効に活用する必要があり、あみだ状のフレームとした。スロープ上部の丘立ち架構を壁柱構面と直交梁により、荷重伝達を行っている。

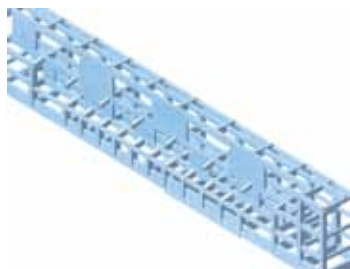


図 33 あみだフレーム概念図



写真 14 アリーナ棟内部②

■プレストレストコンクリート梁

ナカドマ側は、ナカドマと一体となった大きな空間とするために巨大な開口となっている。この部分の梁にプレストレスを導入することにより開口を実現している。

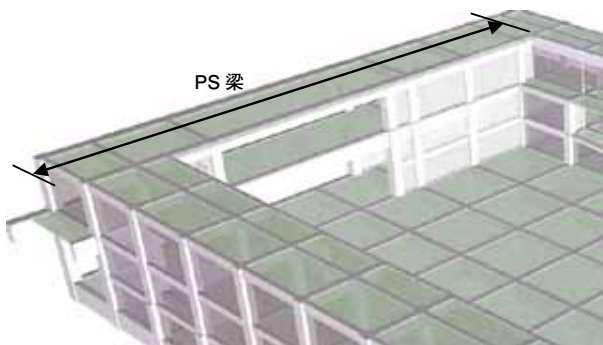
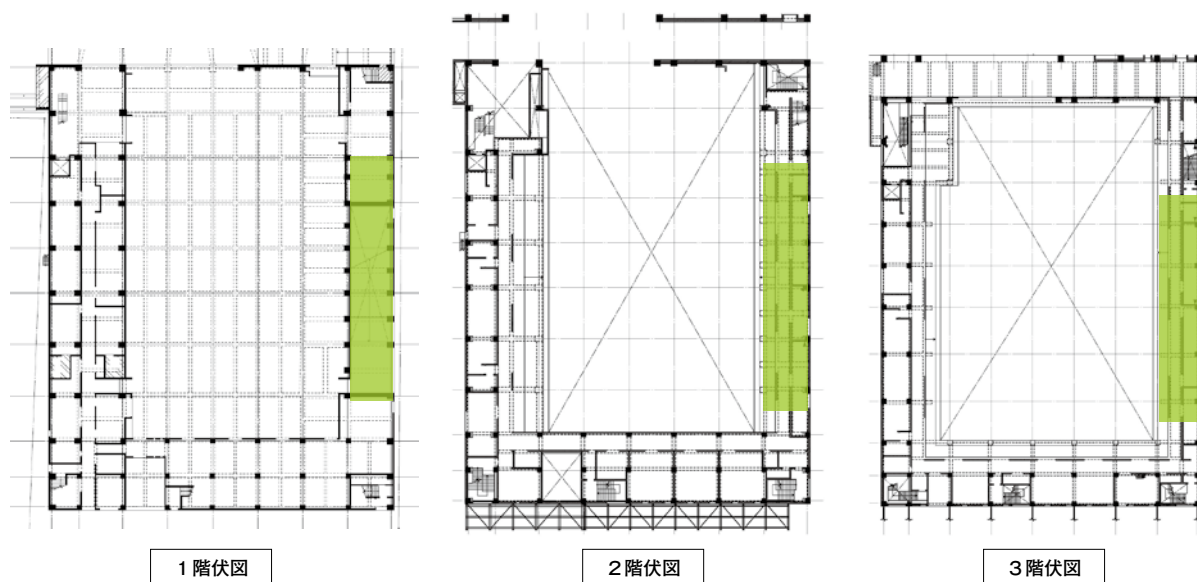


図 34 PS 梁導入位置図



写真 15 PS 梁端部



■ : 壁柱と直交梁による支持フレーム

図 35 あみだフレーム配置図

5-4 鉄骨屋根（ナカドマ屋根、アリーナ屋根）

市庁舎・アリーナ棟に載る鉄骨屋根の平面は各棟の通り芯を基本にグリッド化されており、断面は市庁舎（４階建）とアリーナ棟（３階建）の違いから中間に段差がある構成となっている。

