midas Civil
解析事例集

WE WILL CHANGE THE WORLD

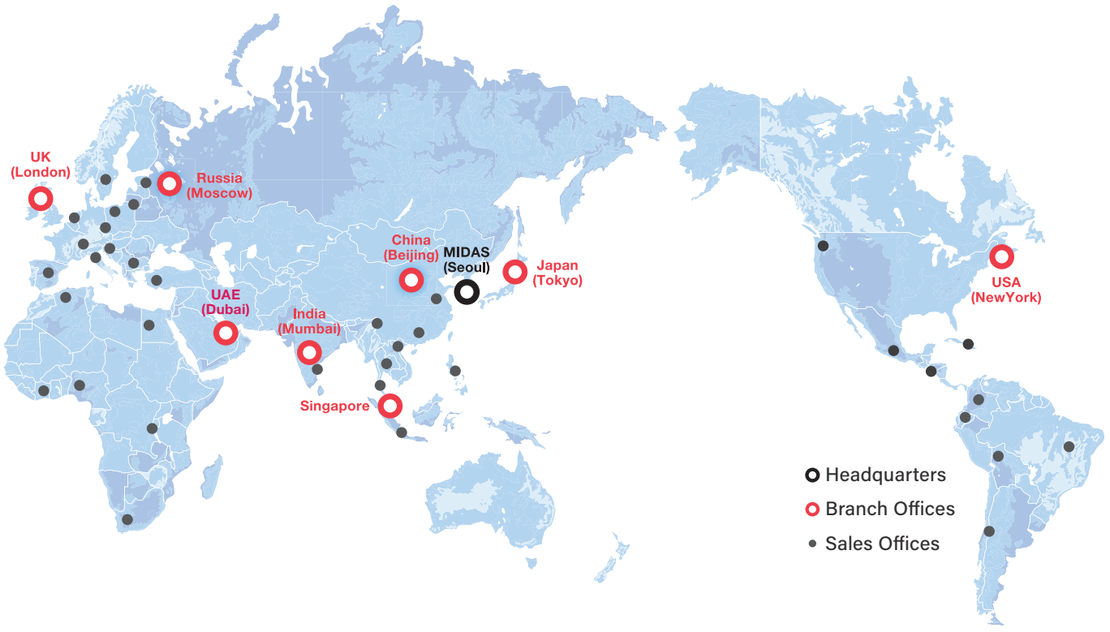
The World's Best
Total Engineering Solution
Provider & Service Partner

建設業界 **No.1**

現地法人 **8**

海外代理店 **35**

輸出国 **110**



MIDAS IT

MIDAS ITは、工学技術用ソフトウェア開発および普及、そして構造分野のエンジニアリングサービスとウェブビジネス統合ソリューションを提供する会社です。
1989年から活動を開始し、2000年9月にマイダスアイティを設立、現在は約600名の世界的な専門技術者を保有し、日本、アメリカ、中国、インド、ロシア、イギリス、ドバイ、シンガポールの現地法人や35ヶ国の代理店などの全世界ネットワークを通し、110ヶ国に工学技術用ソフトウェアを販売する企業として成長しました。

MIDAS IT JAPAN

マイダスアイティジャパンは、マイダスアイティの日本法人です。
2008年に建築工学技術用ソフトウェアの普及からスタートし、現在は土木/地盤/機械の分野まで事業を拡張しています。日本国内では1,300社6,500ライセンスが使用されており、建築分野から土木/地盤分野(橋梁、トンネル、地下構造物、土構造物等)、機械分野(自動車、精密機器、医療等)にかけて、多分野で活用されるまでに成長しました。

PRODUCT HISTORY

2002	2004	2006	2008	2010	2012	2013	2014	2017	2020
Gen	Civil	FEA	日本法人設立	GTS (旧、GTS NX), NFX	iGen, Soilworks	Soilworks for FILP, Soilworks for LIQCA	eGen-RC, Drawing, GTS NX, Geo XD	eGen-S, CAD ロボ, SOLIFLUK PE	CIM FEA NX

midas Civil 解析事例集

01. midas Civil 解析ギャラリー 5

- 01-1 水処理施設の耐震診断 - 3 次元 FEM 解析による耐震照査と補強検討
- 01-2 鉄道高架橋の耐震解析 - 非線形地震応答解析による耐震性能評価
- 01-3 ランガートラス橋の応力変形解析
- 01-4 貯水 PC タンクの地震応答解析 - 耐震照査と補強検討
- 01-5 三次元地震応答解析による浄水施設の耐震診断

02. midas Civil 適用事例 11

- 02-1 震度法による配水施設の耐震性能照査及び補強検討
- 02-2 震度法およびプッシュオーバー解析による配水施設の耐震照査
- 02-3 昭和 30 年代に建設された沈砂池の耐震性能照査
- 02-4 地下躯体上に建設する地上部デッキの概略検討および地下躯体への影響検討
- 02-5 既設地下構造物の通路改築に伴う施工段階解析
- 02-6 2径間単純 PC桁橋の動的解析による耐震補強検討

03. midas Cviil 適用事例 ユーザー編 47

- 03-1 杭の支持力解析
  新日鐵住金株式会社
- 03-2 清見配水池耐震診断
  RBオリジナルコンサルタント株式会社
- 03-3 豊田配水池耐震診断
  RBオリジナルコンサルタント株式会社
- 03-4 鋼3径間非合成鈑桁橋の応答スペクトル解析による耐震補強検討
  株式会社建設技研インターナショナル（CTI Engineering International Co., Ltd.）
- 03-5 鋼単純ランガーアーチ橋の応答スペクトル解析による耐震補強検討
  株式会社建設技研インターナショナル（CTI Engineering International Co., Ltd.）
- 03-6 PCタンクの耐震診断
  日中コンサルタント株式会社

04. midas Cviil 適用事例 研究論文編 77

- 04-1 有限要素法を用いた耐震補強時における橋梁上部工端横桁の耐荷力照査に関する研究
  コンクリート工学年次論文集
- 04-2 名護のひんぷんガジュマル倒木対策について
  社団法人沖縄県測量建設コンサルタンツ協会
- 04-3 周辺地盤を考慮した群杭基礎の地震応答解析法に関する一考察
  土木学会北海道支部 論文報告集
- 04-4 異なる基礎形式を有する基礎ー地盤系モデルの地震応答特性に関する一考察
  地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム 講演論文集
- 04-5 特殊橋梁における耐震性能調査について
  奈良県吉野土木事務所
- 04-6 RC製ロックシェッド模型の重錘落下衝撃挙動に関する二次元骨組解析法の妥当性検討
  コンクリート工学年次論文集
- 04-7 THE DESIGN OF A NETWORK ARCH BRIDGE CROSSING OVER ARACHOS RIVER IN ARTA, GREECE_IBSBI 2014, Athens, Greece
- 04-8 THREE DIMENSIONAL GLOBAL NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSES OF INSTRUMENTED BRIDGES TO VALIDATE CURRENT BRIDGE SEISMIC DESIGN PROCEDURES_el CSMIP Paper, 2013

01
midas Civil 解析ギャラリー

1
水処理施設の耐震診断 - 3 次元 FEM 解析による耐震照査と補強検討

2
鉄道高架橋の耐震解析 - 非線形地震応答解析による耐震性能評価

3
ランガートラス橋の応力変形解析

4
貯水 PC タンクの地震応答解析 - 耐震照査と補強検討

5
三次元地震応答解析による浄水施設の耐震診断

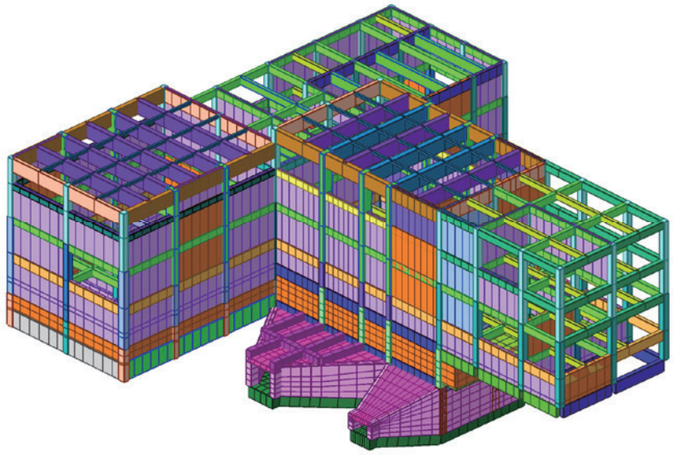
01-1 水処理施設の耐震診断

３次元FEM解析による耐震照査と補強検討

【対象構造物】
下水処理場ポンプ棟
地上３階：建築構造物
地下３階：土木構造物

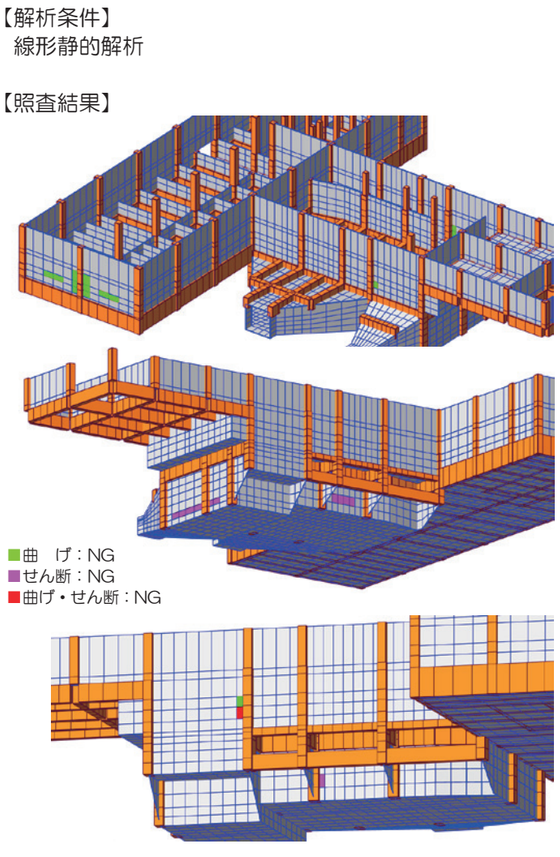
【解析モデル】
３次元ＦＥＭモデル
柱・梁：梁要素
外壁・底板・スラブ：板要素
地　盤：線形ばね要素

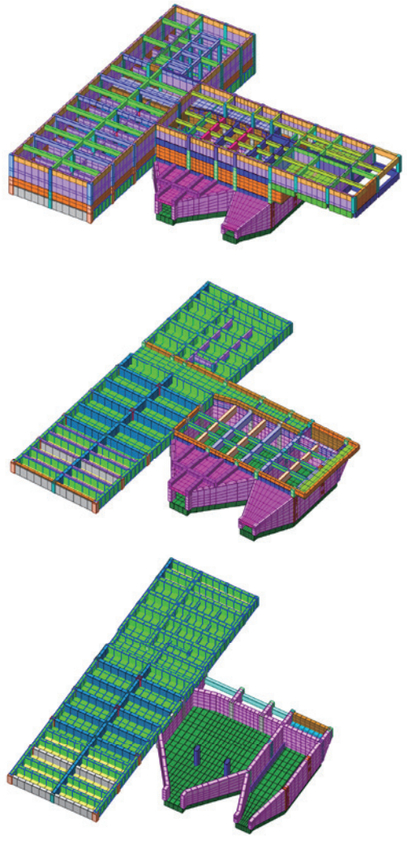
【荷重条件】
常時荷重　：自重、積載荷重、土圧
地震時荷重：慣性力
（L1, L2）　地震時土圧
地震時動水圧



【解析条件】
線形静的解析

【照査結果】



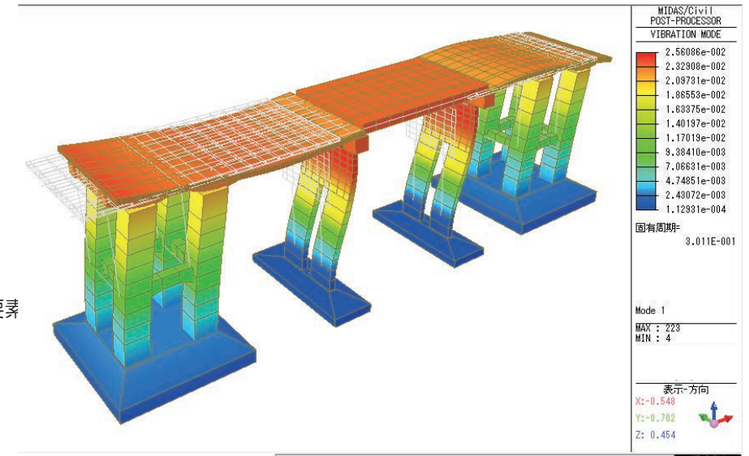


01-2 鉄道高架橋の耐震解析

非線形地震応答解析による耐震性能評価

【対象構造物】
鉄道ラーメン高架橋
ラーメン橋台
壁式橋脚
単純桁

【解析モデル】
３次元ＦＥＭモデル
柱・梁：梁要素
壁　脚：板要素
スラブ：板要素・ソリッド要素
基　礎：ばね要素

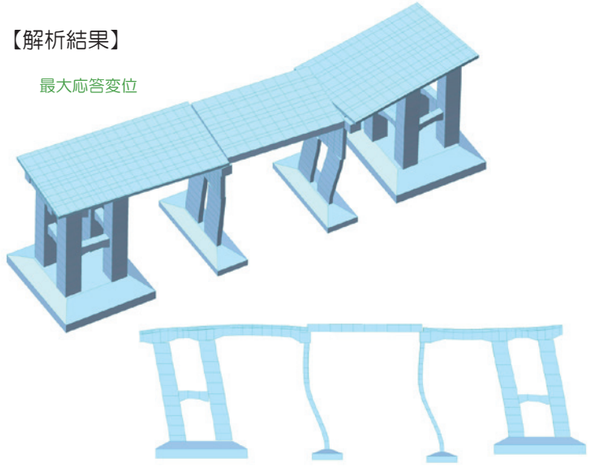


【荷重条件】
常時荷重　：自重、列車荷重
地震時荷重：L2 地震動

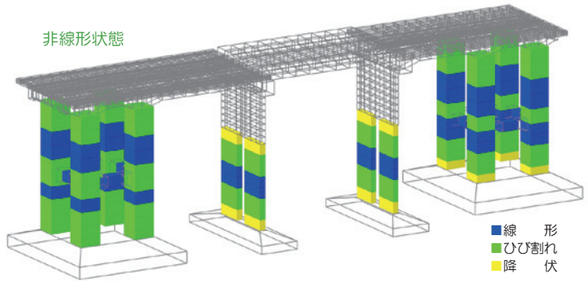
【解析条件】
非線形地震応答解析

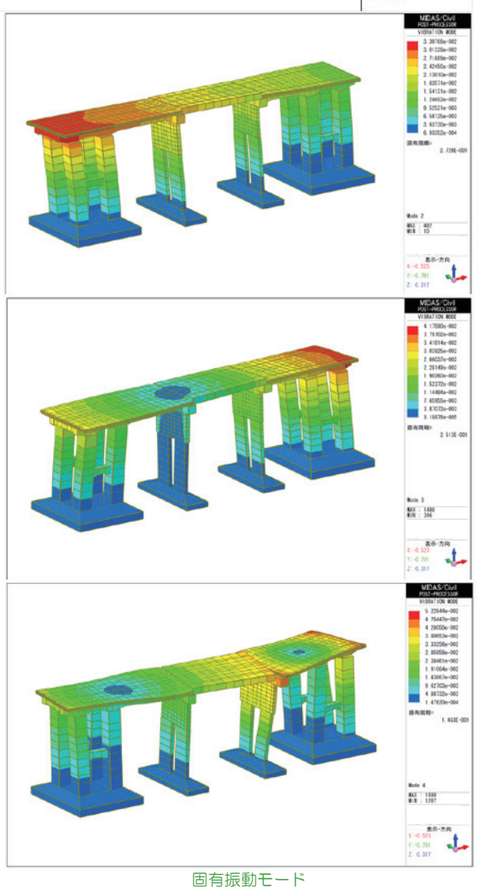
【解析結果】

最大応答変位



非線形状態





固有振動モード

01-3 ランガートラス橋の応力変形解析

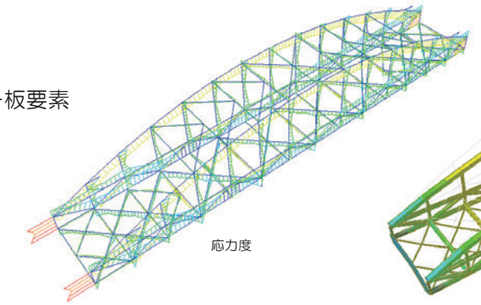
【対象構造物】
橋種及構造形式：鋼下路式ランガートラス橋
幅　　員：7.5m
支　　間：5@58.1m
橋　　長：295m

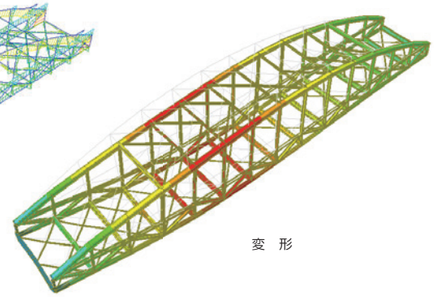
【解析モデル】
３次元ＦＥＭモデル
トラス部材：梁要素
鋼　床　版：梁要素＋板要素

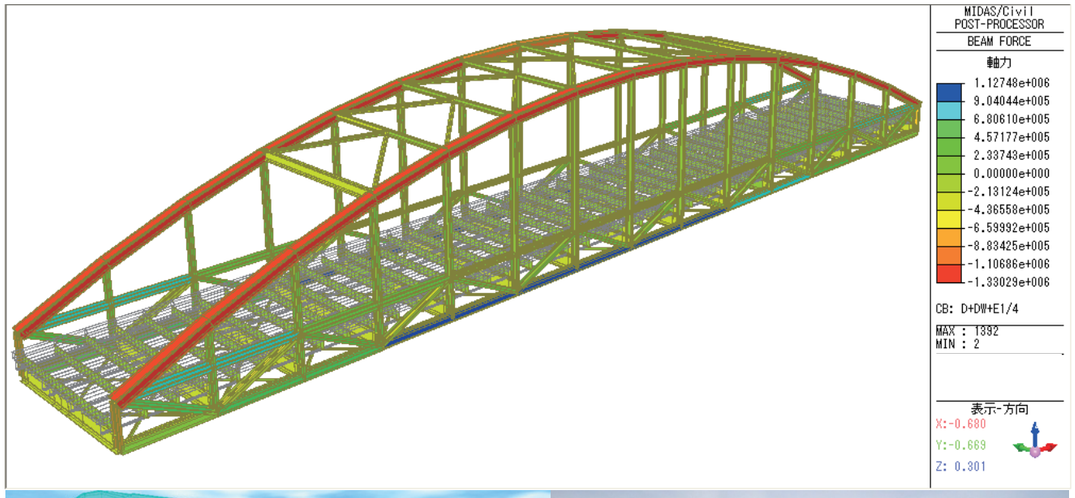
【荷重条件】
死荷重
Ｂ活荷重（Ｔ荷重）
Ｂ活荷重（Ｌ荷重）

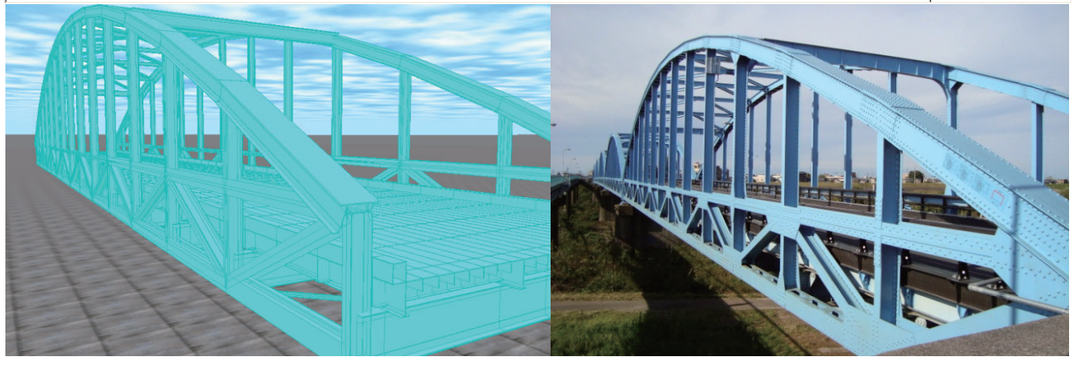
【解析条件】
静的線形解析
鋼材の劣化パターンを変えて荷重を載荷
補強前後の応力・変形を照査