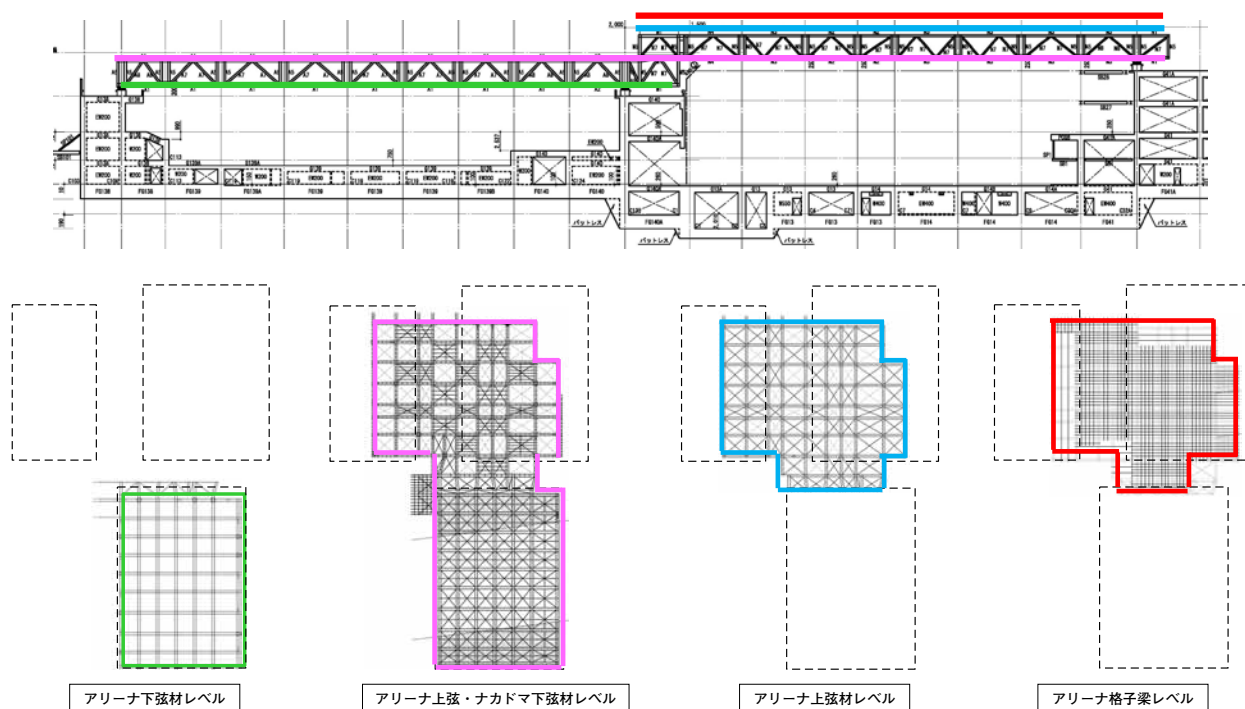


図 36 鉄骨屋根レベル別概略図

(1) 鉄骨屋根と各棟の連結方針

3棟に囲まれたナカドマ空間を創出するための鉄骨屋根（ビッグキャノピー）の支持、連結方針について意匠、構造、コスト面から検討を行なっている。連結棟数による比較検討により、3棟で連結することが、バランス良く意匠、構造、コスト面からも合理的であることを確認し最終的に採用している。

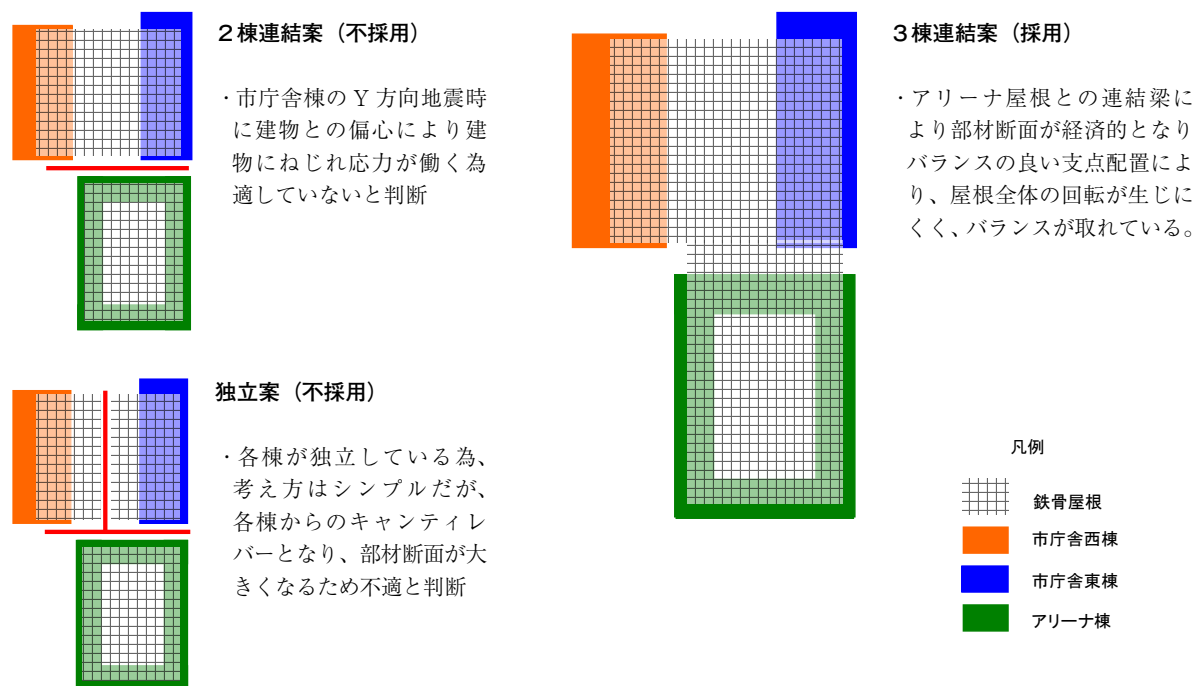


図 37 連結案

(2) 屋根部材の構成

本計画におけるコンセプトの1つである「ナカドマ」を、冬期でも使用できる様にガラス屋根としている。ワーレンとフィレンディールの複合トラスを基本フレームとして、2列のフレームを1組とした格子状の架構としている。トラスは均等に配置する方が合理的であるが、屋根面が光を透過するため構造フレームに変化を持たせるため、及び、ダブルフレームとすることにより大きな積雪荷重を受けるフレームとしてはできるだけ細くするためにダブルフレームを採用している。また、ダブルフレームは間をメンテナンス通路にするなど、意匠、機能、構造が合理的に考えられたシステムとなっている。

小梁をサッシの割付に合わせてトラスグリッドの間にH形鋼の格子梁を配置することで、屋根全体の透過性を高めている。

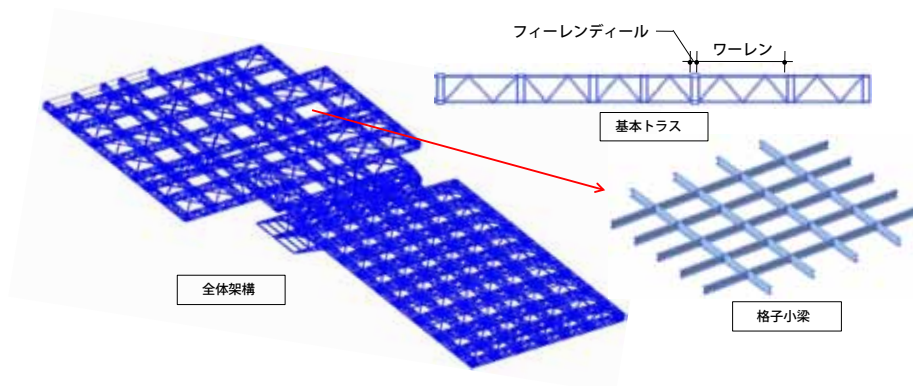


図 38 屋根部材構成概念図



写真 16 鉄骨屋根

§ 6. 建物 - 鉄骨屋根連結システムの概要

6-1 支持部の配置概要

3棟の建物を連結しているため屋根と下部建物の挙動は複雑となる。以下の箇条書きに示した事項を考慮し、連結部材を選択している。

- 屋根自重、積雪荷重などの鉛直荷重を下部RC建物へ伝達する → 支承
- 温度応力・ひずみに対して変形を拘束しない → 支承・水平ダンパー
- 鉄骨屋根に生じる地震力をRC建物に伝達する → 水平ダンパー
- 地震時上下動で支承の浮き上がりを生じさせない → 鉛直ダンパー

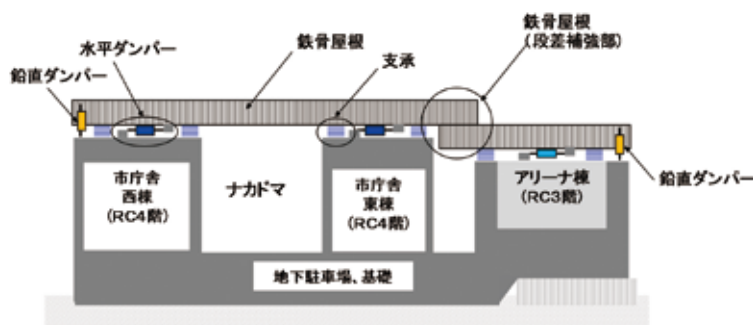


図 39 屋根連結概要図

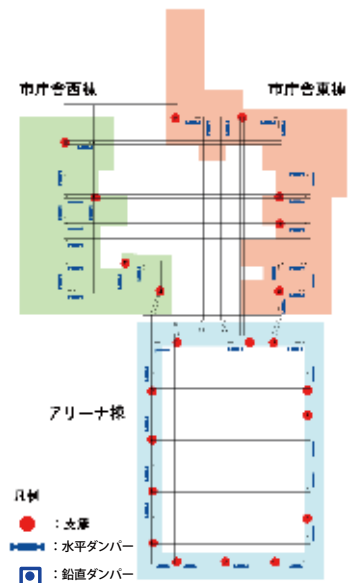


図 40 支承・ダンパー配置図



写真 17 支承



写真 18 水平ダンパー



写真 19 鉛直ダンパー

6-2 要求性能と使用部材

① 屋根支承に要求される性能

- ・屋根荷重、積雪荷重などの鉛直荷重を下部建物へ伝達する性能
- ・温度応力、ひずみに対して極力拘束しない
- ・地震時及び温度応力による変形に対する復元力を持つ
- ・屋外環境に対して性能の影響が小さい
→曲面すべり支承を採用