【解析結果】


応力度


変　形





01-4 貯水PCタンクの地震応答解析

耐震照査と補強検討

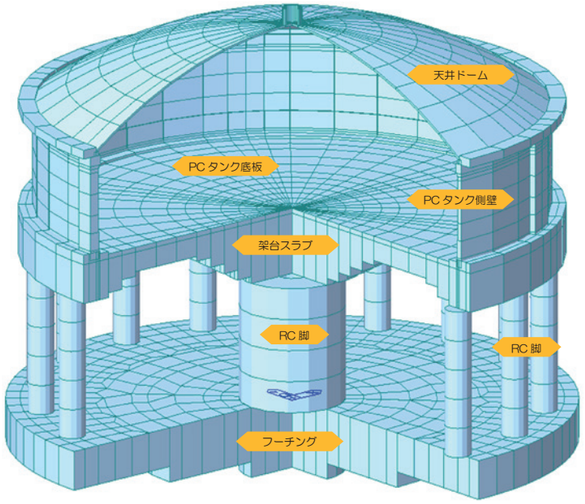
【対象構造物】
円筒形高架水槽球形ドーム屋根 PC タンク
内　　径：28.5m
有効水深：4.0m
有効容量：2500m^3

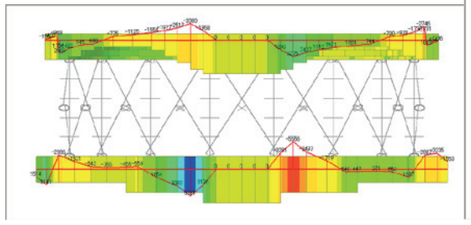
【解析モデル】
３次元ＦＥＭモデル
PC タンク：板要素
架台スラブ：板要素
Ｒ　Ｃ　脚：非線形梁要素
フーチング：板要素
杭　基　礎：等価ばね要素

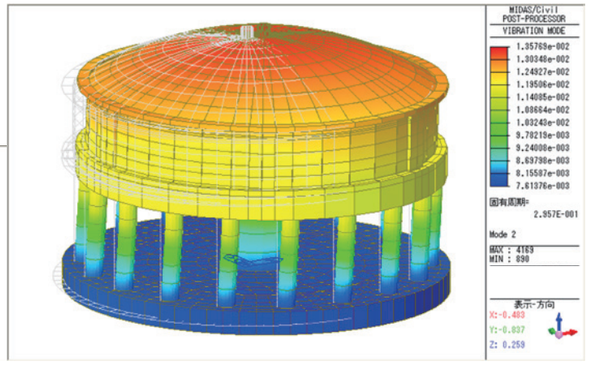
【荷重条件】
常　時：
自重、プレストレス荷重、静水圧
地震時：Ｌ１地震動、Ｌ２地震動
慣性力、動水圧（質点置換）

【解析条件】
非線形時刻歴応答解析

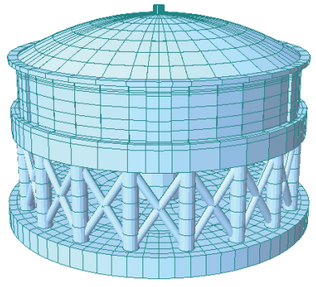
【解析結果】

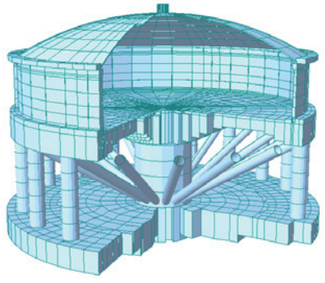


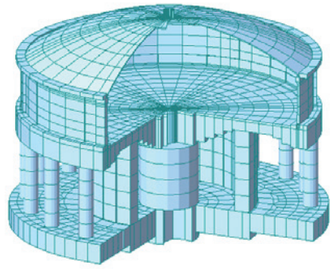

せん断力図



固有値解析


外側鋼管ブレース補強

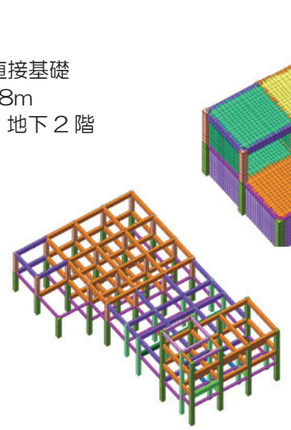

内側鋼管ブレース補強


円筒耐震壁増設

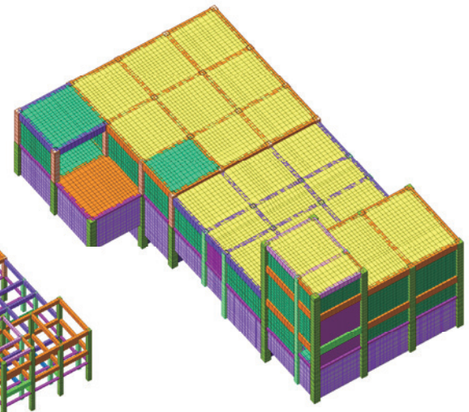
01-5　三次元地震応答解析による浄水施設の耐震診断

【対象構造物】
浄水場
土木構造物：ＲＣ造、半地下、直接基礎
16m×40m×3～8m
建築構造物：ＲＣ造、地上３階、地下２階
直接基礎

【解析モデル】
３次元ＦＥＭモデル
節点数：３万５千節点
要素数：４万要素
柱・梁　　：梁要素
底板・頂版：板要素
道流壁・壁：板要素
地　盤　　：線形ばね要素



解析モデル（柱・梁）

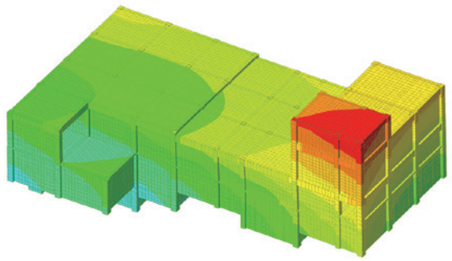


解析モデル（全体）

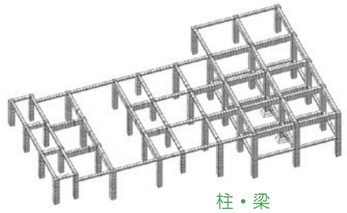
【荷重条件】
常時荷重　：自重、積載荷重、常時土圧
静水圧
地震時荷重：L1 地震動、L2 地震動
慣性力、地震時土圧（質点置換）
地震時動水圧（質点置換）

【解析方法】
３次元線形時刻歴応答解析

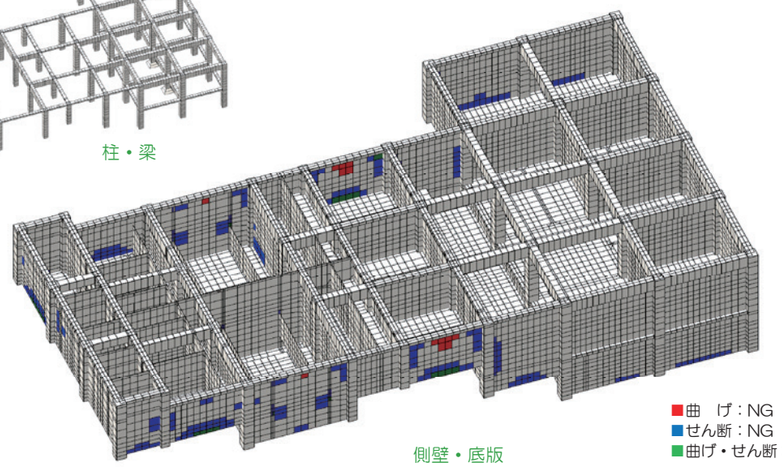
【照査結果】



振動モード（1 次モード）



柱・梁



側壁・底版

02
midas Civil 適用事例

1.
震度法による配水施設の耐震性能照査及び補強検討

2.
震度法およびプッシュオーバー解析による配水施設の耐震照査

3.
昭和 30 年代に建設された沈砂池の耐震性能照査

4.
地下躯体上に建設する地上部デッキの概略検討および地下躯体への影響検討

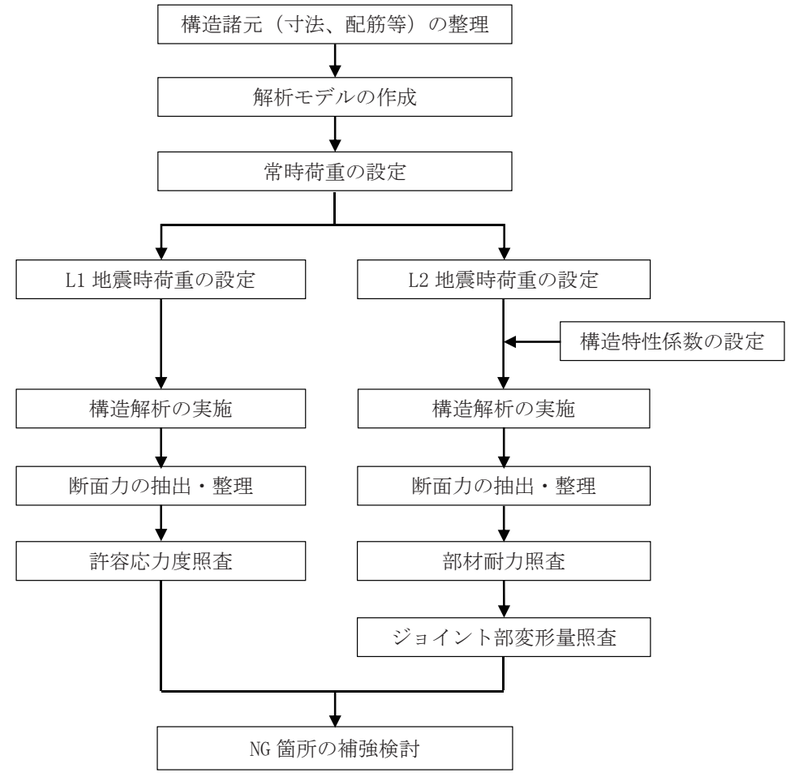
5.
既設地下構造物の通路改築に伴う施工段階解析

6.
2 径間単純 PC 桁橋の動的解析による耐震補強検討

02
midas Civil 適用事例

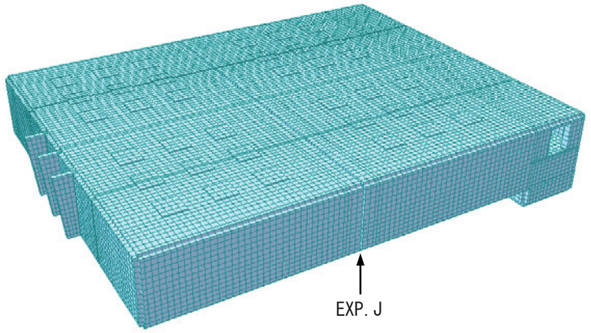
1.
震度法による配水施設の耐震性能照査及び補強検討

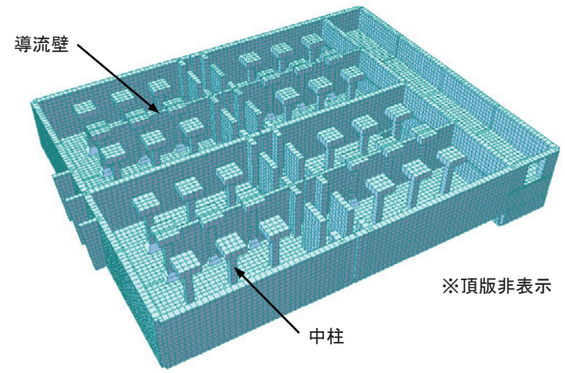
02-1 震度法による配水施設の耐震性能照査及び補強検討

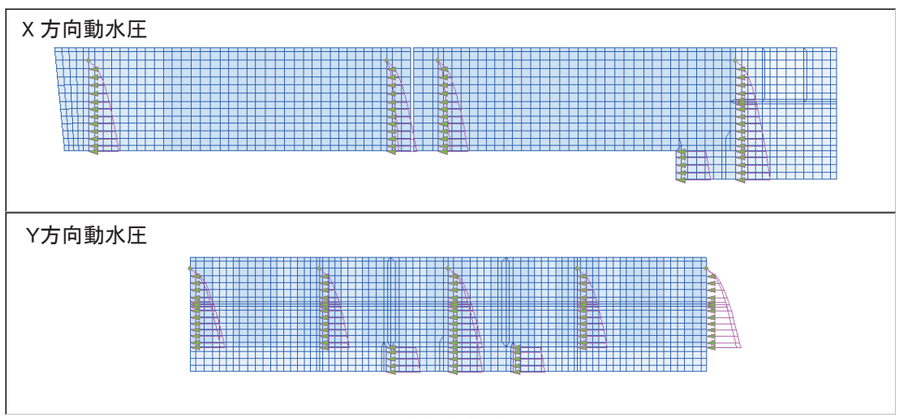
解析種別	３次元静的線形解析
キーワード	配水池、震度法、構造物特性係数、耐震照査
解析の目的	地表面近傍に建設された池状構造物（ランクＡ１）について、震度法により L1 地震時および L2 地震時における要求性能を満足するかを照査し、満足しない場合には適切な耐震補強方法を検討する。
解析の概要	・常時荷重および地震時の主働土圧、内容水による静水圧および動水圧、慣性力を長辺方向および短辺方向に載荷した際の断面力を算出し、部位、部材ごとに抽出する。 ・L1 では許容応力度照査を行い、L2 では曲げ耐力およびせん断耐力による照査を行う。 ・照査の結果、要求性能を満足しない部位の補強を検討する。
検討の流れ	
関連資料	・水道施設耐震工法指針・解説　2009 年版　社団法人日本水道協会
担当者の所見	・L2 地震時には部材の非線形変形性を考慮した構造物特性係数により設計水平震度を低減するため、ジョイント部の変形量照査時には注意が必要である。 ・構造物特性係数は既定値を用いる場合と２次元非線形静的解析（プッシュオーバー解析）により設定する場合がある。 ・壁要素では応力集中により局所的に断面力が大きくなる場合があるが、照査時には壁部材として工学的に判断する。 ・頂版、底板、側壁等の板部材は、厚さが一様であっても位置により配筋が異なるため、同じ配筋を有するブロックに分け、ブロックごとに照査すると作業の効率化が図れる。 ・形状が対称でない場合、満水、空水のパターンや加震方向により荷重ケースが多くなる。

検討モデル

- 配水池容積：約 12000m³
- 底面及び受働側に地盤ばねを設定
- 圧縮専用要素によるエクスパンションジョイントの設定
- 自由液面を有する矩形水槽のためウエスターガードの補正式による動水圧を設定