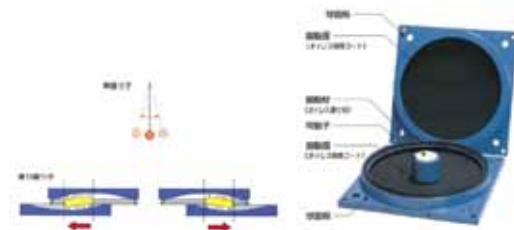


写真 20 曲面すべり支承

② 水平ダンパーに要求される性能

- ・温度応力、ひずみに対して極力拘束しない
- ・地震力水平方向に対して減衰力を持つ
- ・屋外環境に対して性能の影響が小さい
→速度依存型オイルダンパー（一般的に免震構造に使われるダンパー）
- ・連成振動に対して安定した減衰性能の発揮



写真 21 免震オイルダンパー例

③ 鉛直ダンパーに要求される性能

- ・鉛直方向の変位に対して極力抵抗しない
- ・地震時の鉄骨屋根上下動に対して抵抗する
- ・屋外環境に対しての性能の影響が少ない
→速度依存型オイルダンパー（一般的に制震構造に使われるダンパー）



写真 22 制震オイルダンパー例

6-3 性能試験結果

施工時に性能確認試験を行い、支承及びダンパー（鉛直、水平）が設計要求性能を満たしていることを試験により確認している。鉄骨屋根大地震時水平変位は応答解析結果より 165mm であり、支承（限界変形 400mm）、水平ダンパー（ストローク 500mm）と、応答値に対して十分な余裕がある。なお、支承はトラス梁のたわみにより傾斜するため、傾き 1/100 の性能確認試験を行なっている。



写真 23 支承性能確認試験



写真 24 支承性能確認試験（傾き 1/100）



写真 25 水平ダンパー性能確認試験

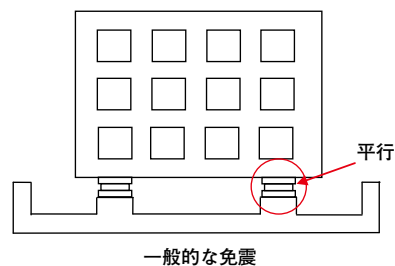
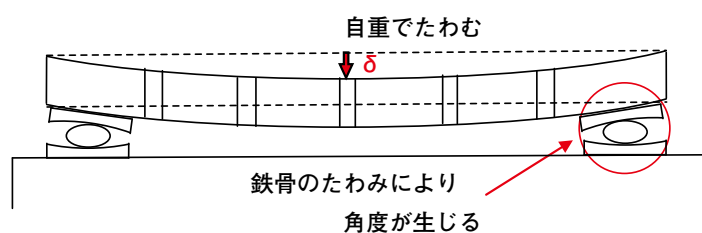


図 41 免震装置の傾き概念図

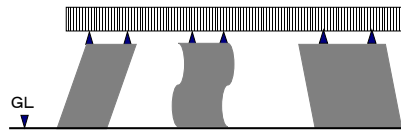
§ 7. 耐震・耐風設計の概要

7-1 TMD（チューンドマスダンパー）効果、連結制震効果

（1）建物の耐震性能

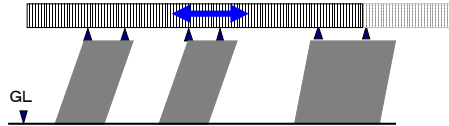
異なる振動性状をもつ建物をつなぐことによる「連結制震効果」や鉄骨屋根（+ 積雪荷重）をマス（質量）とした「TMD 効果」により、建物に入力される地震動が低減される制震構造とし、目標の耐震性能を確保している。

① 連結制震効果



果振動性状（固有周期）の異なる建物をダンパー等で接続することで、相互に地震力を打ち消し合う効果

② TMD 効果



建物上部に自由振動する質量を載せ、ダンパーを介し建物と接続することで、エネルギー吸収を行なう制震手法

図 42 制振概念図

7-2 大地震時の性能（応答値・地震吸収エネルギー）

■制震効果について

棟別モデルと 3 棟連結モデルの応答値の比較検討を行ない、制震効果の確認を行なう。制震効果により、50~70% 程度に地震力が低減されることが確認された。

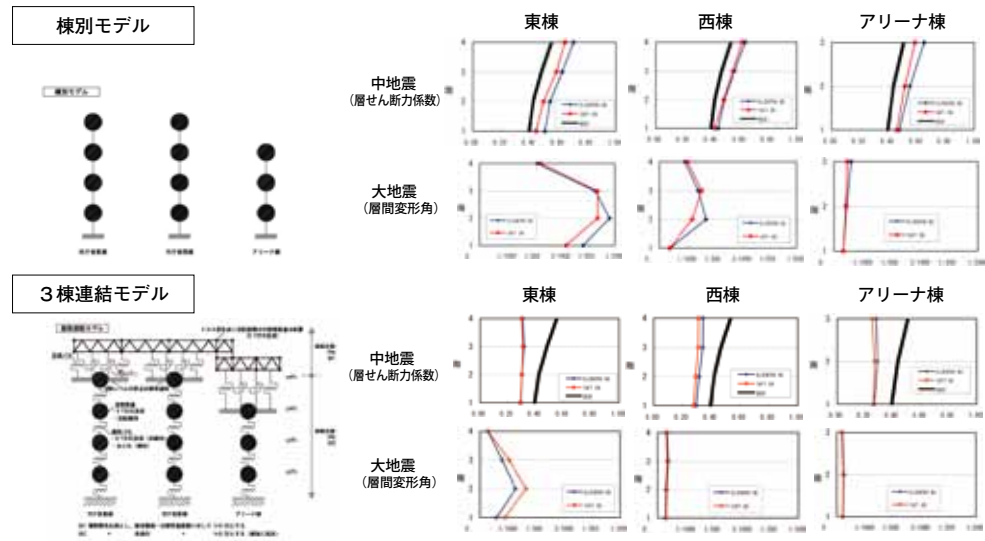


図 43 時刻歴応答解析概念図

図 44 時刻歴応答解析結果

■地震力吸収エネルギー

地震力を地震エネルギーとして評価した場合の建物及びダンパー、支承等によるエネルギー吸収能力の確認を行なった。棟別モデルでは各建物の塑性変形、内部減衰により 100% 吸収（負担）するのに対し、3 棟連結モデルでは屋根ダンパー及び支承の履歴減衰が 70% 程度負担し、建物の吸収（負担）は非常に小さくなっている。

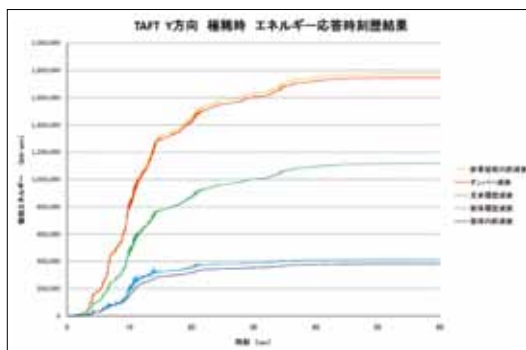


図 45 エネルギー吸収グラフ

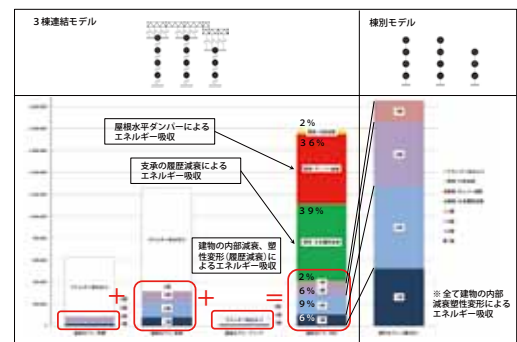


図 46 エネルギー吸収詳細

7-3 風圧に対する鉄骨屋根の検討

鉄骨屋根に生じる風圧力に対して、支承および水平ダンパーが抵抗出来ることを確認している。

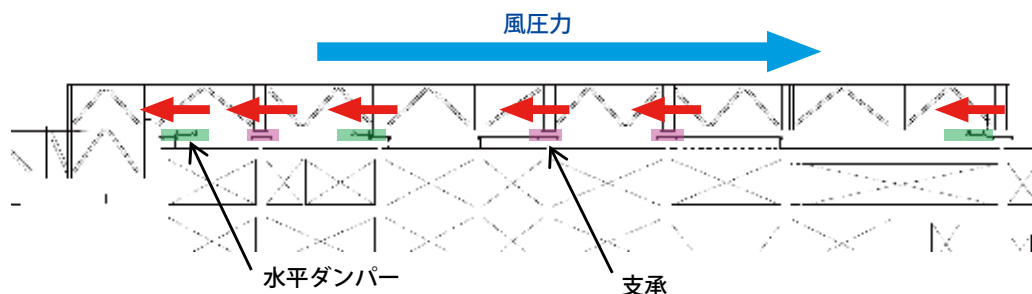


図 47 鉄骨屋根風抵抗概念図

■検討の方針

地震動と比べて、風の振動数の評価は難しく、下記を考慮して安全性を検討。

- ① 鉄骨屋根自重による支承の摩擦抵抗が稀に発生する風圧力を上まわっていることを確認
- ② 極めて稀に発生する風圧力に対しては摩擦が切れるため、水平ダンパーにより抵抗する。
- ③ 支承の周期である 4.0 秒周期で振動するため、同じ振動数（0.25Hz）でダンパーが有効に働くことを試験により確認