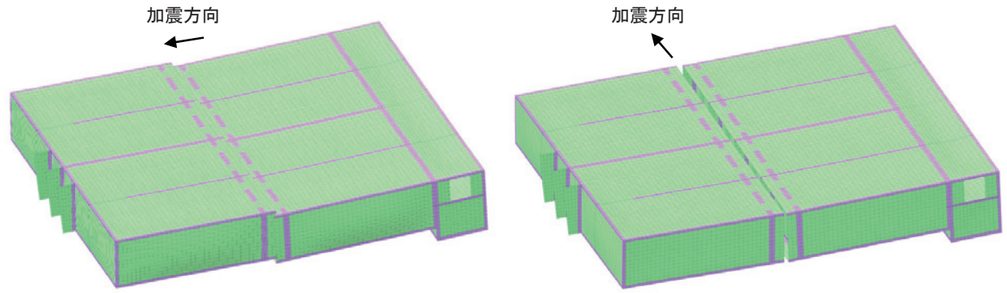




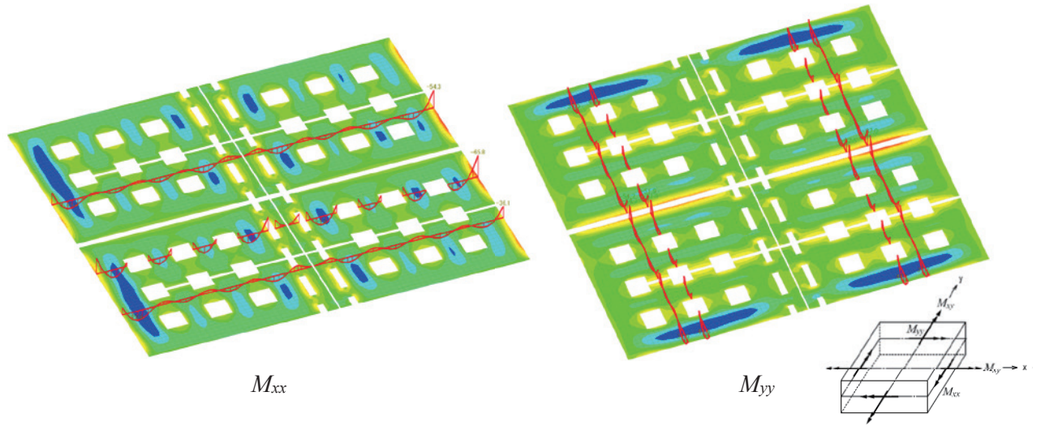


載荷荷重例

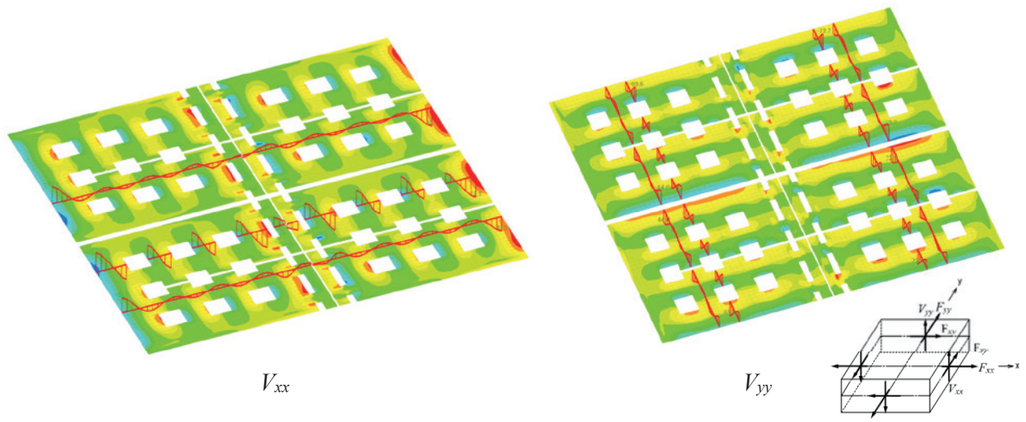
02-1 震度法による
配水施設の耐震性能照査及び補強検討



変形出力例



頂版モーメント（コンターおよび切断面におけるモーメント図）



頂版せん断力（コンターおよび切断面におけるせん断力図）

部材の L1 地震時応力度照査出力例

					レベル1				発生断面力			発生応力度			許容応力度判定			応力比		
					+XL1	-XL1	+YL1	最大	軸力 (kN)	せん断 (kN)	曲げ (kN*m)	σc(N/mm2)	σs(N/mm2)	τm(N/mm2)	σca= 12	σsa= 240	τa= 0.6375	σc/σca	σs/σsa	τ/τa
頂版	長辺	柱列	M(kNm/m)	正側(下側引張)	26.1	25.8	26.0	26.1	0.00	0.00	26.10	0.74	20.13	0.000	○	○	-	0.06	0.08	-
				負側(上側引張)	-63.8	-65.8	-64.2	-65.8	0.00	0.00	-65.80	2.24	57.05	0.000	○	○	-	0.19	0.24	-
			V(kN/m)	正側	70.9	72.5	71.5	72.5	0.00	72.50	0.00	0.00	0.00	0.171	-	-	○	-	-	0.27
				負側	-66.2	-67.3	-72.2	-72.2	0.00	-72.20	0.00	0.00	0.00	0.170	-	-	○	-	-	0.27
		柱間	M(kNm/m)	正側(下側引張)	22.9	28.6	30.8	30.8	0.00	0.00	30.80	0.97	31.61	0.000	○	○	-	0.08	0.13	-
				負側(上側引張)	-53.8	-54.3	-54.5	-54.5	0.00	0.00	-54.50	2.06	62.85	0.000	○	○	-	0.17	0.26	-
			V(kN/m)	正側	63.1	63.7	64.2	64.2	0.00	64.20	0.00	0.00	0.00	0.151	-	-	○	-	-	0.24
				負側	-57.4	-58.2	-54.9	-58.2	0.00	-58.20	0.00	0.00	0.00	0.137	-	-	○	-	-	0.21
	短辺	柱列	M(kNm/m)	正側(下側引張)	43.1	42.1	34.3	43.1	0.00	0.00	43.10	1.22	33.23	0.000	○	○	-	0.10	0.14	-
				負側(上側引張)	-58.3	-52.5	-61.2	-61.2	0.00	0.00	-61.20	2.09	53.06	0.000	○	○	-	0.17	0.22	-
			V(kN/m)	正側	70.1	72.6	66.5	72.6	0.00	72.60	0.00	0.00	0.00	0.171	-	-	○	-	-	0.27
				負側	-70.1	-72.7	-69.8	-72.7	0.00	-72.70	0.00	0.00	0.00	0.171	-	-	○	-	-	0.27
		柱間	M(kNm/m)	正側(下側引張)	38.9	37.7	31.1	38.9	0.00	0.00	38.90	1.22	39.92	0.000	○	○	-	0.10	0.17	-
				負側(上側引張)	-68.5	-67.0	-71.2	-71.2	0.00	0.00	-71.20	2.69	82.11	0.000	○	○	-	0.22	0.34	-
			V(kN/m)	正側	72.6	72.2	74.4	74.4	0.00	74.40	0.00	0.00	0.00	0.175	-	-	○	-	-	0.27
				負側	-72.6	-72.2	-70.9	-72.6	0.00	-72.60	0.00	0.00	0.00	0.171	-	-	○	-	-	0.27
底版	長辺	柱列	M(kNm/m)	正側(下側引張)	105.5	124.3	110.6	124.3	0.00	0.00	124.30	2.04	55.64	0.000	○	○	-	0.17	0.23	-
				負側(上側引張)	-55.5	-57.4	-45.8	-57.4	0.00	0.00	-57.40	0.94	25.69	0.000	○	○	-	0.08	0.11	-
			V(kN/m)	正側	131.7	127.6	116.6	131.7	0.00	131.70	0.00	0.00	0.00	0.211	-	-	○	-	-	0.33
				負側	-129.9	-142.9	-131.7	-142.9	0.00	-142.90	0.00	0.00	0.00	0.229	-	-	○	-	-	0.36
		柱間	M(kNm/m)	正側(下側引張)	70.0	37.8	45.7	70.0	0.00	0.00	70.00	1.26	40.46	0.000	○	○	-	0.10	0.17	-
				負側(上側引張)	-38.0	-58.5	-50.7	-58.5	0.00	0.00	-58.50	1.05	33.81	0.000	○	○	-	0.09	0.14	-
			V(kN/m)	正側	72.7	79.6	83.5	83.5	0.00	83.50	0.00	0.00	0.00	0.134	-	-	○	-	-	0.21
				負側	-56.4	-49.5	-54.8	-56.4	0.00	-56.40	0.00	0.00	0.00	0.090	-	-	○	-	-	0.14
	短辺	柱列	M(kNm/m)	正側(下側引張)	139.8	118.0	156.2	156.2	0.00	0.00	156.20	2.56	69.91	0.000	○	○	-	0.21	0.29	-
				負側(上側引張)	-71.3	-75.7	-74.6	-75.7	0.00	0.00	-75.70	1.24	33.88	0.000	○	○	-	0.10	0.14	-
			V(kN/m)	正側	161.2	133.9	164.0	164.0	0.00	164.00	0.00	0.00	0.00	0.262	-	-	○	-	-	0.41
				負側	-161.2	-134.0	-123.5	-161.2	0.00	-161.20	0.00	0.00	0.00	0.258	-	-	○	-	-	0.40
		柱間	M(kNm/m)	正側(下側引張)	131.7	109.0	148.2	148.2	0.00	0.00	148.20	2.67	85.66	0.000	○	○	-	0.22	0.36	-
				負側(上側引張)	-68.6	-66.6	-70.0	-70.0	0.00	0.00	-70.00	1.26	40.46	0.000	○	○	-	0.10	0.17	-
			V(kN/m)	正側	123.3	107.9	123.1	123.3	0.00	123.30	0.00	0.00	0.00	0.197	-	-	○	-	-	0.31
				負側	-123.3	-107.9	-103.6	-123.3	0.00	-123.30	0.00	0.00	0.00	0.197	-	-	○	-	-	0.31

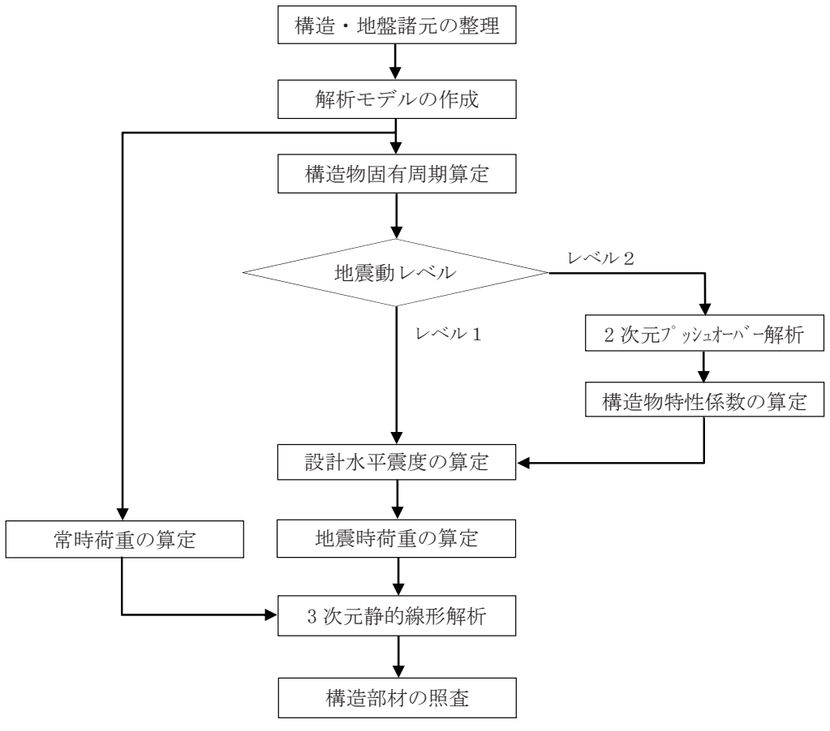
部材の L2 地震時耐力照査出力例

					レベル2				発生断面力			コンクリートのみの設計せん断耐力	せん断筋による設計せん断耐力	設計耐力				耐力比	
					+XL2	-XL2	+YL2	最大	軸力 (kN)	せん断 (kN)	曲げ (kN*m)	Vcd(kN)	Vsd(kN)	Vyd(kN)	せん断耐力判定	Mu(kN・m)	曲げ耐力判定	M/Mu	V/Vyd
頂版	長辺	柱列	M(kNm/m)	正側(下側引張)	29.5	29.9	26.8	29.9	0.00	0.00	29.90	192.95	99.78	-	-	434.41	○	0.07	-
				負側(上側引張)	-64.0	-69.6	-68.9	-69.6	0.00	0.00	-69.60	184.21	89.28	-	-	-365.98	○	0.19	-
			V(kN/m)	正側	70.9	75.2	71.1	75.2	0.00	75.20	0.00	184.21	89.28	273.49	○	-	-	-	0.27
				負側	-74.3	-70.9	-86.3	-86.3	0.00	-86.30	0.00	184.21	89.28	273.49	○	-	-	-	0.32
		柱間	M(kNm/m)	正側(下側引張)	19.1	25.0	37.0	37.0	0.00	0.00	37.00	174.53	99.78	-	-	333.82	○	0.11	-
				負側(上側引張)	-56.6	-68.3	-63.2	-68.3	0.00	0.00	-68.30	166.63	89.28	-	-	-280.14	○	0.24	-
			V(kN/m)	正側	62.9	64.9	68.6	68.6	0.00	68.60	0.00	166.63	89.28	255.91	○	-	-	-	0.27
				負側	-60.4	-72.3	-78.2	-78.2	0.00	-78.20	0.00	166.63	89.28	255.91	○	-	-	-	0.31
	短辺	柱列	M(kNm/m)	正側(下側引張)	45.8	44.5	49.7	49.7	0.00	0.00	49.70	192.95	99.78	-	-	434.41	○	0.11	-
				負側(上側引張)	-65.6	-56.7	-111.6	-111.6	0.00	0.00	-111.60	184.21	89.28	-	-	-365.98	○	0.30	-
			V(kN/m)	正側	75.6	82.9	89.4	89.4	0.00	89.40	0.00	184.21	89.28	273.49	○	-	-	-	0.33
				負側	-75.6	-82.9	-88.4	-88.4	0.00	-88.40	0.00	184.21	89.28	273.49	○	-	-	-	0.32
		柱間	M(kNm/m)	正側(下側引張)	42.2	38.6	38.6	42.2	0.00	0.00	42.20	174.53	99.78	-	-	333.82	○	0.13	-
				負側(上側引張)	-69.9	-64.8	-116.4	-116.4	0.00	0.00	-116.40	166.63	89.28	-	-	-280.14	○	0.42	-
			V(kN/m)	正側	72.8	71.5	78.7	78.7	0.00	78.70	0.00	166.63	89.28	255.91	○	-	-	-	0.31
				負側	-72.8	-71.5	-91.8	-91.8	0.00	-91.80	0.00	166.63	89.28	255.91	○	-	-	-	0.36
底版	長辺	柱列	M(kNm/m)	正側(下側引張)	101.0	156.5	90.8	156.5	0.00	0.00	156.50	236.63	131.29	-	-	705.74	○	0.22	-
				負側(上側引張)	-90.0	-88.4	-44.5	-90.0	0.00	0.00	-90.00	236.63	131.29	-	-	-705.74	○	0.13	-
			V(kN/m)	正側	189.4	170.1	114.3	189.4	0.00	189.40	0.00	236.63	131.29	367.93	○	-	-	-	0.51
				負側	-171.8	-192.1	-114.1	-192.1	0.00	-192.10	0.00	236.63	131.29	367.93	○	-	-	-	0.52
		柱間	M(kNm/m)	正側(下側引張)	182.5	50.2	90.5	182.5	0.00	0.00	182.50	216.32	131.29	-	-	548.69	○	0.33	-
				負側(上側引張)	-62.9	-74.3	-65.9	-74.3	0.00	0.00	-74.30	216.32	131.29	-	-	-548.69	○	0.14	-
			V(kN/m)	正側	80.5	106.1	118.8	118.8	0.00	118.80	0.00	216.32	131.29	347.61	○	-	-	-	0.34
				負側	-84.2	-50.0	-111.7	-111.7	0.00	-111.70	0.00	216.32	131.29	347.61	○	-	-	-	0.32
	短辺	柱列	M(kNm/m)	正側(下側引張)	208.5	141.7	272.4	272.4	0.00	0.00	272.40	236.63	131.29	-	-	705.74	○	0.39	-
				負側(上側引張)	-91.3	-83.0	-91.1	-91.3	0.00	0.00	-91.30	236.63	131.29	-	-	-705.74	○	0.13	-
			V(kN/m)	正側	219.0	156.1	249.4	249.4	0.00	249.40	0.00	236.63	131.29	367.93	○	-	-	-	0.68
				負側	-219.0	-156.0	-124.5	-219.0	0.00	-219.00	0.00	236.63	131.29	367.93	○	-	-	-	0.60
		柱間	M(kNm/m)	正側(下側引張)	172.1	90.3	219.0	219.0	0.00	0.00	219.00	216.32	131.29	-	-	548.69	○	0.40	-
				負側(上側引張)	-72.3	-66.5	-86.6	-86.6	0.00	0.00	-86.60	216.32	131.29	-	-	-548.69	○	0.16	-
			V(kN/m)	正側	150.5	94.0	151.3	151.3	0.00	151.30	0.00	216.32	131.29	347.61	○	-	-	-	0.44
				負側	-150.5	-93.9	-132.0	-150.5	0.00	-150.50	0.00	216.32	131.29	347.61	○	-	-	-	0.43

02
midas Civil 適用事例

2.
震度法およびプッシュオーバー解析による配水施設の耐震照査

02-2 震度法および プッシュオーバー解析による配水施設の耐震照査

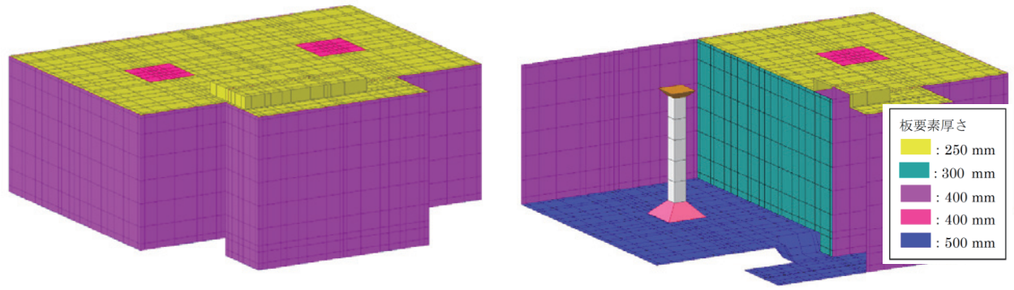
解析種別	3 次元静的線形解析、2 次元静的非線形解析
キーワード	配水池、震度法、固有値解析、プッシュオーバー解析、静的線形解析、耐震照査
解析の目的	半地下構造物の配水池施設について、レベル 1 地震時およびレベル 2 地震時の耐震照査を行う。
解析の概要	・柱部材を梁要素、床版および壁部材を板要素として 3 次元 FEM モデルを作成する。 ・地盤種別および構造物の固有周期より設計水平震度を設定する。 ・施設重要度がランク A1（レベル 2 地震動に対して耐震性能 2 を確保）の場合、2 次元プッシュオーバー解析により構造物特性係数を算出する。 ・算定された設計水平震度に基づき、地震時作用荷重（動水圧、地震時土圧、慣性力等）を設定する。 ・常時荷重および地震時荷重に対する 3 次元静的線形解析行い、耐震性能 1 の場合は、許容応力度照査、耐震性能 2 の場合耐力照査をそれぞれ行う。
検討の流れ	
関連資料	・水道施設耐震工法指針・解説（2009 年版）　日本水道協会 ・道路橋示方書・同解説 V 耐震性能編（平成 24 年 3 月）　日本道路協会
担当者の所見	・施設構造物の種類（地下・半地下・地上）により、地盤変位による影響が異なるため、解析手法が異なる（震度法、応答変位法）ことに留意する。 ・震度法を適用した線形解析で耐震性能 2 に対する照査を行う場合、必要により 2 次元プッシュオーバー解析によって構造物特性係数を算出する。

02-2 震度法および プッシュオーバー解析による配水施設の耐震照査

対象構造物

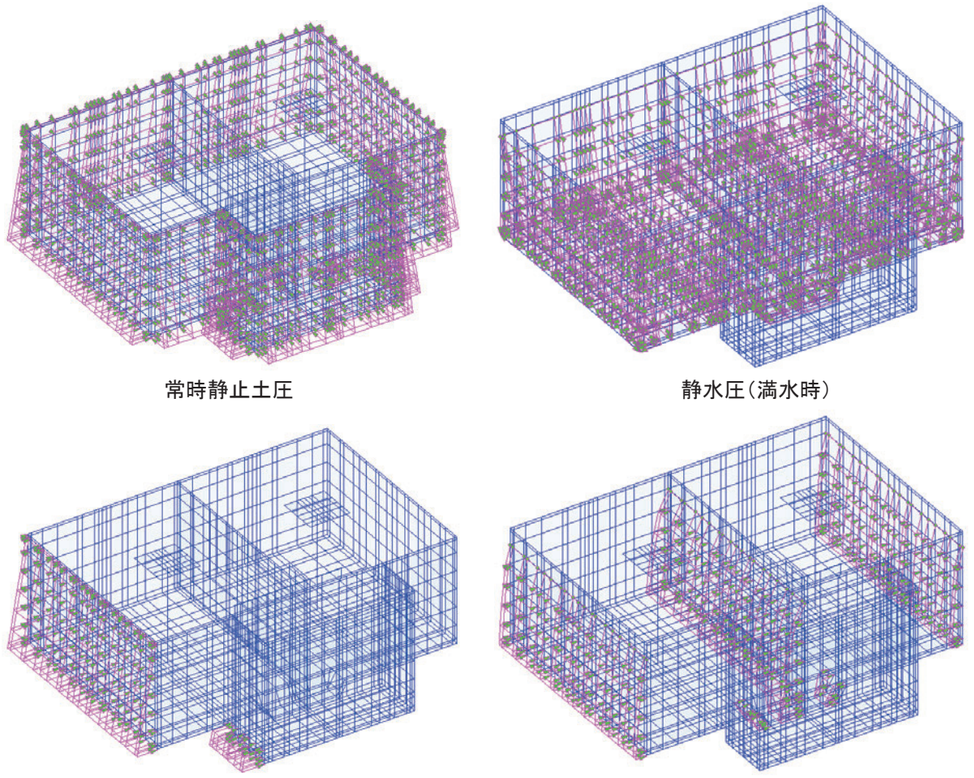
・配水池容量：約 270m³×2 池

・施設重要度：ランク A1



全体図　　側壁、上床板片側非表示

解析モデル



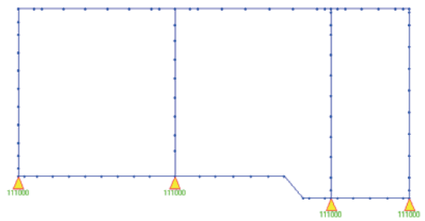
常時静止土圧　　静水圧（満水時）

地震時主働土圧　　地震時動水圧

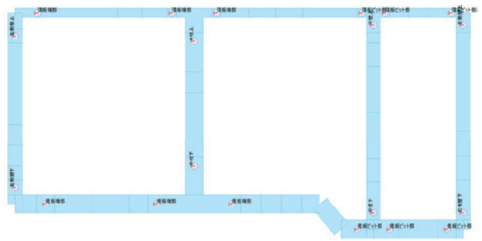
載荷荷重例

2 次元プッシュオーバー解析

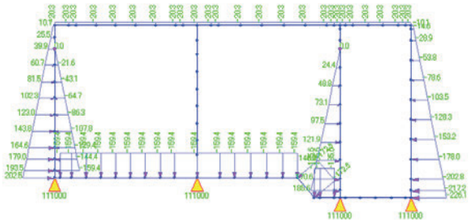
・奥行き幅：柱間隔により設定。
・境界条件：杭位置にてピン支持。側面の地盤ばねは考慮しない。
・接合部に剛域、部材端に塑性ヒンジを設定。