写真 26 ダンパー性能確認試験

7-4 応答解析結果一覧

連結された本建物の応答解析結果の一覧を下記に掲載する。いずれの応答解析結果も防災拠点として十分な性能を示している。

■応答最大値一覧（市庁舎西棟）		観測波	
	入力波	X 方向	Y 方向
橋	最下階せん断力 (せん断力係数)	EL CENT NS 44483.0 kN (0.355) TAPT EW 42563.0 kN (0.335) CHEETSU EW 38505.0 kN (0.318)	5040.0 kN (0.148) 4374.0 kN (0.128) 4087.0 kN (0.120)
	層間変位 (層間変形角)	EL CENT NS 0.079 (1/1361) 1 階 0.104 (1/2721) 4 階	0.400 (1/1016) 1 階 1.570 (1/255) 4 階
		TAPT EW 0.074 (1/1418) 1 階 0.068 (1/2776) 4 階	0.360 (1/1150) 1 階 1.210 (1/331) 4 階
		CHEETSU EW 0.420 (1/978) 1 階 1.100 (1/365) 4 階	0.340 (1/1193) 1 階 1.330 (1/301) 4 階
		EL CENT NS 291000 kNm TAPT EW 203000 kNm CHEETSU EW 234000 kNm	274000 kNm 220000 kNm 270000 kNm
		EL CENT NS - 階 TAPT EW - 階 CHEETSU EW - 階	- 階 - 階 - 階
	塑性率	EL CENT NS - 階 TAPT EW - 階 CHEETSU EW - 階	- 階 - 階 - 階
		EL CENT NS 9843.0 kN (0.289) TAPT EW 7661.0 kN (0.225) CHEETSU EW 6656.0 kN (0.195)	10080.0 kN (0.296) 8749.0 kN (0.257) 8174.0 kN (0.240)
		EL CENT NS 1.220 (1/335) 1 階 3.140 (1/127) 4 階	0.810 (1/508) 1 階 3.100 (1/129) 4 階
	層間変位 (層間変形角)	TAPT EW 0.940 (1/435) 1 階 2.330 (1/172) 4 階	0.710 (1/575) 1 階 2.310 (1/173) 4 階
		CHEETSU EW 0.840 (1/489) 1 階 2.190 (1/183) 4 階	0.690 (1/597) 1 階 2.660 (1/150) 4 階
	最下階転倒モーメント	EL CENT NS 583000 kNm TAPT EW 405000 kNm CHEETSU EW 467000 kNm	549000 kNm 440000 kNm 539000 kNm
橋	塑性率	EL CENT NS 1.066 2 階 TAPT EW 0.845 2 階 CHEETSU EW 0.727 2 階	0.787 4 階 0.778 4 階 0.749 4 階
		EL CENT NS 1.066 2 階 TAPT EW 0.845 2 階 CHEETSU EW 0.727 2 階	0.787 4 階 0.778 4 階 0.749 4 階
		EL CENT NS 1.066 2 階 TAPT EW 0.845 2 階 CHEETSU EW 0.727 2 階	0.787 4 階 0.778 4 階 0.749 4 階
		EL CENT NS 1.066 2 階 TAPT EW 0.845 2 階 CHEETSU EW 0.727 2 階	0.787 4 階 0.778 4 階 0.749 4 階

表 5 市庁舎西棟応答最大値（観測波）

■応答最大値一覧（市庁舎西棟）		告示波	
	入力波	X 方向	Y 方向
橋	最下階せん断力 (せん断力係数)	EL CENT NS 44483.0 kN (0.355) TAPT EW 42563.0 kN (0.335) CHEETSU EW 38505.0 kN (0.318)	5040.0 kN (0.148) 4374.0 kN (0.128) 4087.0 kN (0.120)
	層間変位 (層間変形角)	EL CENT NS 0.079 (1/1361) 1 階 0.104 (1/2721) 4 階	0.400 (1/1016) 1 階 1.570 (1/255) 4 階
		TAPT EW 0.074 (1/1418) 1 階 0.068 (1/2776) 4 階	0.360 (1/1150) 1 階 1.210 (1/331) 4 階
		CHEETSU EW 0.420 (1/978) 1 階 1.100 (1/365) 4 階	0.340 (1/1193) 1 階 1.330 (1/301) 4 階
		EL CENT NS 291000 kNm TAPT EW 203000 kNm CHEETSU EW 234000 kNm	274000 kNm 220000 kNm 270000 kNm
		EL CENT NS - 階 TAPT EW - 階 CHEETSU EW - 階	- 階 - 階 - 階
	塑性率	EL CENT NS - 階 TAPT EW - 階 CHEETSU EW - 階	- 階 - 階 - 階
		EL CENT NS 9843.0 kN (0.289) TAPT EW 7661.0 kN (0.225) CHEETSU EW 6656.0 kN (0.195)	10080.0 kN (0.296) 8749.0 kN (0.257) 8174.0 kN (0.240)
		EL CENT NS 1.220 (1/335) 1 階 3.140 (1/127) 4 階	0.810 (1/508) 1 階 3.100 (1/129) 4 階
	層間変位 (層間変形角)	TAPT EW 0.940 (1/435) 1 階 2.330 (1/172) 4 階	0.710 (1/575) 1 階 2.310 (1/173) 4 階
		CHEETSU EW 0.840 (1/489) 1 階 2.190 (1/183) 4 階	0.690 (1/597) 1 階 2.660 (1/150) 4 階
	最下階転倒モーメント	EL CENT NS 583000 kNm TAPT EW 405000 kNm CHEETSU EW 467000 kNm	549000 kNm 440000 kNm 539000 kNm
橋	塑性率	EL CENT NS 1.066 2 階 TAPT EW 0.845 2 階 CHEETSU EW 0.727 2 階	0.787 4 階 0.778 4 階 0.749 4 階
		EL CENT NS 1.066 2 階 TAPT EW 0.845 2 階 CHEETSU EW 0.727 2 階	0.787 4 階 0.778 4 階 0.749 4 階
		EL CENT NS 1.066 2 階 TAPT EW 0.845 2 階 CHEETSU EW 0.727 2 階	0.787 4 階 0.778 4 階 0.749 4 階
		EL CENT NS 1.066 2 階 TAPT EW 0.845 2 階 CHEETSU EW 0.727 2 階	0.787 4 階 0.778 4 階 0.749 4 階