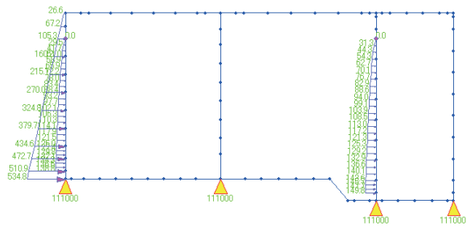
解析モデル



塑性ヒンジの設定

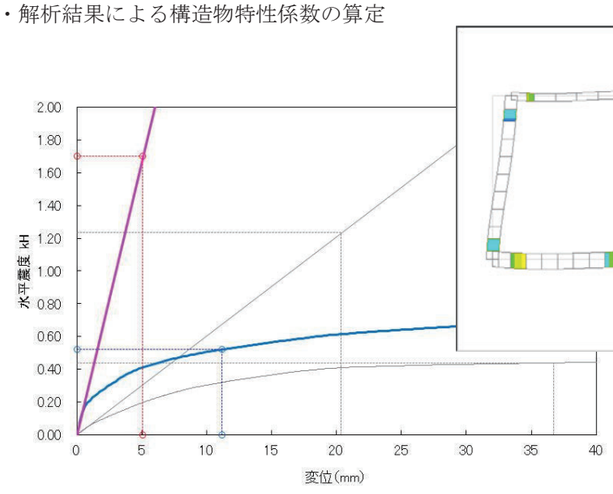


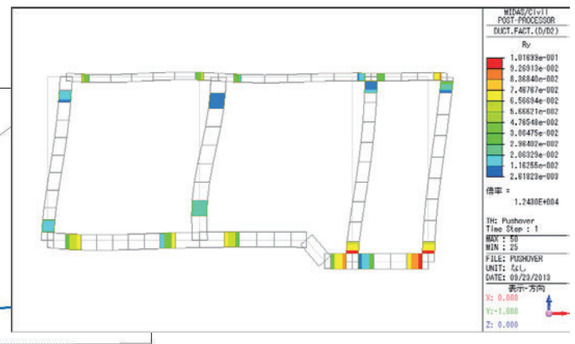
常時荷重
（自重＋静水圧＋土圧＋上載荷重）



地震時荷重
（躯体慣性力＋地震時土圧＋地震時動水圧）

・解析結果による構造物特性係数の算定



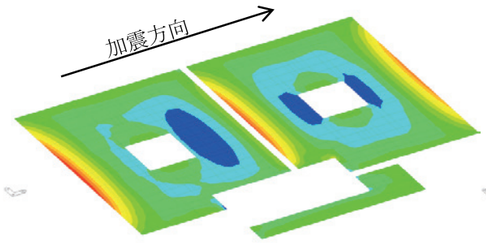


変形および塑性率

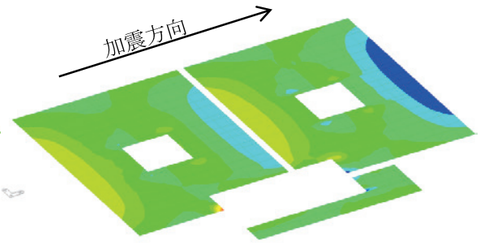
荷重－変位曲線と Cs の算定

3 次元静的線形解析結果

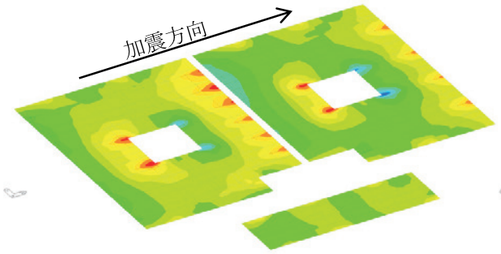
・断面力コンター図



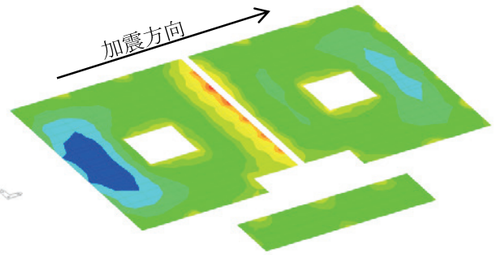
モーメント（頂版）



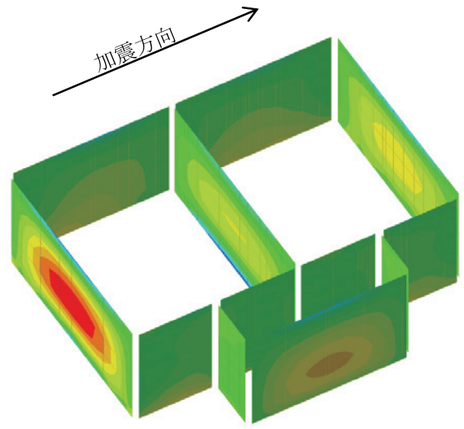
せん断力（頂版）



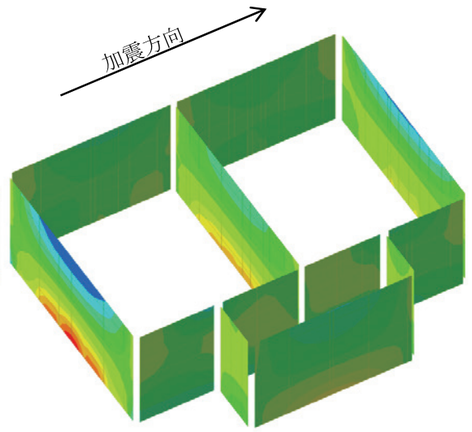
モーメント（底版）



せん断力（底版）



モーメント（側壁）



せん断力（側壁）

02-2 震度法および プッシュオーバー解析による配水施設の耐震照査

照査結果例

・応力度照査（レベル1地震動）

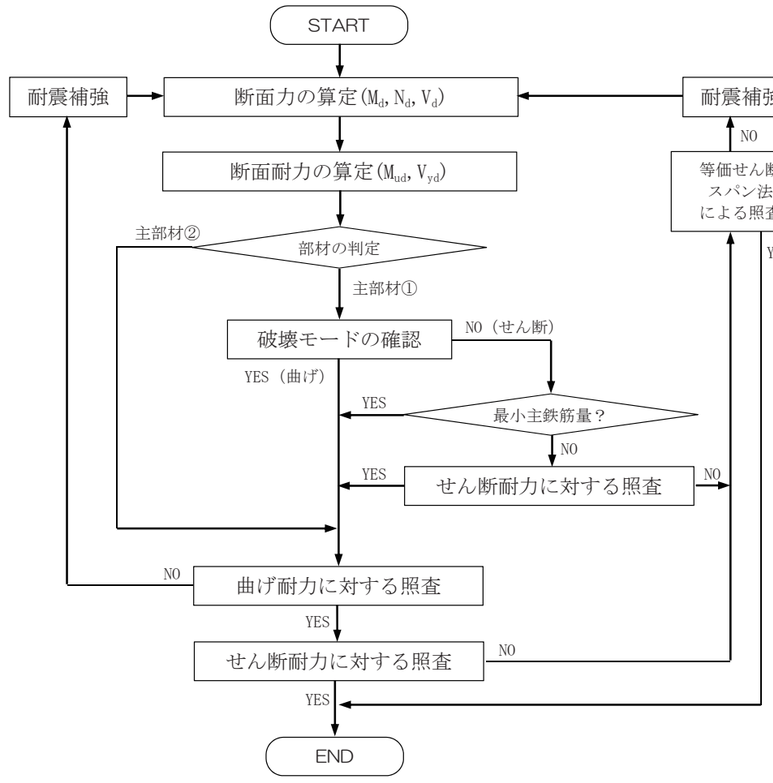
照査箇所					発生断面力					発生応力度			許容応力度判定			応力比		
					-XL1	-XL1	-YL1	-YL1	最大	σc(N/mm2)	σs(N/mm2)	τm(N/mm2)	σca= 10.5	σsa= 270	τa= 0.33	σc/σca	σs/σsa	τ/τa
頂版	長辺	柱列帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	7.5	7.8	7.0	6.9	7.8	1.16	27.53	–	○	○	–	0.11	0.10	–
				負側(上側引張)	-18.4	-18.6	-15.4	-15.4	18.6	2.59	34.38	–	○	○	–	0.25	0.20	–
			V(kN/m)	正側	21.1	21.3	19.7	19.6	21.3	–	–	0.107	–	–	○	–	–	0.32
				負側	-21.1	-20.9	-19.6	-19.6	21.1	–	–	0.106	–	–	○	–	–	0.32
		柱間帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	6.8	6.6	6.0	5.9	6.8	1.28	46.34	–	○	○	–	0.12	0.17	–
				負側(上側引張)	-17.8	-18.1	-14.8	-14.6	18.1	3.42	123.35	–	○	○	–	0.33	0.46	–
			V(kN/m)	正側	20.8	21.2	19.3	19.3	21.2	–	–	0.106	–	–	○	–	–	0.32
				負側	-20.9	-20.3	-19.3	-19.1	20.9	–	–	0.105	–	–	○	–	–	0.32
	短辺	柱列帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	8.2	8.4	8.2	8.2	8.4	1.25	29.64	–	○	○	–	0.12	0.11	–
				負側(上側引張)	-16.1	-15.8	-16.6	-17.3	17.3	2.41	50.58	–	○	○	–	0.23	0.19	–
			V(kN/m)	正側	23.1	22.9	22.7	22.6	23.1	–	–	0.116	–	–	○	–	–	0.35
				負側	-23.4	-23.6	-22.5	-22.3	23.6	–	–	0.118	–	–	○	–	–	0.36
		柱間帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	5.6	5.7	5.2	5.2	5.7	1.08	38.85	–	○	○	–	0.10	0.14	–
				負側(上側引張)	-13.0	-12.8	-8.7	-9.1	13.0	2.70	112.52	–	○	○	–	0.26	0.42	–
			V(kN/m)	正側	15.8	15.7	15.1	15.3	15.8	–	–	0.079	–	–	○	–	–	0.24
				負側	-10.2	-9.8	-10.7	-10.8	10.8	–	–	0.054	–	–	○	–	–	0.16
底版	長辺	柱列帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	52.8	53.6	47.9	47.7	53.6	1.81	55.16	–	○	○	–	0.17	0.20	–
				負側(上側引張)	-74.1	-74.9	-59.9	-59.0	74.9	2.38	65.81	–	○	○	–	0.23	0.24	–
			V(kN/m)	正側	104.8	84.5	95.2	94.5	104.8	–	–	0.233	–	–	○	–	–	0.71
				負側	-82.5	-105.0	-95.6	-95.6	105.0	–	–	0.233	–	–	○	–	–	0.71
		柱間帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	49.1	48.9	44.8	45.1	49.1	1.92	74.46	–	○	○	–	0.18	0.28	–
				負側(上側引張)	-69.8	-70.8	-61.1	-63.7	70.8	2.77	107.37	–	○	○	–	0.26	0.40	–
			V(kN/m)	正側	71.3	71.5	70.2	72.9	72.9	–	–	0.162	–	–	○	–	–	0.49
				負側	-70.8	-73.3	-72.0	-74.2	74.2	–	–	0.165	–	–	○	–	–	0.50
	短辺	柱列帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	58.0	57.8	58.3	59.0	59.0	1.99	60.72	–	○	○	–	0.19	0.22	–
				負側(上側引張)	-80.9	-77.7	-84.4	-82.4	84.4	2.68	74.16	–	○	○	–	0.26	0.27	–
			V(kN/m)	正側	122.4	122.7	123.0	124.0	124.0	–	–	0.276	–	–	○	–	–	0.84
				負側	-134.3	-133.3	-136.8	-135.8	136.8	–	–	0.304	–	–	○	–	–	0.92
		柱間帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	39.1	36.7	38.2	38.6	39.1	1.53	59.30	–	○	○	–	0.15	0.22	–
				負側(上側引張)	-12.2	-12.8	-10.9	-13.5	13.5	0.53	20.47	–	○	○	–	0.05	0.08	–
			V(kN/m)	正側	51.0	51.3	44.8	40.9	51.3	–	–	0.114	–	–	○	–	–	0.35
				負側	-44.0	-44.3	-39.8	-41.0	44.3	–	–	0.098	–	–	○	–	–	0.30
管部頂版	X方向		M(kNm/m)	正側(下側引張)	0.9	3.1	1.4	1.5	3.1	0.15	7.50	–	○	○	–	0.01	0.03	–
				負側(上側引張)	-1.7	-2.0	-1.9	-1.7	2.0	0.09	4.84	–	○	○	–	0.01	0.02	–
			V(kN/m)	正側	1.4	1.2	1.0	1.4	1.4	–	–	0.003	–	–	○	–	–	0.01
				負側	-2.0	-5.4	-3.3	-4.0	5.4	–	–	0.012	–	–	○	–	–	0.04
	Y方向		M(kNm/m)	正側(下側引張)	6.5	6.7	8.0	8.0	8.0	0.29	9.96	–	○	○	–	0.03	0.04	–
				負側(上側引張)	-19.0	-18.5	-21.0	-21.2	21.2	0.77	26.39	–	○	○	–	0.07	0.10	–
			V(kN/m)	正側					0.0	–	–	–	–	–	–	–	–	–
				負側	-30.7	-30.3	-34.5	-34.8	34.8	–	–	0.077	–	–	○	–	–	0.23
管部底版	X方向		M(kNm/m)	正側(下側引張)	16.7	16.7	18.2	17.1	18.2	0.87	45.79	–	○	○	–	0.08	0.17	–
				負側(上側引張)	-27.9	-28.0	-26.0	-26.8	28.0	1.34	70.44	–	○	○	–	0.13	0.26	–
			V(kN/m)	正側	56.2	47.5	63.9	53.4	63.9	–	–	0.142	–	–	○	–	–	0.43
				負側	-47.8	-58.8	-67.9	-49.7	67.9	–	–	0.151	–	–	○	–	–	0.46
	Y方向		M(kNm/m)	正側(下側引張)	50.8	50.0	49.6	64.5	64.5	2.64	109.75	–	○	○	–	0.25	0.41	–
				負側(上側引張)	-9.2	-8.9	-9.5	-12.9	12.9	0.53	21.95	–	○	○	–	0.05	0.08	–
			V(kN/m)	正側	55.8	55.1	52.6	65.0	65.0	–	–	0.144	–	–	○	–	–	0.44
				負側					0.0	–	–	–	–	–	–	–	–	–

・耐力照査（レベル 2 地震動）

照査箇所					発生断面力					設計耐力		耐力比	設計耐力		耐力比	
					+XL2	-XL2	+YL2	-YL2	最大	Mud(kN・m)	曲げ耐力判定	M/Mud	Vyd(kN)	せん断耐力判定	M/Mu	V/Vyd
頂版	長辺	柱列帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	10.2	10.3	7.1	7.1	10.3	79.62	○	0.13	–	–	0.12	–
				負側(上側引張)	-27.6	-27.9	-15.4	-15.7	27.9	95.16	○	0.29	–	–	0.27	–
			V(kN/m)	正側	24.6	25.9	19.9	19.7	25.9	95.16	–	–	116.04	○	0.00	0.22
				負側	-25.6	-23.9	-19.7	-20.0	25.6	95.16	–	–	116.04	○	0.00	0.22
		柱間帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	8.3	8.4	6.5	6.5	8.4	41.71	○	0.20	–	–	0.18	–
				負側(上側引張)	-25.0	-25.2	-14.7	-14.8	25.2	41.71	○	0.60	–	–	0.55	–
			V(kN/m)	正側	23.4	25.0	20.2	20.0	25.0	25.92	–	–	73.10	○	0.00	0.34
				負側	-24.8	-22.7	-19.3	-19.2	24.8	25.92	–	–	73.10	○	0.00	0.34
	短辺	柱列帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	8.2	8.4	8.3	8.1	8.4	120.73	○	0.07	–	–	0.06	–
				負側(上側引張)	-16.2	-15.5	-20.2	-25.5	25.5	95.16	○	0.27	–	–	0.24	–
			V(kN/m)	正側	23.4	23.2	22.5	24.9	24.9	50.42	–	–	92.10	○	0.00	0.27
				負側	-24.7	-24.6	-21.5	-19.6	24.7	95.16	–	–	116.04	○	0.00	0.21
		柱間帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	6.1	6.2	5.5	3.4	6.2	41.71	○	0.15	–	–	0.14	–
				負側(上側引張)	-14.6	-14.2	-11.4	-14.7	14.7	32.82	○	0.45	–	–	0.41	–
			V(kN/m)	正側	17.2	17.0	16.7	18.6	18.6	25.92	–	–	73.10	○	0.00	0.25
				負側	-8.2	-7.9	-13.3	-12.8	13.3	16.70	–	–	62.93	○	0.00	0.21
底版	長辺	柱列帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	74.6	74.8	48.2	48.3	74.8	275.77	○	0.27	–	–	0.25	–
				負側(上側引張)	-100.1	-98.7	-60.2	-60.6	100.1	322.11	○	0.31	–	–	0.28	–
			V(kN/m)	正側	125.6	61.5	95.4	94.5	125.6	117.00	–	–	129.12	○	0.00	0.97
				負側	-56.7	-123.0	-95.3	-96.9	123.0	228.31	–	–	162.68	○	0.00	0.76
		柱間帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	60.6	60.6	43.4	44.7	60.6	187.43	○	0.32	–	–	0.29	–
				負側(上側引張)	-117.1	-113.3	-80.8	-93.9	117.1	187.43	○	0.62	–	–	0.57	–
			V(kN/m)	正側	146.2	84.9	116.7	127.1	146.2	187.43	–	–	151.86	○	0.00	0.96
				負側	-81.8	-141.1	-114.3	-130.3	141.1	187.43	–	–	151.86	○	0.00	0.93
	短辺	柱列帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	59.4	58.9	60.6	68.4	68.4	275.77	○	0.25	–	–	0.23	–
				負側(上側引張)	-79.3	-77.6	-94.7	-96.6	96.6	322.11	○	0.30	–	–	0.27	–
			V(kN/m)	正側	121.6	121.9	123.5	128.2	128.2	117.00	–	–	129.12	○	0.00	0.99
				負側	-134.6	-133.0	-142.4	-147.6	147.6	228.31	–	–	162.68	○	0.00	0.91
		柱間帯	M(kNm/m)	正側(下側引張)	42.2	41.6	36.0	39.6	42.2	187.43	○	0.23	–	–	0.20	–
				負側(上側引張)	-23.3	-23.9	-28.7	-21.4	28.7	187.43	○	0.15	–	–	0.14	–
			V(kN/m)	正側	63.5	61.6	40.9	18.2	63.5	78.55	–	–	112.76	○	0.00	0.56
				負側	-60.8	-60.3	-22.9	-53.6	60.8	50.40	–	–	97.07	○	0.00	0.63
管部頂版	X方向		M(kNm/m)	正側(下側引張)	0.8	2.2	3.8	3.1	3.8	117.00	○	0.03	–	–	0.03	–
				負側(上側引張)	-1.0	-2.4	-3.4	-2.6	3.4	117.00	○	0.03	–	–	0.03	–
			V(kN/m)	正側	3.3	1.2	5.0	4.5	5.0	117.00	–	–	129.12	○	0.00	0.04
				負側	-1.2	-4.5	-9.9	-9.3	9.9	117.00	–	–	129.12	○	0.00	0.08
	Y方向		M(kNm/m)	正側(下側引張)	8.3	5.7	10.1	11.1	11.1	228.31	○	0.05	–	–	0.04	–
				負側(上側引張)	-18.9	-18.1	-31.6	-29.9	31.6	228.31	○	0.14	–	–	0.13	–
			V(kN/m)	正側					0.0	228.31	–	–	–	–	0.00	–
				負側	-32.6	-28.8	-48.4	-47.6	48.4	228.31	–	–	162.68	○	0.00	0.30
管部底版	X方向		M(kNm/m)	正側(下側引張)	21.8	21.9	25.3	25.3	25.3	112.51	○	0.22	–	–	0.20	–
				負側(上側引張)	-31.3	-31.2	-21.9	-30.1	31.3	112.51	○	0.28	–	–	0.25	–
			V(kN/m)	正側	78.6	33.9	93.8	65.9	93.8	78.55	–	–	112.76	○	0.00	0.83
				負側	-32.8	-80.8	-105.7	-60.2	105.7	78.55	–	–	112.76	○	0.00	0.94
	Y方向		M(kNm/m)	正側(下側引張)	50.4	49.9	93.8	104.7	104.7	166.96	○	0.63	–	–	0.57	–
				負側(上側引張)	-9.8	-10.6	-12.1	-29.7	29.7	166.96	○	0.18	–	–	0.16	–
			V(kN/m)	正側	55.9	77.8	62.8	121.8	121.8	117.00	–	–	129.12	○	0.00	0.94
				負側			-4.0		4.0	75.30	–	–	111.16	○	0.00	0.04