表 6 市庁舎西棟応答最大値（告示波）

■応答最大値一覧（市庁舎東棟）				観測波	
橋	最下階せん断力 (せん断力係数)	入力波	X 方向	Y 方向	
		EL CENT NS	44483.0 kN (0.355)	5040.0 kN (0.148)	
		TAFT EW	42563.0 kN (0.335)	4374.0 kN (0.128)	
		CHUETSU EW	38505.0 kN (0.318)	4087.0 kN (0.120)	
	層間変位 (層間変形角)	EL CENT NS	0.079 (1/1361) 1階	0.400 (1/1016) 1階	
			0.104 (1/2721) 4階	1.570 (1/255) 4階	
		TAFT EW	0.074 (1/1418) 1階	0.360 (1/1150) 1階	
			0.098 (1/2776) 4階	1.210 (1/331) 4階	
		CHUETSU EW	0.420 (1/978) 1階	0.340 (1/1193) 1階	
			1.100 (1/365) 4階	1.330 (1/301) 4階	
	最下階転倒 モーメント	EL CENT NS	291000 kNm	274000 kNm	
		TAFT EW	203000 kNm	220000 kNm	
		CHUETSU EW	234000 kNm	270000 kNm	
	塑性率	EL CENT NS	-	-	階
		TAFT EW	-	-	階
		CHUETSU EW	-	-	階
橋柵	最下階せん断力 (せん断力係数)	EL CENT NS	9843.0 kN (0.289)	10080.0 kN (0.296)	
		TAFT EW	7661.0 kN (0.225)	8749.0 kN (0.257)	
		CHUETSU EW	6656.0 kN (0.195)	8174.0 kN (0.240)	
	層間変位 (層間変形角)	EL CENT NS	1.220 (1/335) 1階	0.810 (1/508) 1階	
			3.140 (1/127) 4階	3.100 (1/129) 4階	
		TAFT EW	0.940 (1/435) 1階	0.710 (1/575) 1階	
			2.330 (1/172) 4階	2.310 (1/173) 4階	
		CHUETSU EW	0.840 (1/489) 1階	0.690 (1/597) 1階	
			2.190 (1/183) 4階	2.660 (1/150) 4階	
	最下階転倒 モーメント	EL CENT NS	583000 kNm	549000 kNm	
		TAFT EW	405000 kNm	440000 kNm	
		CHUETSU EW	467000 kNm	539000 kNm	
	塑性率	EL CENT NS	1.066	0.787	4階
		TAFT EW	0.845	0.778	4階
		CHUETSU EW	0.727	0.749	4階

表7 市庁舎東棟応答最大値（観測波）

■応答最大値一覧（市庁舎東棟）				告示波	
橋	最下階せん断力 (せん断力係数)	入力波	X 方向	Y 方向	
		EL CENT NS	44483.0 kN (0.355)	5040.0 kN (0.148)	
		TAFT EW	42563.0 kN (0.335)	4374.0 kN (0.128)	
		CHUETSU EW	38505.0 kN (0.318)	4087.0 kN (0.120)	
	層間変位 (層間変形角)	EL CENT NS	0.079 (1/1361) 1階	0.400 (1/1016) 1階	
			0.104 (1/2721) 4階	1.570 (1/255) 4階	
		TAFT EW	0.074 (1/1418) 1階	0.360 (1/1150) 1階	
			0.098 (1/2776) 4階	1.210 (1/331) 4階	
		CHUETSU EW	0.420 (1/978) 1階	0.340 (1/1193) 1階	
			1.100 (1/365) 4階	1.330 (1/301) 4階	
	最下階転倒 モーメント	EL CENT NS	291000 kNm	274000 kNm	
		TAFT EW	203000 kNm	220000 kNm	
		CHUETSU EW	234000 kNm	270000 kNm	
	塑性率	EL CENT NS	-	-	階
		TAFT EW	-	-	階
		CHUETSU EW	-	-	階
橋柵	最下階せん断力 (せん断力係数)	EL CENT NS	9843.0 kN (0.289)	10080.0 kN (0.296)	
		TAFT EW	7661.0 kN (0.225)	8749.0 kN (0.257)	
		CHUETSU EW	6656.0 kN (0.195)	8174.0 kN (0.240)	
	層間変位 (層間変形角)	EL CENT NS	1.220 (1/335) 1階	0.810 (1/508) 1階	
			3.140 (1/127) 4階	3.100 (1/129) 4階	
		TAFT EW	0.940 (1/435) 1階	0.710 (1/575) 1階	
			2.330 (1/172) 4階	2.310 (1/173) 4階	
		CHUETSU EW	0.840 (1/489) 1階	0.690 (1/597) 1階	
			2.190 (1/183) 4階	2.660 (1/150) 4階	
	最下階転倒 モーメント	EL CENT NS	583000 kNm	549000 kNm	
		TAFT EW	405000 kNm	440000 kNm	
		CHUETSU EW	467000 kNm	539000 kNm	
	塑性率	EL CENT NS	1.066	0.787	4階
		TAFT EW	0.845	0.778	4階
		CHUETSU EW	0.727	0.749	4階

表8 市庁舎東棟応答最大値（告示波）

■応答最大値一覧（アリーナ棟）				観測波	
橋	最下階せん断力 (せん断力係数)	入力波	X 方向	Y 方向	
		EL CENT NS	44483.0 kN (0.355)	5040.0 kN (0.148)	
		TAFT EW	42563.0 kN (0.335)	4374.0 kN (0.128)	
		CHUETSU EW	38505.0 kN (0.318)	4087.0 kN (0.120)	
	層間変位 (層間変形角)	EL CENT NS	0.079 (1/1361) 1階	0.400 (1/1016) 1階	
			0.104 (1/2721) 4階	1.570 (1/255) 4階	
		TAFT EW	0.074 (1/1418) 1階	0.360 (1/1150) 1階	
			0.098 (1/2776) 4階	1.210 (1/331) 4階	
		CHUETSU EW	0.420 (1/978) 1階	0.340 (1/1193) 1階	
			1.100 (1/365) 4階	1.330 (1/301) 4階	
	最下階転倒 モーメント	EL CENT NS	291000 kNm	274000 kNm	
		TAFT EW	203000 kNm	220000 kNm	
		CHUETSU EW	234000 kNm	270000 kNm	
	塑性率	EL CENT NS	-	-	階
		TAFT EW	-	-	階
		CHUETSU EW	-	-	階
橋柵	最下階せん断力 (せん断力係数)	EL CENT NS	9843.0 kN (0.289)	10080.0 kN (0.296)	
		TAFT EW	7661.0 kN (0.225)	8749.0 kN (0.257)	
		CHUETSU EW	6656.0 kN (0.195)	8174.0 kN (0.240)	
	層間変位 (層間変形角)	EL CENT NS	1.220 (1/335) 1階	0.810 (1/508) 1階	
			3.140 (1/127) 4階	3.100 (1/129) 4階	
		TAFT EW	0.940 (1/435) 1階	0.710 (1/575) 1階	
			2.330 (1/172) 4階	2.310 (1/173) 4階	
		CHUETSU EW	0.840 (1/489) 1階	0.690 (1/597) 1階	
			2.190 (1/183) 4階	2.660 (1/150) 4階	
	最下階転倒 モーメント	EL CENT NS	583000 kNm	549000 kNm	
		TAFT EW	405000 kNm	440000 kNm	
		CHUETSU EW	467000 kNm	539000 kNm	
	塑性率	EL CENT NS	1.066	0.787	4階
		TAFT EW	0.845	0.778	4階
		CHUETSU EW	0.727	0.749	4階

表9 アリーナ棟応答最大値（観測波）

■応答最大値一覧（アリーナ棟） Case-a 2/2				告示波	
橋	最下階せん断力 (せん断力係数)	入力波	X 方向	Y 方向	
		KOKUJI RANSU	22346.4 kN (0.139)	22320.1 kN (0.139)	
		KOKUJI HACHIDOME	22435.4 kN (0.140)	21203.8 kN (0.132)	
		KOKUJI KOBE	18161.5 kN (0.113)	19844.2 kN (0.123)	
	層間変位 (層間変形角)	KOKUJI RANSU	1.299 (1/10479)	1.204 (1/15679)	
		KOKUJI HACHIDOME	1.995 (1/10588)	1.754 (1/16957)	
		KOKUJI KOBE	5.653 (1/12359)	4.755 (1/16844)	
	最下階転倒 モーメント	KOKUJI RANSU	195392 kNm	191620 kNm	
		KOKUJI HACHIDOME	194221 kNm	179947 kNm	
		KOKUJI KOBE	162829 kNm	178909 kNm	
	塑性率	KOKUJI RANSU	-	-	階
		KOKUJI HACHIDOME	-	-	階
		KOKUJI KOBE	-	-	階
橋柵	最下階せん断力 (せん断力係数)	KOKUJI RANSU	55871.9 kN (0.349)	22320.1 kN (0.361)	
		KOKUJI HACHIDOME	58075.0 kN (0.362)	21203.8 kN (0.411)	
		KOKUJI KOBE	59516.2 kN (0.371)	19844.2 kN (0.391)	
	層間変位 (層間変形角)	KOKUJI RANSU	7.828 (1/4571)	6.317 (1/6338)	
		KOKUJI HACHIDOME	6.261 (1/4956)	5.098 (1/5594)	
		KOKUJI KOBE	15.832 (1/4586)	11.890 (1/5919)	
	最下階転倒 モーメント	KOKUJI RANSU	482584 kNm	488959 kNm	
		KOKUJI HACHIDOME	481570 kNm	549196 kNm	
		KOKUJI KOBE	501063 kNm	524430 kNm	
	塑性率	層	1.390	2階	0.000 階
		部材	2.560	1階	0.000 階

表10 アリーナ棟応答最大値（告示波）