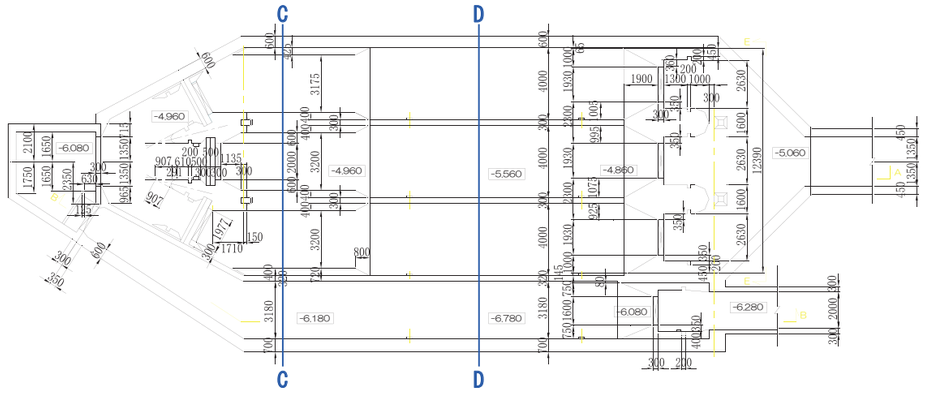
02
midas Civil 適用事例

3.
昭和 30 年代に建設された沈砂池の耐震性能照査

解析種別	２次元静的線形解析
キーワード	沈砂池、震度法、限界状態設計法、耐震照査
解析の目的	昭和 30 年代に建設された原設計計算書が不明な沈砂池の耐震照査を行い、必要に応じて耐震補強対策を検討する。
解析の概要	・ 構造物の短辺方向について代表断面を設定し、２次元フレームモデルを作成する。 ・ 常時荷重および地震時土圧、地震時動水圧、地震慣性力等を載荷し、荷重の組合せに応じて部材断面力を算定する。 ・ 部材照査は、常時、ﾚﾍﾞﾙ１地震時については許容応力度法により、ﾚﾍﾞﾙ２地震時については限界状態設計法により行う。 ・ レベル２地震時については、主部材①は耐力照査とともに破壊形式の判定、主部材②については耐力照査のみを行う。
検討の流れ	 レベル２地震動における主部材の限界状態設計法での照査手順
関連資料	・水道施設耐震工法指針・解説　2009 年版　社団法人日本水道協会
担当者の所見	・主部材、副部材の選定は構造部材の特性を把握し、適切に設定する必要がある。 ・部材には竣工時及び改修時の部材が混在するため、それぞれの部材について評価できるよう検討断面を選定した。 ・代表断面においては、地下外周擁壁及び沈砂池は一体のモデルとして解析した。

＜構造物概要＞

・建築面積　　900㎡
・階　　数　　地下２階　地上１階
・構造・基礎　　地上部 鉄骨造、地下部 RC 造、直接べた基礎



C-C 断面　　D-D 断面

検討断面（一部省略）

本検討では、以下に示す構造物の主部材、副部材の定義および断面照査レベルに従って照査を行った。

部材	概　要	照査レベル
主部材①	構造物において地震外力を受け持つ主架構を構成する部材	ﾚﾍﾞﾙ２照査かつ破壊モードの確認
主部材②	構造物において地震外力を主架構に伝達する部材	ﾚﾍﾞﾙ２照査は行うが破壊モード判定は不要
副部材①	構造物の主架構でﾚﾍﾞﾙ２では損傷を受けるが修復が容易	ﾚﾍﾞﾙ１設計までよい
副部材②	構造物の主架構以外の部材で、地震力を受けない	常時の設計だけでよい

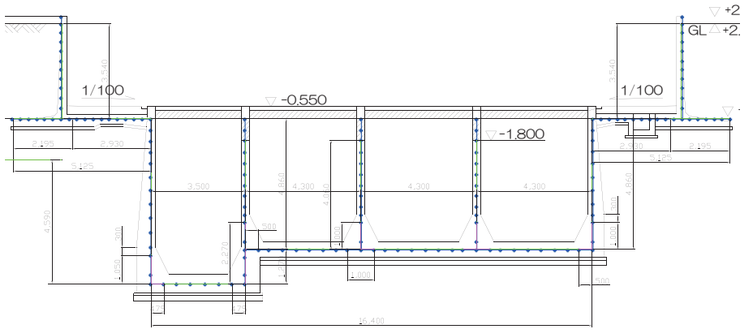
解析モデル

＜部材条件＞

・ 構造部材は、底板、外壁、隔壁、擁壁とする。
・ 構造部材の接合部には剛域を考慮し、剛域端は部材ハンチ端あるいはフェイス位置とする。
・ 長期・短期の荷重時の構造部材の剛性は、全断面有効として算定する。
・ 部材のモデル化は単位奥行きあたりの梁要素とする。
・ 建屋荷重は、擁壁基部に集中荷重として載荷する。
・ 覆蓋は重量のみを考慮し、集中荷重として載荷する。

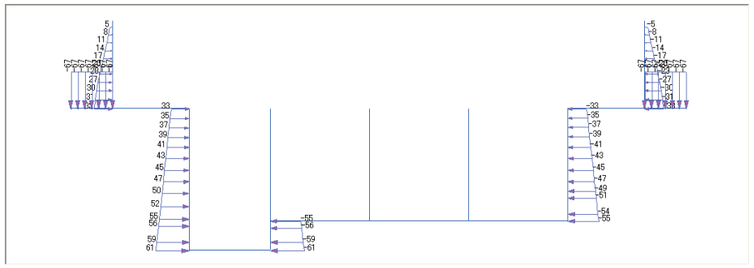
＜境界条件＞

・ 底板および外壁要素には地盤反力として要素面積に応じた地盤ばねを設定する。

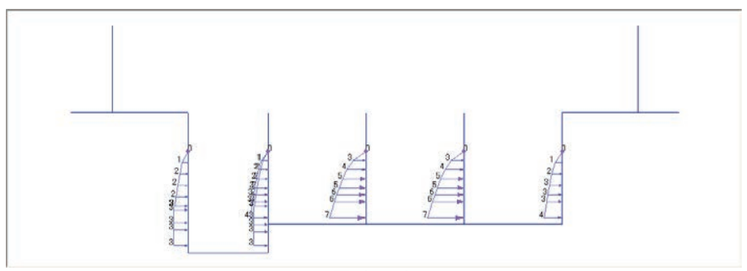


解析モデル

＜載荷荷重例＞

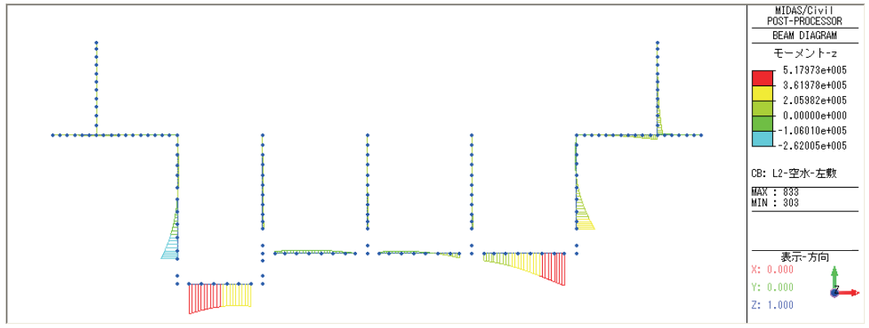


常時土圧

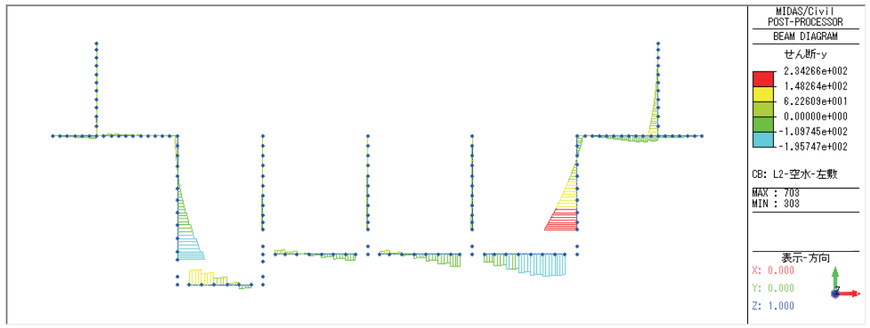


地震時動水圧

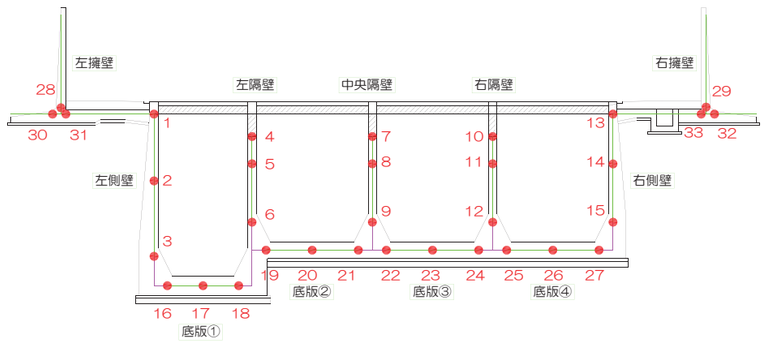
＜解析結果＞



曲げモーメント図



せん断力図
断面力図（L2－空水時）



断面力照査位置

02-3 昭和30年代に建設された沈砂池の耐震性能照査

L1 地震時許容応力度照査出力例

許容応力度照査

CASE1-3 L1 一部満水-左方向加力			発生断面力			断面定数				許容応力度判定												
			Md	Nd	Vd	b	h	d	z	σc	σca= 9.0			σs	σsa= 210			σm	τa1= 0.6			
No.	照査箇所		(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(m)	(m)	(m3)	(N/mm2)	σc/σca	安全率	判定	(N/mm2)	σs/σsa	安全率	判定	(N/mm2)	τm/τa1	安全率	判定	
1	沈砂池 左側壁	上端	0.0	10.2	13.0	1.000	0.300	0.250	0.0150	0.0	0.00	-	○	-0.1	0.00	525.00	○	0.043	0.07	13.95	○	
2		中央	-9.1	26.1	-30.1	1.000	0.500	0.450	0.0417	0.3	0.03	30.00	○	2.5	0.01	84.00	○	0.067	0.11	8.96	○	
3		下端	-213.4	76.6	-129.4	1.000	0.700	0.650	0.0817	3.3	0.37	2.73	○	88.2	0.42	2.38	○	0.199	0.33	3.02	○	
4		上端	0.1	18.8	1.2	1.000	0.300	0.250	0.0150	0.2	0.02	45.00	○	-2.1	0.01	-	○	0.004	0.01	-	○	
5	左隔壁	中央	3.1	59.3	1.8	1.000	0.300	0.250	0.0150	0.4	0.04	22.50	○	-0.9	0.00	-	○	0.006	0.01	-	○	
6		下端	-4.7	70.8	-15.7	1.000	0.300	0.250	0.0150	0.5	0.06	18.00	○	-0.2	0.00	-	○	0.052	0.09	-	○	
7		上端	0.4	53.2	1.2	1.000	0.300	0.250	0.0150	0.2	0.02	45.00	○	-2.3	0.01	-	○	0.004	0.01	-	○	
8	中央隔壁	中央	3.9	63.7	5.5	1.000	0.300	0.250	0.0150	0.4	0.01	22.50	○	-0.5	0.00	-	○	0.018	0.03	-	○	
9		下端	31.5	75.2	33.5	1.000	0.300	0.250	0.0150	4.3	0.48	2.09	○	150.3	0.72	-	○	0.134	0.22	-	○	
10		上端	0.4	53.2	1.2	1.000	0.300	0.250	0.0150	0.2	0.02	45.00	○	-2.3	0.01	-	○	0.004	0.01	-	○	
11	右隔壁	中央	3.1	63.7	1.9	1.000	0.300	0.250	0.0150	0.4	0.04	22.50	○	-1.1	0.01	-	○	0.006	0.01	-	○	
12		下端	-4.0	75.2	-14.9	1.000	0.300	0.250	0.0150	0.5	0.06	18.00	○	-1.1	0.01	-	○	0.050	0.08	-	○	
13	沈砂池 右側壁	上端	0.0	34.5	-36.4	1.000	0.300	0.250	0.0150	0.1	0.01	90.00	○	-1.5	0.01	140.00	○	0.121	0.20	4.96	○	
14		中央	-3.8	49.3	38.2	1.000	0.450	0.400	0.0338	0.2	0.02	45.00	○	-0.5	0.00	420.00	○	0.084	0.14	7.14	○	
15		下端	246.3	76.8	198.9	1.000	0.600	0.550	0.0600	5.2	0.58	1.73	○	141.5	0.67	1.48	○	0.362	0.60	1.66	○	
16	底版①	左端部	336.6	0.0	79.4	1.000	0.700	0.620	0.0817	5.2	0.58	1.73	○	160.7	0.77	1.31	○	0.128	0.21	4.69	○	
17		中央部	241.2	0.0	48.9	1.000	0.700	0.620	0.0817	4.5	0.50	2.00	○	224.9	1.07	0.93	×	0.079	0.13	7.59	○	
18		右端部	218.7	0.0	7.7	1.000	0.700	0.620	0.0817	3.4	0.38	2.65	○	101.5	0.50	2.01	○	0.012	0.02	50.00	○	
19	底版②	左端部	12.0	0.0	46.7	1.000	0.600	0.520	0.0600	0.3	0.03	30.00	○	17.9	0.09	11.73	○	0.090	0.15	6.67	○	
20		中央部	-49.1	0.0	-9.1	1.000	0.600	0.520	0.0600	1.1	0.12	8.18	○	32.4	0.15	6.48	○	0.018	0.03	33.33	○	
21		右端部	17.0	0.0	63.3	1.000	0.600	0.520	0.0600	0.4	0.04	22.50	○	11.2	0.05	18.75	○	0.122	0.20	4.92	○	
22	底版③	左端部	-23.8	0.0	-8.1	1.000	0.600	0.520	0.0600	0.7	0.08	12.86	○	35.5	0.17	5.92	○	0.015	0.03	40.00	○	
23		中央部	-4.9	0.0	-26.2	1.000	0.600	0.520	0.0600	0.1	0.01	90.00	○	3.2	0.02	65.63	○	0.050	0.08	12.00	○	
24		右端部	70.2	0.0	-55.1	1.000	0.600	0.520	0.0600	1.5	0.17	6.00	○	46.0	0.22	4.57	○	0.106	0.18	5.66	○	
25	底版④	左端部	132.3	0.0	-23.2	1.000	0.600	0.520	0.0600	2.9	0.32	3.10	○	86.8	0.41	2.42	○	0.045	0.08	13.33	○	
26		中央部	228.0	0.0	-101.6	1.000	0.600	0.520	0.0600	6.5	0.72	1.38	○	340.4	1.62	0.62	×	0.195	0.33	3.08	○	
27		右端部	433.5	0.0	-130.0	1.000	0.600	0.520	0.0600	9.6	1.07	0.94	×	284.5	1.35	0.74	×	0.250	0.42	2.40	○	
28	擁壁	左側下端	1.5	21.1	0.9	1.000	0.350	0.300	0.0201	0.1	0.01	90.00	○	-0.1	0.00	2100.00	○	0.002	0.00	300.00	○	
29		右側下端	45.8	21.2	42.7	1.000	0.350	0.309	0.0204	4.7	0.52	1.91	○	233.5	1.11	0.90	×	0.142	0.24	4.23	○	
30		左側床版上側	10.3	0.0	-18.2	1.000	0.400	0.350	0.0267	0.6	0.07	15.00	○	23.1	0.11	9.09	○	0.052	0.09	11.54	○	
31		左側床版池側	12.7	0.0	5.8	1.000	0.450	0.400	0.0338	0.5	0.06	18.00	○	23.2	0.11	9.05	○	0.014	0.02	42.86	○	
32		右側床版上側	-6.4	0.0	-3.7	1.000	0.400	0.350	0.0267	0.4	0.04	22.50	○	14.3	0.07	14.69	○	0.010	0.02	60.00	○	
33		右側床版池側	49.1	0.0	-29.2	1.000	0.450	0.400	0.0338	2.0	0.22	4.50	○	89.4	0.43	2.35	○	0.069	0.12	8.70	○	

L2 地震時耐力照査出力例

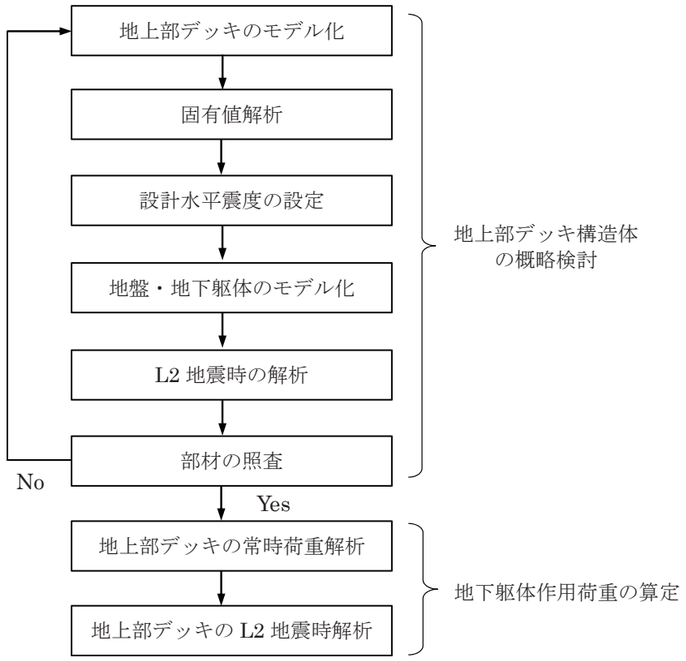
耐力照査

CASE2 1 L2 空水-右方向加力			発生断面力			耐力判定									Mud	破壊モード判定				
			Md	Nd	Vd	γi	Mud	γi・Md	安全率	曲げ	Vyd	γi・Vd	安全率	せん断	ρm1.2	L	Vmu	γi	γi・Vmu	判定
No.	照査箇所		(kNm)	(kN)	(kN)		(kN・m)	/Mud		判定	(kN)	/Vyd		判定	(kN・m)	(m)	(kN)		/Vyd	
1	沈砂池 左側壁	上端	0.0	37.1	63.1	1.0	50.11	0.00		○	86.00	0.73	1.36	○	56.48	3.065	18.43	1.0	0.21	曲げ破壊
2		中央	-6.5	61.0	-84.4	1.0	-383.33	0.02	59.25	○	201.40	0.42	2.39	○	-453.16	3.065	-147.85	1.0	0.73	曲げ破壊
3		下端	664.7	99.3	351.6	1.0	379.86	0.97	1.03	○	243.79	1.44	0.69	×	685.51	3.065	223.66	1.0	0.92	曲げ破壊
4		上端	0.7	48.8	2.1	1.0	49.74	0.01	76.52	○	88.65	0.02	42.62	○	57.45	4.86	11.82	1.0	0.13	曲げ破壊
5	左隔壁	中央	-5.8	59.3	-5.4	1.0	-51.06	0.11	8.86	○	89.66	0.06	16.51	○	-58.72	4.86	-12.08	1.0	0.13	曲げ破壊
6		下端	-17.0	70.8	-8.3	1.0	-52.49	0.32	3.10	○	90.77	0.09	10.91	○	-60.07	4.86	-12.36	1.0	0.14	曲げ破壊
7		上端	-0.7	53.2	-2.1	1.0	-50.29	0.01	77.37	○	89.07	0.02	42.82	○	-57.99	4.86	-11.93	1.0	0.13	曲げ破壊
8	中央隔壁	中央	-5.8	63.7	-5.4	1.0	-51.60	0.11	8.96	○	90.08	0.06	16.59	○	-59.26	4.86	-12.19	1.0	0.14	曲げ破壊
9		下端	17.0	75.2	8.3	1.0	53.04	0.32	3.13	○	91.19	0.09	10.96	○	60.55	4.86	12.46	1.0	0.14	曲げ破壊
10		上端	-0.7	53.2	-2.1	1.0	-50.29	0.01	77.37	○	89.07	0.02	42.82	○	-57.99	4.86	-11.93	1.0	0.13	曲げ破壊
11	右隔壁	中央	-5.8	63.7	-5.4	1.0	-51.60	0.11	8.96	○	90.08	0.06	16.59	○	-59.26	4.86	-12.19	1.0	0.14	曲げ破壊
12		下端	-17.0	75.2	-8.3	1.0	-53.04	0.32	3.13	○	91.19	0.09	10.96	○	-60.55	4.86	-12.46	1.0	0.14	曲げ破壊
13	沈砂池 右側壁	上端	0.0	20.7	-11.1	1.0	85.78	0.00	-	○	111.27	0.10	9.99	○	99.61	2.43	40.99	1.0	0.37	曲げ破壊
14		中央	-3.0	38.8	13.3	1.0	-79.61	0.04	26.45	○	182.33	0.07	13.68	○	-90.63	2.43	-37.29	1.0	0.20	曲げ破壊
15		下端	130.8	72.3	122.6	1.0	426.00	0.31	3.26	○	214.06	0.57	1.75	○	503.46	2.43	207.18	1.0	0.97	曲げ破壊
16	底版①	左端部	928.9	0.0	193.1	1.0	528.10	1.76	0.57	×	219.28	0.88	1.14	○	625.59	3.5	178.74	1.0	0.82	曲げ破壊
17		中央部	684.0	0.0	173.9	1.0	285.13	2.40	0.42	×	174.04	1.00	1.00	○	333.79	3.5	95.37	1.0	0.55	曲げ破壊
18		右端部	527.1	0.0	89.1	1.0	528.10	1.00	1.00	○	219.28	0.41	2.46	○	625.59	3.5	178.74	1.0	0.82	曲げ破壊
19	底版②	左端部	61.7	0.0	83.3	1.0	387.74	0.16	6.28	○	194.76	0.43	1.17	○	457.64	2.15	212.86	1.0	1.09	せん断破壊
20		中央部	-32.1	0.0	23.2	1.0	-387.74	0.08	12.07	○	194.76	0.12	4.19	○	-457.64	2.15	-212.86	1.0	1.09	せん断破壊
21		右端部	-24.3	0.0	-23.7	1.0	-189.60	0.13	7.81	○	146.69	0.16	6.20	○	-219.28	2.15	-101.99	1.0	0.70	曲げ破壊
22	底版③	左端部	-0.7	0.0	33.6	1.0	-189.60	0.00	256.21	○	146.69	0.23	4.36	○	-219.28	2.15	-101.99	1.0	0.70	曲げ破壊
23		中央部	-29.0	0.0	-6.4	1.0	-387.74	0.07	13.36	○	194.76	0.03	15.17	○	-457.64	2.15	-212.86	1.0	1.09	せん断破壊
24		右端部	22.6	0.0	49.6	1.0	387.74	0.06	17.13	○	194.76	0.25	1.96	○	457.64	2.15	212.86	1.0	1.09	せん断破壊
25	底版④	左端部	75.2	0.0	-0.6	1.0	387.74	0.19	5.16	○	194.76	0.00	309.15	○	457.64	4.3	106.43	1.0	0.55	曲げ破壊
26		中央部	114.1	0.0	-55.0	1.0	189.60	0.60	1.66	○	146.69	0.37	2.67	○	219.28	4.3	50.99	1.0	0.35	曲げ破壊
27		右端部	247.0	0.0	95.2	1.0	387.74	0.64	1.57	○	194.76	0.49	2.05	○	457.64	4.3	106.43	1.0	0.55	曲げ破壊
28	擁壁	左側下端	-62.2	21.2	-57.3	1.0	-54.57	1.14	0.88	×	92.75	0.62	1.62	○	-63.96	3.7	-17.29	1.0	0.19	曲げ破壊
29		右側下端	-2.7	21.1	-2.1	1.0	-54.57	0.05	19.99	○	92.75	0.02	45.24	○	-63.96	3.7	-17.29	1.0	0.19	曲げ破壊
30		左側床版上側	-12.5	0.0	11.4	1.0	-116.88	0.11	9.33	○	124.38	0.09	10.94	○	-137.15	1.8	-76.20	1.0	0.61	曲げ破壊
31		左側床版池側	61.1	0.0	37.0	1.0	141.85	0.43	2.32	○	131.50	0.28	3.55	○	137.15	1.6625	82.50	1.0	0.63	曲げ破壊
32		右側床版上側	11.1	0.0	19.1	1.0	116.88	0.10	10.52	○	124.38	0.15	6.52	○	137.15	1.8	76.20	1.0	0.61	曲げ破壊
33		右側床版池側	12.4	0.0	-5.0	1.0	141.85	0.09	11.47	○	131.50	0.04	26.25	○	137.15	1.6625	82.50	1.0	0.63	曲げ破壊

02
midas Civil 適用事例

4.
地下躯体上に建設する地上部デッキの概略検討および地下躯体への影響検討

02-4 地下躯体上に建設する地上部デッキの概略検討および地下躯体への影響検討

解析種別	３次元静的線形解析
キーワード	地上部デッキ構造、地下躯体、上載荷重
解析の目的	地上部デッキの構築計画に伴い以下の項目を目的として検討を行った。 ①　地下躯体上部に構築される地上部デッキのＬ２地震による部材の概略検討 ②　上部デッキ構造体の自重による地下躯体への上載荷重の算定 ③　地震時における上部デッキによる地下躯体上載荷重の変動量の把握
解析の概要	・地上部デッキの解析モデルを作成し、固有値解析を行う。 ・得られた固有周期より、道路橋示方書に基づき地上部デッキに作用させる設計水平震度を設定する。 ・地上部デッキの支持条件として地中梁、スラブ、地盤および地下躯体を考慮した全体系モデルを作成し、設定した設計水平震度に基づきＬ２地震時に相当する荷重を載荷し、柱および地中梁の照査を行う。 ・地上部デッキ構造体の自重より地下躯体に作用する上載荷重を求める。 ・常時およびＬ２地震時の解析を行い、柱位置の支点反力より、地震時に地下躯体に作用する上載荷重の変動量を把握する。
検討の流れ	
関連資料	・道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編　平成 24 年 3 月
担当者の所見	デッキスラブは合成床板の採用を予定しているが、デッキ柱部材の照査と地下躯体への荷重変動の影響を検討することが主目的であるため、これを等方性板要素により簡略化してモデル化した。板要素と梁要素の分割数は梁要素の変形拘束度に影響するが、実際の合成スラブが１スパンごとに設置され、簡易に結合されるものと仮定し、長手方向は小梁設置位置、短手方向は長手方向とほぼ同分割位置によって結合されるものとした。梁の拘束度合いが大きいほど、柱の変形が減少し安全側となるため、詳細検討に際しては、上部デッキの仕様に合わせて下部構造部材を低減できる。

02-4 地下躯体上に建設する地上部デッキの概略検討および地下躯体への影響検討

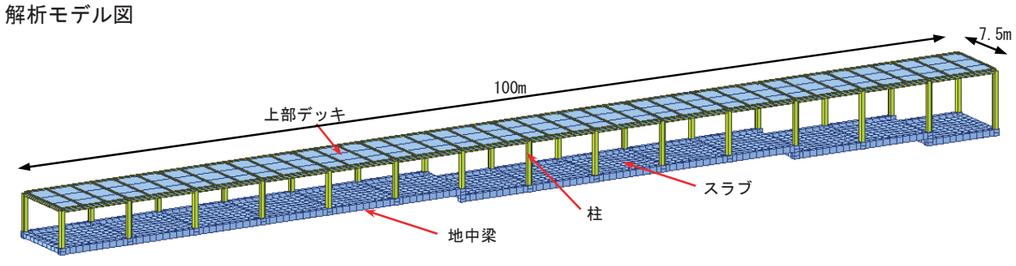
地上部デッキ構造物概要

柱・梁　：S 造
スラブ　：合成スラブ
地中梁　：RC 造
床スラブ：RC 造

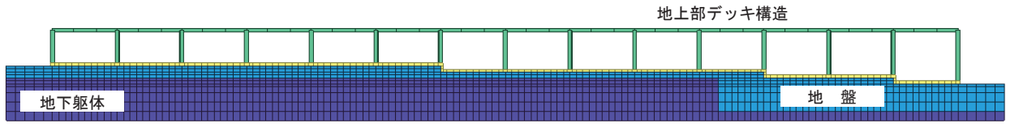
モデル化の方針

・地上部デッキは延長方向に高さが変化し、また地下躯体の形状によって土被りが変化するため、３次元立体フレームモデルでモデル化する。
・梁部材の微小な傾斜は平均高さによる水平材とする。
・地上部デッキ構造の柱・梁は線形梁要素でモデル化する。
・地上部デッキ構造の上部合成床板は板要素でモデル化する。
・地上部デッキ構造を支持する地表面以深の地中梁は線形梁要素、スラブは板要素でモデル化する。
・地盤および地下躯体はソリッド要素でモデル化する。

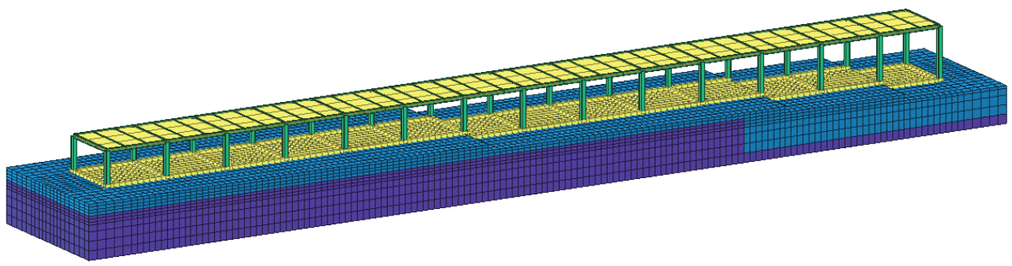
解析モデル図



地上部デッキ構造

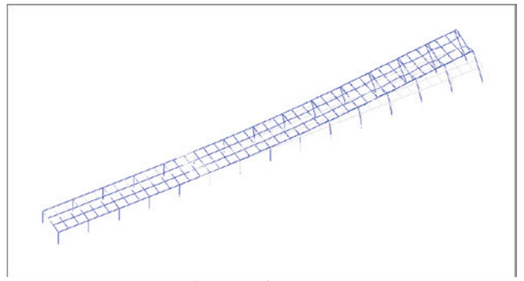


全体系側面図

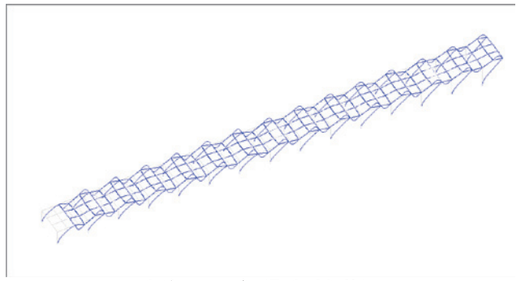


全体系鳥瞰図

固有値解析結果



1 次モード（T=0. 26 秒）



3 次モード（T=0. 20 秒）

設計水平震度の算定

地震動レベル	方向	固有周期	設計水平震度の標準値	構造物特性係数	設計水平震度
		T（秒）	khco	Cs	khc
L1（参考）	X方向	0.20	0.25	–	0.25
	Y方向	0.26	0.25	–	0.25
L2	X方向	0.20	1.09	1.00	1.09
	Y方向	0.26	1.32	1.00	1.32

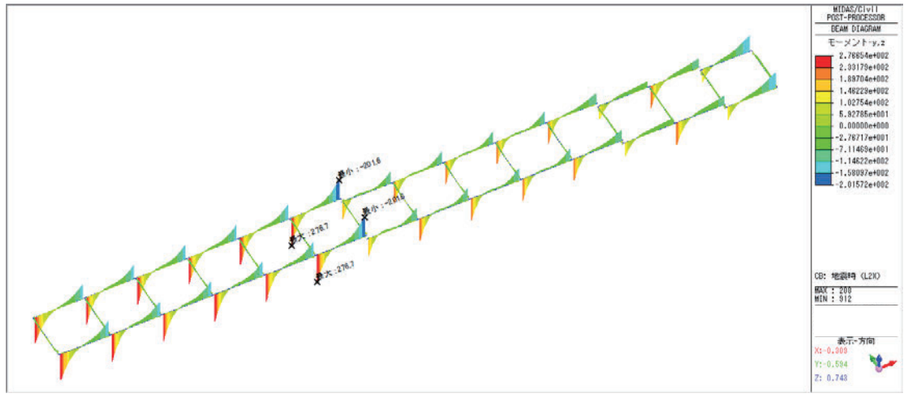
Ⅱ種地盤を想定

上部デッキ柱部材応力度照査例

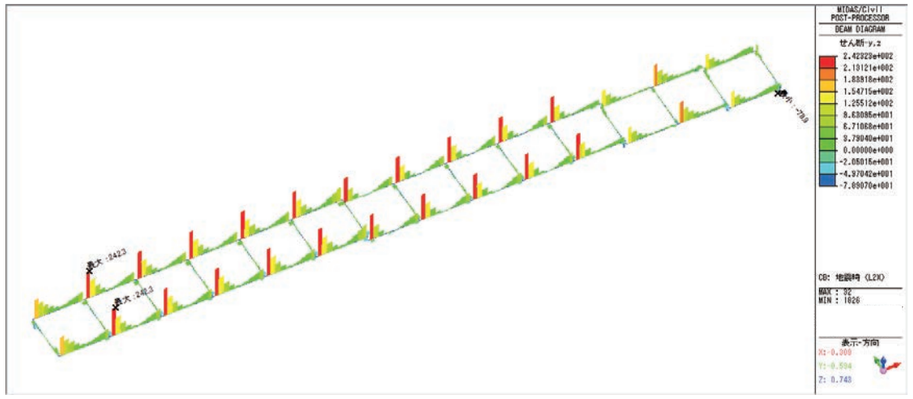
要素	1.容曲げ圧縮応力度：地震時割増係数：	140 1.50		付加曲げ影響係数	オイラー座屈応力度	照査				局部座屈を考慮しない平均軸方向圧縮応力度 σcag(N/mm2)	最長辺の計算（σca）										局部座屈に対する許容応力度 σcad(N/mm2)	最小板厚の照査（σca）											局部座屈を考慮しない平均軸方向圧縮応力度上限値 σcau(N/mm2)
	σ caz	σ bagy	σ bago	α	σ e(N/mm2)	圧縮応力	判定	局部座屈	σ / σ a	判定		柱高さ h (m)	梁長さ L (m)	柱断面二次 IC (m4)	梁断面二次 IB (m4)	断面二次 k	断比	有効座屈長 l (m)	断面二次半径 r (m)	細長比 l/r		板厚 t (mm)	幅間距離 b (mm)	φ	応力勾配 係数	最少板厚 b/56f (mm)		判定	b/38.7f	b/80	
1	186.7	210	210	0.999	1444	0.392	OK	82	0.391	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.84	3.44	2.08	OK	3.01	1.45	140
1	186.7	210	210	0.999	1444	0.149	OK	31	0.148	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.29	2.25	3.17	OK	4.59	2.22	140
2	186.7	210	210	0.999	1444	0.392	OK	82	0.391	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.84	3.44	2.08	OK	3.01	1.45	140
2	186.7	210	210	0.999	1444	0.149	OK	31	0.148	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.29	2.25	3.17	OK	4.59	2.22	140
3	186.7	210	210	0.995	1444	0.577	OK	120	0.574	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.88	3.55	2.01	OK	2.91	1.41	140
3	186.7	210	210	0.995	1444	0.506	OK	106	0.503	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.88	2.83	2.52	OK	3.65	1.77	140
4	186.7	210	210	0.995	1444	0.577	OK	120	0.574	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.88	3.55	2.01	OK	2.91	1.41	140
4	186.7	210	210	0.995	1444	0.506	OK	106	0.503	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.88	2.83	2.52	OK	3.65	1.77	140
5	186.7	210	210	0.995	1444	0.575	OK	120	0.572	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.89	3.56	2.01	OK	2.90	1.40	140
5	186.7	210	210	0.995	1444	0.491	OK	102	0.488	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.57	2.82	2.54	OK	3.67	1.78	140
6	186.7	210	210	0.995	1444	0.575	OK	120	0.572	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.89	3.56	2.01	OK	2.90	1.40	140
6	186.7	210	210	0.995	1444	0.491	OK	102	0.488	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.57	2.82	2.54	OK	3.67	1.78	140
7	186.7	210	210	0.995	1444	0.575	OK	120	0.572	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.89	3.56	2.01	OK	2.90	1.40	140
7	186.7	210	210	0.995	1444	0.493	OK	103	0.490	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.58	2.82	2.53	OK	3.66	1.77	140
8	186.7	210	210	0.995	1444	0.575	OK	120	0.572	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.89	3.56	2.01	OK	2.90	1.40	140
8	186.7	210	210	0.995	1444	0.493	OK	103	0.490	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.58	2.82	2.53	OK	3.66	1.77	140
9	186.7	210	210	0.995	1444	0.581	OK	121	0.577	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.89	3.56	2.00	OK	2.90	1.40	140
9	186.7	210	210	0.995	1444	0.495	OK	103	0.492	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.58	2.82	2.53	OK	3.66	1.77	140
10	186.7	210	210	0.995	1444	0.581	OK	121	0.577	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.89	3.56	2.00	OK	2.90	1.40	140
10	186.7	210	210	0.995	1444	0.495	OK	103	0.492	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.58	2.82	2.53	OK	3.66	1.77	140
11	186.7	210	210	0.995	1444	0.580	OK	121	0.577	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.89	3.56	2.00	OK	2.90	1.40	140
11	186.7	210	210	0.995	1444	0.493	OK	103	0.493	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.58	2.83	2.53	OK	3.66	1.77	140
12	186.7	210	210	0.995	1444	0.580	OK	121	0.577	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.89	3.56	2.00	OK	2.90	1.40	140
12	186.7	210	210	0.995	1444	0.496	OK	103	0.493	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.58	2.83	2.53	OK	3.66	1.77	140
13	186.7	210	210	0.995	1444	0.574	OK	120	0.570	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.79	3.31	2.16	OK	3.13	1.51	140
13	186.7	210	210	0.995	1444	0.490	OK	102	0.487	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.57	2.80	2.55	OK	3.70	1.79	140
14	186.7	210	210	0.995	1444	0.574	OK	120	0.570	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.79	3.31	2.16	OK	3.13	1.51	140
14	186.7	210	210	0.995	1444	0.490	OK	102	0.487	OK	124	3.530	7.00	7.78E-04	2.37E-04	6.51	5.51	0.149	37.0	140	25	400	1.57	2.80	2.55	OK	3.70	1.79	140
15	179.7	210	210	0.993	1086	0.507	OK	105	0.502	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.83	3.43	2.09	OK	3.02	1.46	140
15	179.7	210	210	0.993	1086	0.462	OK	96	0.457	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.55	2.76	2.59	OK	3.75	1.81	140
16	179.7	210	210	0.993	1086	0.507	OK	105	0.502	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.83	3.43	2.09	OK	3.02	1.46	140
16	179.7	210	210	0.993	1086	0.462	OK	96	0.457	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.55	2.76	2.59	OK	3.75	1.81	140
17	179.7	210	210	0.993	1086	0.508	OK	106	0.503	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.84	3.43	2.08	OK	3.01	1.46	140
17	179.7	210	210	0.993	1086	0.455	OK	95	0.450	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.54	2.74	2.60	OK	3.77	1.82	140
18	179.7	210	210	0.993	1086	0.508	OK	106	0.503	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.84	3.43	2.08	OK	3.01	1.46	140
18	179.7	210	210	0.993	1086	0.455	OK	95	0.450	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.54	2.74	2.60	OK	3.77	1.82	140
19	179.7	210	210	0.993	1086	0.511	OK	106	0.506	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.84	3.43	2.08	OK	3.01	1.46	140
19	179.7	210	210	0.993	1086	0.458	OK	95	0.454	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.54	2.75	2.60	OK	3.76	1.82	140
20	179.7	210	210	0.993	1086	0.511	OK	106	0.506	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.84	3.43	2.08	OK	3.01	1.46	140
20	179.7	210	210	0.993	1086	0.458	OK	95	0.454	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.54	2.75	2.60	OK	3.76	1.82	140
21	179.7	210	210	0.993	1086	0.510	OK	106	0.505	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.84	3.43	2.08	OK	3.01	1.46	140
21	179.7	210	210	0.993	1086	0.454	OK	94	0.449	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.54	2.74	2.61	OK	3.78	1.83	140
22	179.7	210	210	0.993	1086	0.510	OK	106	0.505	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.84	3.43	2.08	OK	3.01	1.46	140
22	179.7	210	210	0.993	1086	0.454	OK	84	0.449	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.54	2.74	2.61	OK	3.78	1.83	140
23	179.7	210	210	0.993	1086	0.478	OK	99	0.473	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.78	3.29	2.17	OK	3.14	1.52	140
23	179.7	210	210	0.993	1086	0.443	OK	92	0.438	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.52	2.71	2.64	OK	3.82	1.53	140
24	179.7	210	210	0.993	1086	0.478	OK	99	0.473	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.78	3.29	2.17	OK	3.14	1.52	140
24	179.7	210	210	0.993	1086	0.443	OK	92	0.438	OK	120	4.180	7.00	7.78E-04	2.37E-04	5.50	6.35	0.149	42.6	140	25	400	1.52	2.71	2.64	OK	3.82	1.53	140
25	172.5	210	210	0.991	840	0.411	OK	85	0.404	OK	115	4.815	7.00	7.78E-04	2.37E-04	4.77	7.22	0.149	48.5	140	25	400	1.83	3.42	2.09	OK	3.02	1.46	140
25	172.5	210	210	0.991	840	0.418	OK	87	0.412	OK	115	4.815	7.00	7.78E-04	2.37E-04	4.77	7.22	0.149	48.5	140	25	400	1.51	2.67	2.67	OK	3.87	1.87	140
26	172.5	210	210	0.991	840	0.411	OK	85	0.404	OK	115	4.815	7.00	7.78E-04	2.37E-04	4.77	7.22	0.149	48.5	140	25	400	1.83	3.42	2.09	OK	3.02	1.46	140
26	172.5	210	210	0.991	840	0.418	OK	87	0.412	OK	115	4.815	7.00	7.78E-04	2.37E-04	4.77	7.22	0.149	48.5	140	25	400	1.51	2.67	2.67	OK	3.87	1.87	140
27	172.5	210	210	0.991	840	0.400	OK	83	0.393	OK	115	4.815	7.00	7.78E-04	2.37E-04	4.77	7.22	0.149	48.5	140	25	400	1.72	3.14	2.27	OK	3.29	1.59	140
27	172.5	210	210	0.991	840	0.394	OK	81	0.387	OK	115	4.815	7.00	7.78E-04	2.37E-04	4.77	7.22	0.149	48.5	140	25	400	1.46	2.57	2.78	OK	4.03	1.95	140
28	172.5	210	210	0.991	840	0.400	OK	83	0.393	OK	115	4.815	7.00	7.78E-04	2.37E-04	4.77	7.22	0.149	48.5	140	25	400	1.72	3.14	2.27	OK	3.29	1.59	140
28	172.5	210	210	0.991	840	0.394	OK	81	0.387	OK	115	4.815	7.00	7.78E-04	2.37E-04	4.77	7.22	0.149	48.5	140	25	400	1.46	2.57	2.78	OK	4.03	1.95	140
29	164.5	210	210	0.992	653	0.272	OK	56	0.266	OK	110	5.460	7.00	7.78E-04	2.37E-04	4.21	8.19	0.149	55.0	140	25	400	1.62	2.91	2.46	OK	3.55	1.72	140
29	164.5	210	210	0.993	653	0.277	OK	57	0.272	OK	110	5.460	7.00	7.78E-04	2.37E-04	4.21	8.19	0.149	55.0	140	25	400	1.75	3.21	2.22	OK	3.22	1.56	140
30	164.5	210	210	0.993	653	0.277	OK	57	0.272	OK	110	5.460	7.00	7.78E-04	2.37E-04	4.21	8.19	0.149	55.0	140	25	400	1.75	3.21	2.22	OK	3.22	1.56	140

≦1.0　　≦ σ ca × 割増係数

地中梁の検討



曲げモーメント図



せん断力図

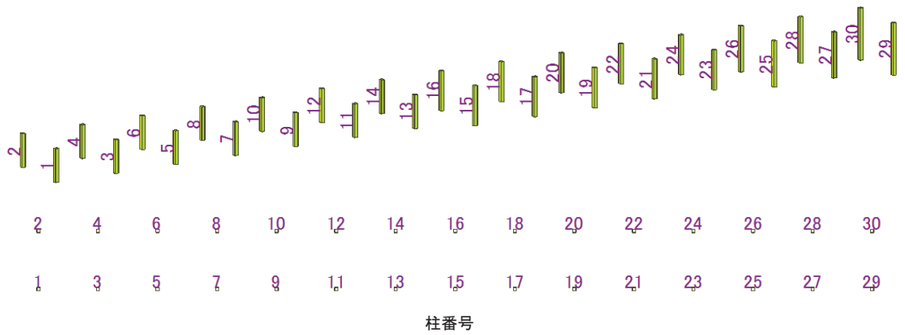
地中梁断面力図（Ｌ２地震時−Ｘ方向）

地中梁最大断面力の照査例

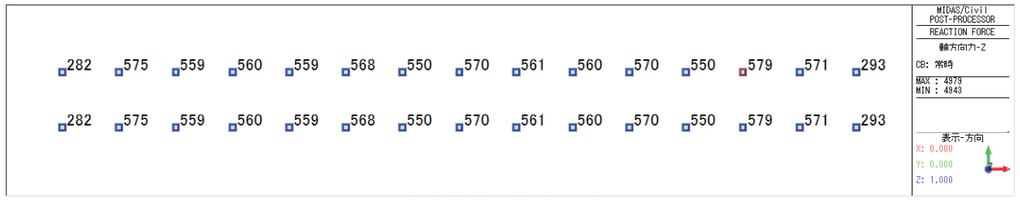
ケース	方向	モーメント（kNm）	せん断力（kN）
常時	下引張	80.7	92.7
	上引張	30.6	
L2-X方向	下引張	276.7	242.3
	上引張	201.6	
L2-Y方向	下引張	393.7	445.7
	上引張	424.4	
最大値		424.4	445.7
地中梁諸元	幅（mm）	400	—
	高さ（mm）	600	—
	コンクリート	Fc24	—
	軸方向鉄筋	SD345	12−D25
	せん断補強筋	SD345	D16−@150
耐力		447.4	547.2
判定		OK	OK

02-4 地下躯体上に建設する地上部デッキの概略検討および地下躯体への影響検討

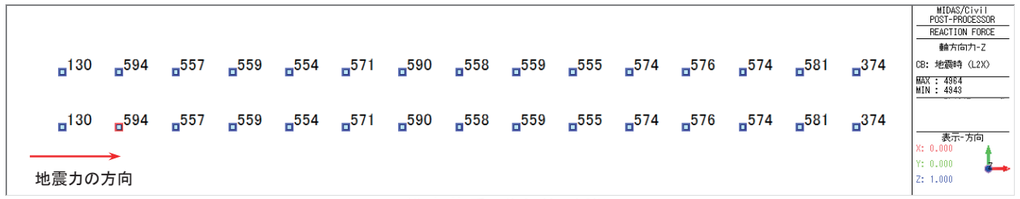
地下躯体に作用する上部デッキの自重および地震時荷重



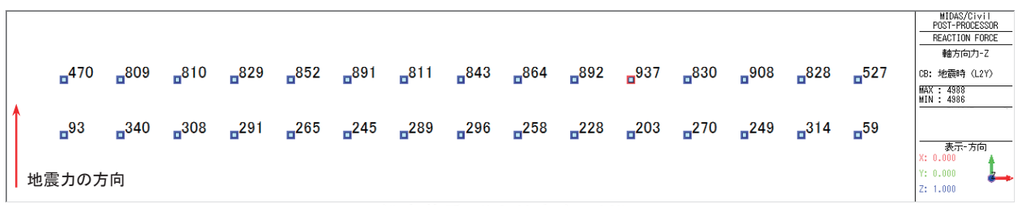
柱番号



鉛直荷重（常時：kN）



鉛直荷重（L2-X：kN）



鉛直荷重（L2-Y 方向：kN）

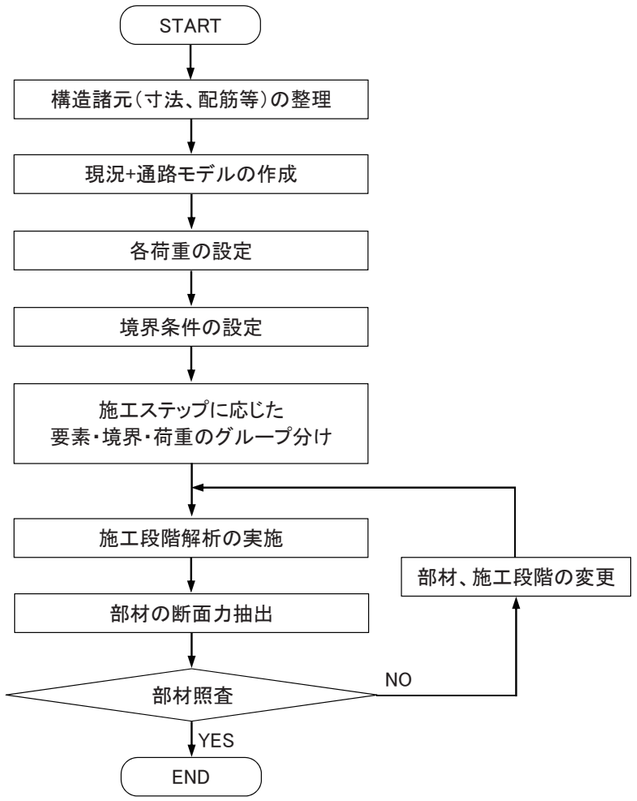
地震時における地下躯体の上載荷重変動率

柱番号		1	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23	25	27	29
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
常時反力に対する比	L2-X方向	0.46	1.03	1.00	1.00	0.99	1.01	1.07	0.98	1.00	0.99	1.01	1.05	0.99	1.02	1.28
		0.46	1.03	1.00	1.00	0.99	1.01	1.07	0.98	1.00	0.99	1.01	1.05	0.99	1.02	1.28
	L2-Y方向	1.67	1.41	1.45	1.48	1.52	1.57	1.47	1.48	1.54	1.59	1.64	1.51	1.57	1.45	1.80
		0.33	0.59	0.55	0.52	0.47	0.43	0.53	0.52	0.46	0.41	0.36	0.49	0.43	0.55	0.20

02
midas Civil 適用事例

5.
既設地下構造物の通路改築に伴う施工段階解析

02-5 既設地下構造物の通路改築に伴う施工段階解析

解析種別	３次元シェル・フレーム構造解析、施工段階解析
キーワード	地下構造物、改築、施工段階解析、３次元構造解析
解析の目的	既設の地下構造物を改築し、新たに通路を構築するに際し、各施工段階における既設構造物の応力状態を把握し、構造部材の照査および施工の安全性、施工順序の検証を行う。
解析の概要	・３次元モデルにより地下構造物の現況モデルを作成する。 ・現況モデルに対し改築のための開口部、新設通路等 FEM 要素の追加修正を行う。 ・現況、施工中、施工後に作用する死荷重、土圧、活荷重および境界条件等を定義する。 ・各施工段階に対応する荷重、境界条件等を設定し、施工ステップを作成する。 ・施工段階解析を実施する。 ・各施工段階について断面力を抽出し、部材の照査、安全性の検証を行う。
検討の流れ	
関連資料	・コンクリート標準示方書 設計編　2012 年 ・道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編　平成 24 年 3 月
担当者の所見	・板要素と梁要素を組み合わせたモデルとなるが、特に妻壁による断面力が複雑になるため、3 次元モデルによる解析の必要性を感じた。 ・施工ステップの設定には、要素、境界、荷重を詳細にグループ化しておくと検討時の条件変更が容易である。

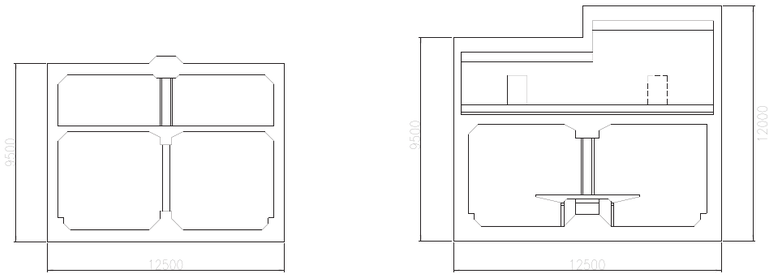
02-5 既設地下構造物の通路改築に伴う施工段階解析

地下構造物概要

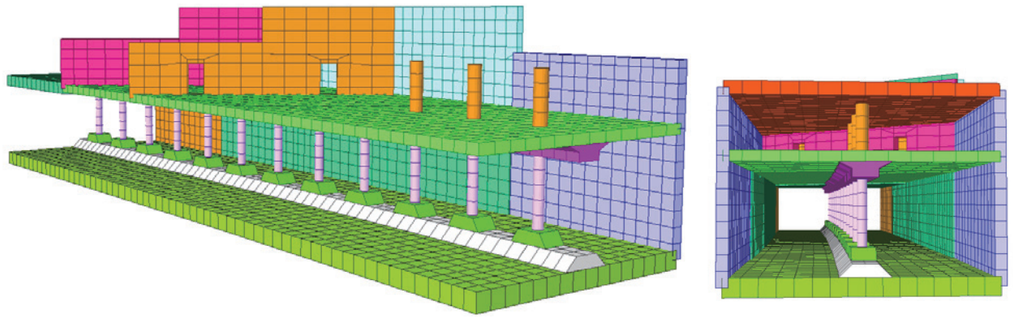
２層中柱式ボックスカルバート
軌道階＋地下階

解析モデルの概要

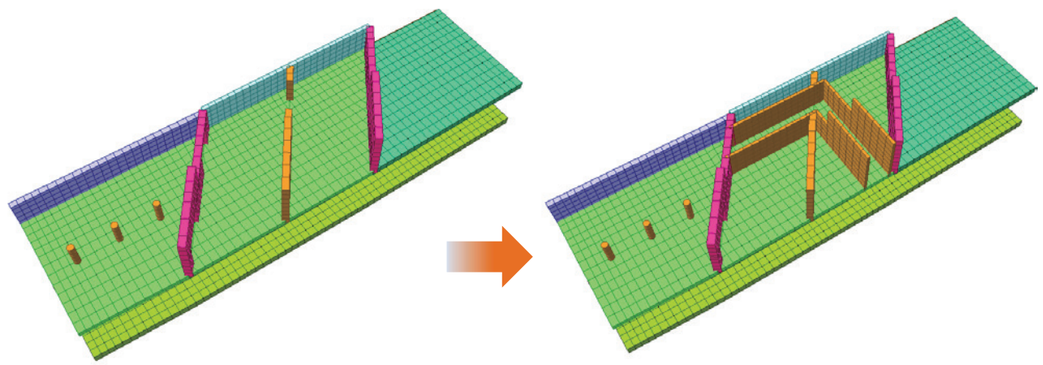
要素数：梁要素　210 要素　中柱、地中梁
：板要素　4300 要素　頂板、側壁、底板、妻壁



標準断面（現況）



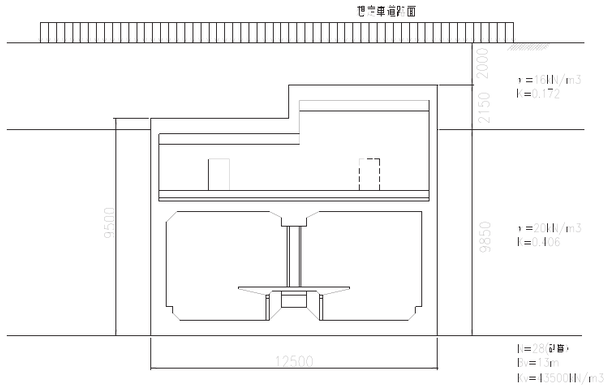
解析モデル図（現況）

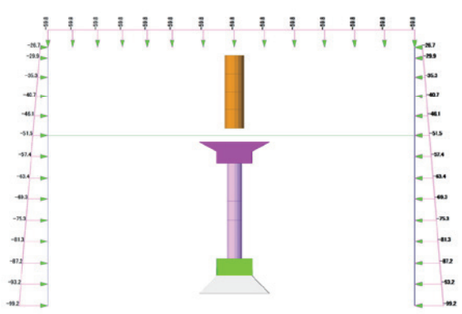


現　況　　通路構築後

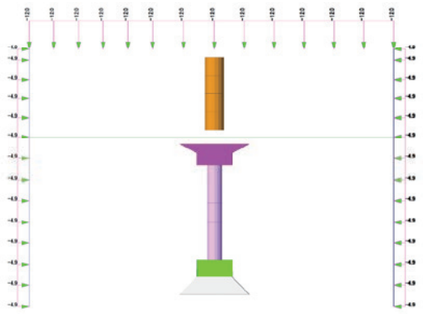
施工ステップ

載荷荷重設定例

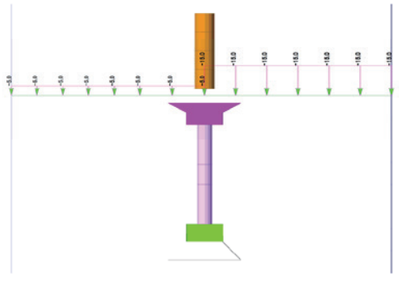




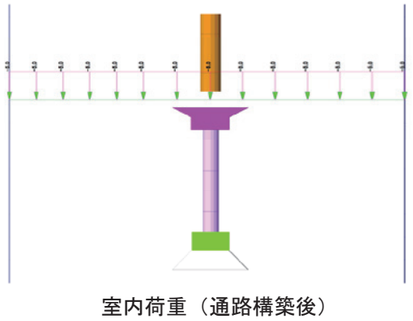
土圧（現況）



上載活荷重（現況）



室内荷重（現況）

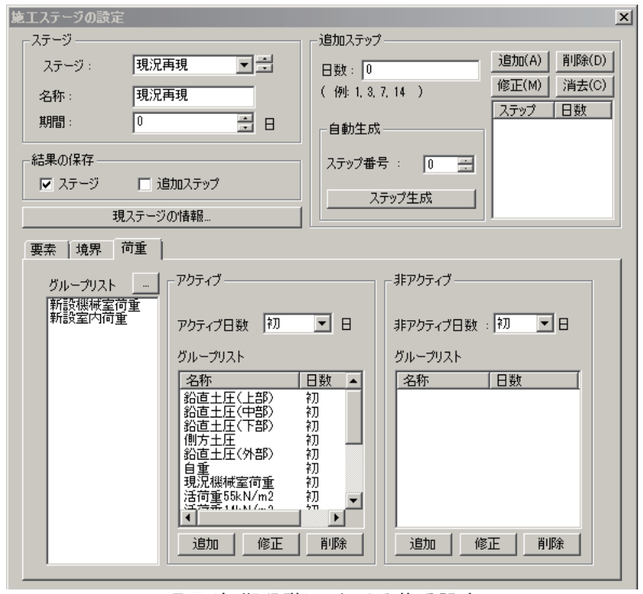


室内荷重（通路構築後）

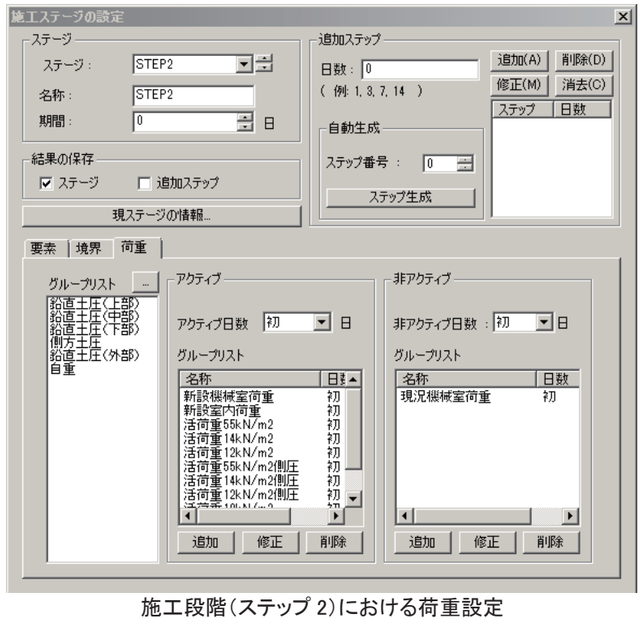
荷重載荷図（例）

施工段階の設定

各施工段階でアクティブになる要素、境界条件、荷重および非アクティブになる要素、境界条件、荷重を指定する。

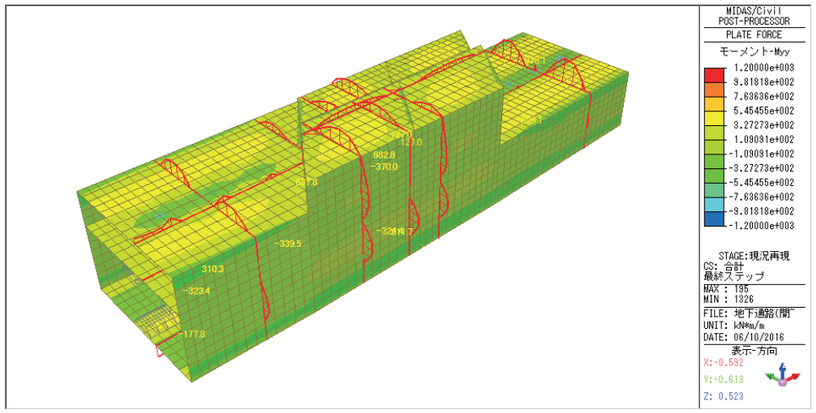


現況（初期段階）における荷重設定

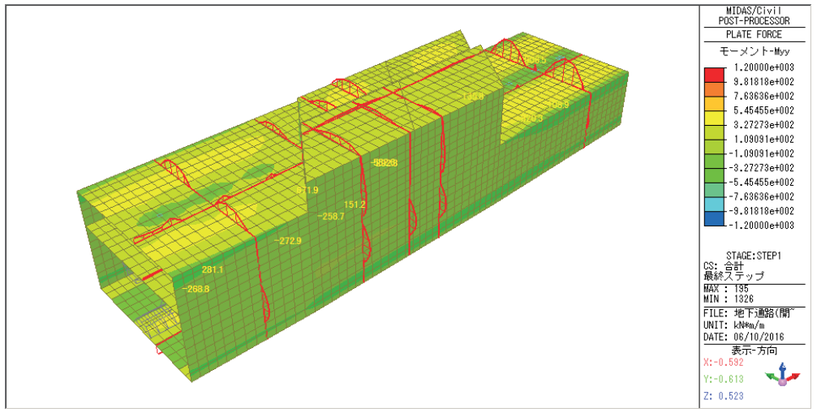


施工段階（ステップ 2）における荷重設定

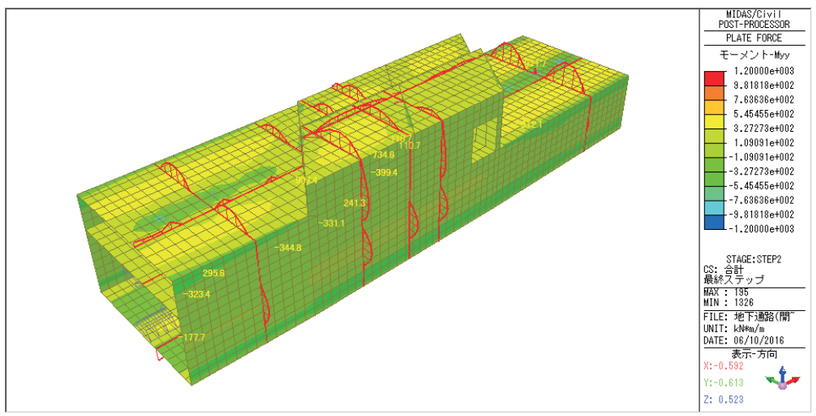
各施エステップにおける断面力の変化



現　況



施エステップ 1



施エステップ 2

曲げモーメント分布の変化

断面力の抽出（例）

設計区間	部材	部位	断面番号	既設図書における断面力			3次元FEM解析断面力			比率(3次元/2次元)		
				M (kNm)	N (kN)	S (kN)	M (kNm)	N (kN)	S (kN)	M	N	S
軌道階	上床版	隅角部	Ⅰ-1	137.2	91.0	256.0	191.8	109.5	214.3	1.4	1.2	0.8
		径間部	Ⅰ-2	198.5	91.0	－	181.2	102.3	32.6	0.9	1.1	－
		中柱部	Ⅰ-3	456.1	91.0	357.4	186.7	95.8	4.7	0.4	1.1	0.0
	中床版	隅角部	Ⅰ-4	41.4	241.6	29.9	83.2	176.5	52.1	2.0	0.7	1.7
		径間部	Ⅰ-5	19.5	241.6	－	28.5	169.5	7.8	1.5	0.7	－
		中柱部	Ⅰ-6	50.1	241.6	42.6	64.6	181.0	2.5	1.3	0.7	0.1
	下床版	隅角部	Ⅰ-7	391.8	319.0	414.3	393.5	316.6	411.2	1.0	1.0	1.0
		径間部	Ⅰ-8	252.3	319.0	－	321.0	319.5	17.1	1.3	1.0	－
		中柱部	Ⅰ-9	419.1	319.0	422.9	220.5	286.0	0.1	0.5	0.9	0.0
	側壁	上端部	Ⅰ-10	137.2	256.0	91.0	194.6	252.5	104.5	1.4	1.0	1.1
		軌道階径間部	Ⅰ-11	114.7	370.3	－	108.8	406.7	14.7	0.9	1.1	－
		下端部	Ⅰ-12	391.8	414.3	319.0	392.9	483.7	273.0	1.0	1.2	0.9
	中床桁	支点部	Ⅰ-13	193.5	－	214.7	136.7	343.5	210.7	0.7	－	1.0
		径間部	Ⅰ-14	125.4	－	－	22.7	74.8	80.0	0.2	－	－
	下床桁	支点部	Ⅰ-15	1378.5	－	1691.6	351.0	1081.0	711.1	0.3	－	0.4
		径間部	Ⅰ-16	966.6	－	－	209.2	1081.0	711.1	0.2	－	－
	B1階柱		－	Ⅰ-17	－	2955.9	－	－	2868.9	－	－	1.0	－
	軌道階柱		－	Ⅰ-18	－	3380.0	－	－	3534.9	－	－	1.0	－

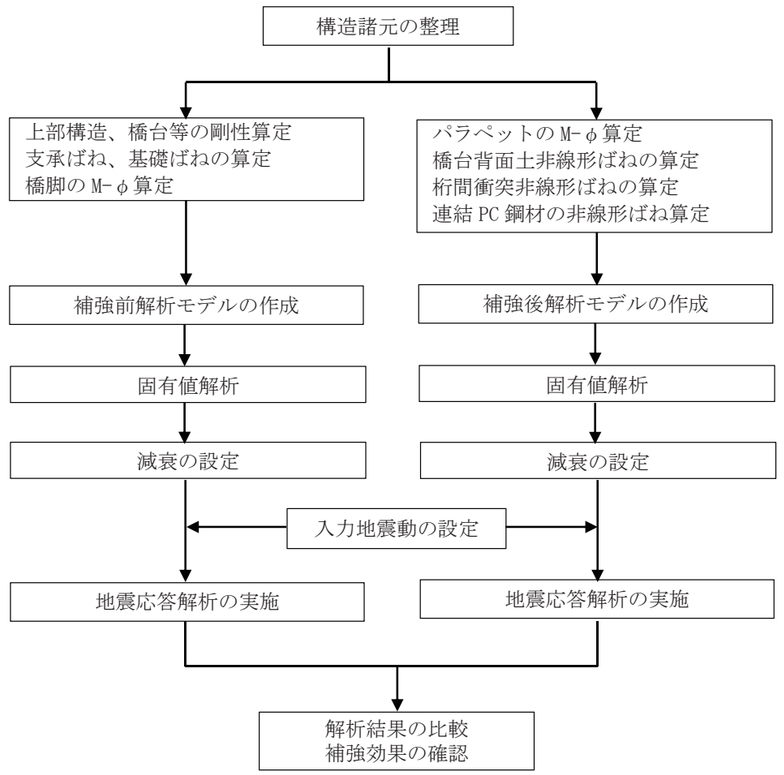
部材照査（参考例）

部材・部位			上床版隅角部	下床版径間部	側壁上端部	側壁下端部	軌道階側壁上端部	上床桁支点部
断　面			Ⅰ-1	Ⅰ-8	Ⅰ-10	Ⅰ-12	Ⅱ-7	Ⅲ-1
曲げモーメント	M	[KN・m]	191.80	321.00	194.60	392.90	135.50	314.60
軸　　力	N	[KN]	109.50	319.50	252.50	483.70	683.20	204.40
せ ん 断 力	S	[KN]	214.30	17.10	104.50	273.00	158.20	367.40
部　材　幅	b	[cm]	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	120.0
部　材　高	h	[cm]	60.0	85.0	55.0	55.0	75.0	145.0
有　効　高	d	[cm]	53.0	78.0	48.0	48.0	68.0	138.0
一段目かぶり	d1	[cm]	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
二段目かぶり	d2	[cm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
圧縮側かぶり	d'	[cm]	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
ヤング係数比	n=Es/Ec		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
鉄筋比	P=As/(b*d)	[%]	0.428	0.390	0.473	0.818	0.447	0.146
	u=d-h/2	[cm]	23.000	35.500	20.500	20.500	30.500	65.500
	f=M/N+u	[cm]	198.160	135.969	97.569	101.728	50.333	219.414
	f/d		3.739	1.743	2.033	2.119	0.740	1.590
	d'/d		0.132	0.090	0.146	0.146	0.103	0.051
	As'/(As1+As2)		0.473	0.430	0.473	0.193	0.000	0.500
	M'=M+N*u	[KN・m]	216.985	434.423	246.363	492.059	343.876	448.482
中立軸	X	[cm]	17.008	28.698	17.970	21.890	57.421	36.702
	C		6.298	5.595	5.516	4.829	3.296	7.717
	S		13.326	9.612	9.217	5.760	0.607	21.299
	σc	[N/mm2]	4.865	3.995	5.898	10.313	2.451	1.514
	σs	[N/mm2]	154.411	102.951	147.838	184.520	6.775	62.699
	τ	[N/mm2]	0.404	0.022	0.218	0.569	0.233	0.222
	σca	[N/mm2]	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
	σsa	[N/mm2]	140.000	140.000	140.000	140.000	140.000	140.000
	τa	[N/mm2]	0.850	0.850	0.850	0.850	0.850	0.850
判定			NG	OK	NG	NG	OK	OK

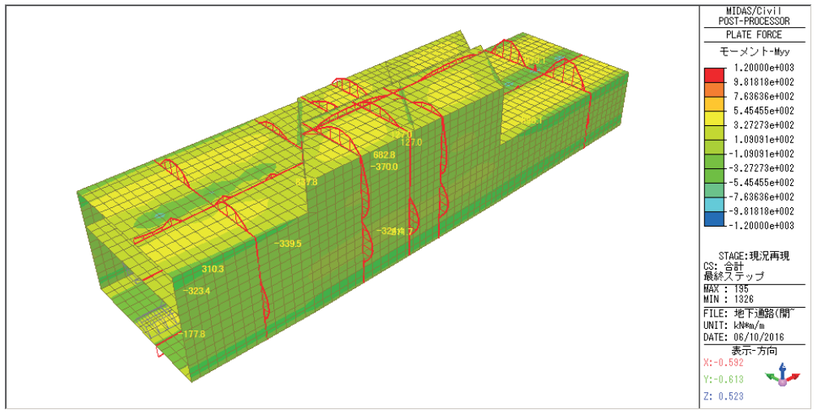
02
midas Civil 適用事例

6.
2 径間単純 PC 桁橋の動的解析による耐震補強検討

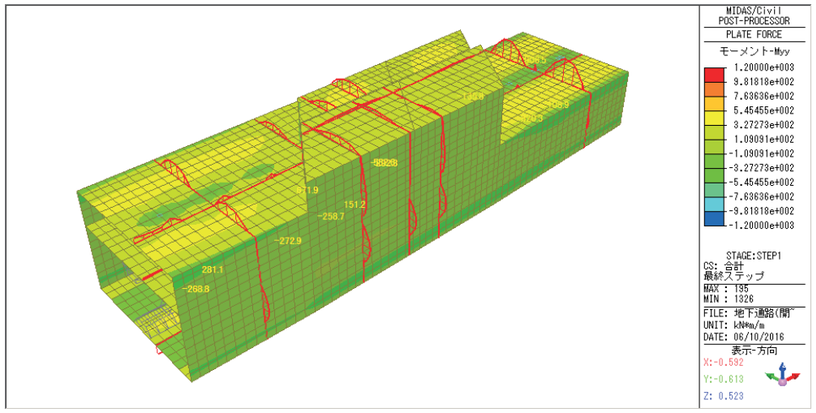
02-6 2径間単純PC桁橋の動的解析による耐震補強検討

解析種別	3 次元非線形動的解析
キーワード	2 径間連続単純 PC 桁橋、耐震補強、変位拘束、桁間連結
解析の目的	上部構造の端横桁を PC 鋼材によって連結し、かつ橋台の抵抗によって上部構造の変位を拘束することにより、耐震補強した既設橋梁の耐震性能を 3 次元地震応答解析によって確認する。
解析の概要	・非線形骨組みモデルにより、既設橋梁の 3 次元モデルを作成する。 ・橋台による抵抗をモデル化するために、橋台背面土を非線形ばね、パラペットを非線形梁要素によりモデル化する。 ・PC 鋼材による桁連結を非線形ばねによってモデル化する。 ・動的非線形解析を行い、応答変位や橋脚の塑性率等により耐震補強の効果を確認する。
検討の流れ	
関連資料	・道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編　日本道路協会　平成 24 年 3 月 ・既設橋梁の耐震補強工法事例集　海洋架橋・橋梁調査会　平成 17 年 4 月
担当者の所見	・耐震補強前の解析モデルでは、橋台背面土の抵抗、桁の連結は考慮していない。 ・上部構造は桁断面を等価な断面諸元（剛性、断面積等）を有する梁要素に置換している。 ・ひずみエネルギー比例減衰は、レーリー減衰と比べて計算時間が長くなる。また、高振動数域での減衰が小さくなるため、加速度応答が発散することがあり、応答加速度を確認する。 ・地震動の入力方向を変えて応答解析を実施した結果、橋軸方向より橋軸直角方向の応答のほうが、PC 鋼材に発生する荷重は大きくなるため、PC 鋼材の諸元は直角方向の応答で決まる。

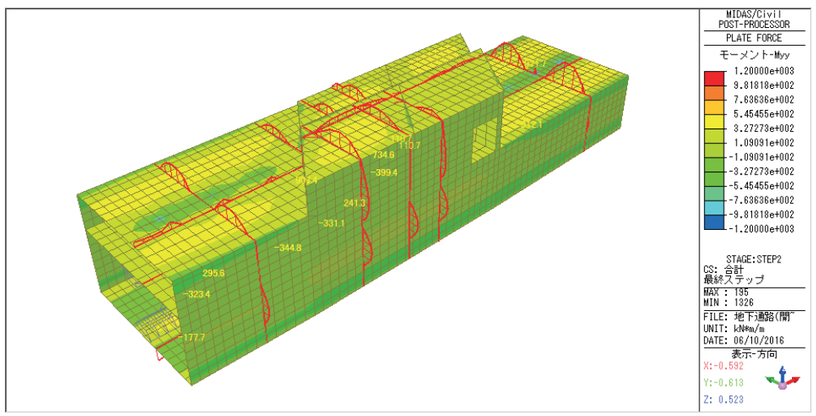
各施エステップにおける断面力の変化



現　況



施エステップ 1



施エステップ 2

曲げモーメント分布の変化

断面力の抽出（例）

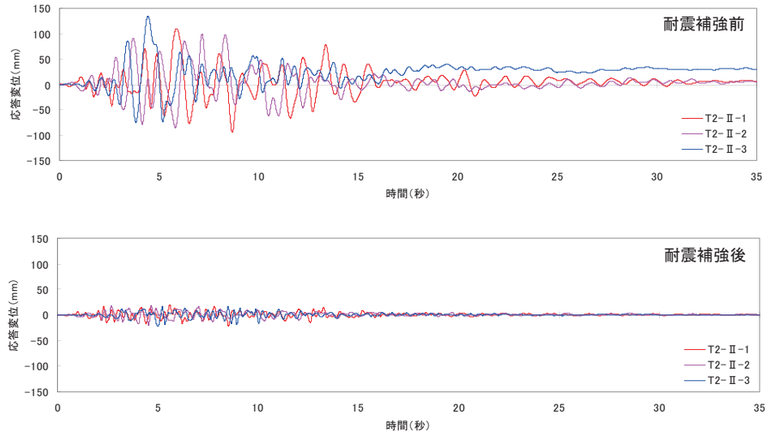
設計区間	部材	部位	断面番号	既設図書における断面力			3次元FEM解析断面力			比率(3次元/2次元)		
				M (kNm)	N (kN)	S (kN)	M (kNm)	N (kN)	S (kN)	M	N	S
軌道階	上床版	隅角部	Ⅰ-1	137.2	91.0	256.0	191.8	109.5	214.3	1.4	1.2	0.8
		径間部	Ⅰ-2	198.5	91.0	－	181.2	102.3	32.6	0.9	1.1	－
		中柱部	Ⅰ-3	456.1	91.0	357.4	186.7	95.8	4.7	0.4	1.1	0.0
	中床版	隅角部	Ⅰ-4	41.4	241.6	29.9	83.2	176.5	52.1	2.0	0.7	1.7
		径間部	Ⅰ-5	19.5	241.6	－	28.5	169.5	7.8	1.5	0.7	－
		中柱部	Ⅰ-6	50.1	241.6	42.6	64.6	181.0	2.5	1.3	0.7	0.1
	下床版	隅角部	Ⅰ-7	391.8	319.0	414.3	393.5	316.6	411.2	1.0	1.0	1.0
		径間部	Ⅰ-8	252.3	319.0	－	321.0	319.5	17.1	1.3	1.0	－
		中柱部	Ⅰ-9	419.1	319.0	422.9	220.5	286.0	0.1	0.5	0.9	0.0
	側壁	上端部	Ⅰ-10	137.2	256.0	91.0	194.6	252.5	104.5	1.4	1.0	1.1
		軌道階径間部	Ⅰ-11	114.7	370.3	－	108.8	406.7	14.7	0.9	1.1	－
		下端部	Ⅰ-12	391.8	414.3	319.0	392.9	483.7	273.0	1.0	1.2	0.9
	中床桁	支点部	Ⅰ-13	193.5	－	214.7	136.7	343.5	210.7	0.7	－	1.0
		径間部	Ⅰ-14	125.4	－	－	22.7	74.8	80.0	0.2	－	－
	下床桁	支点部	Ⅰ-15	1378.5	－	1691.6	351.0	1081.0	711.1	0.3	－	0.4
		径間部	Ⅰ-16	966.6	－	－	209.2	1081.0	711.1	0.2	－	－
	B1階柱		－	Ⅰ-17	－	2955.9	－	－	2868.9	－	－	1.0	－
	軌道階柱		－	Ⅰ-18	－	3380.0	－	－	3534.9	－	－	1.0	－

部材照査（参考例）

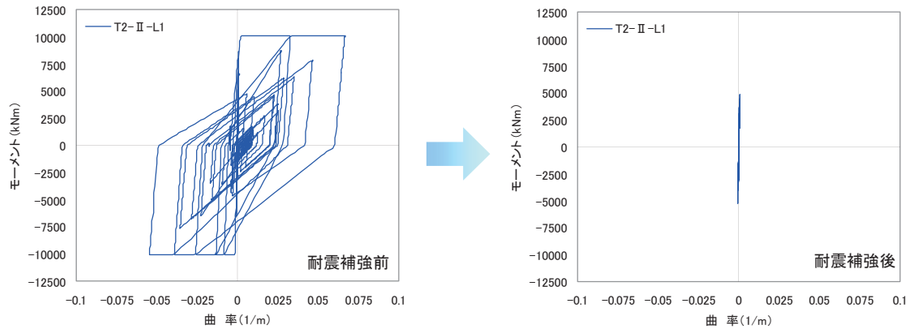
部材・部位			上床版隅角部	下床版径間部	側壁上端部	側壁下端部	軌道階側壁上端部	上床桁支点部
断　面			Ⅰ-1	Ⅰ-8	Ⅰ-10	Ⅰ-12	Ⅱ-7	Ⅲ-1
曲げモーメント	M	[KN・m]	191.80	321.00	194.60	392.90	135.50	314.60
軸　　力	N	[KN]	109.50	319.50	252.50	483.70	683.20	204.40
せ ん 断 力	S	[KN]	214.30	17.10	104.50	273.00	158.20	367.40
部　材　幅	b	[cm]	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	120.0
部　材　高	h	[cm]	60.0	85.0	55.0	55.0	75.0	145.0
有　効　高	d	[cm]	53.0	78.0	48.0	48.0	68.0	138.0
一段目かぶり	d1	[cm]	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
二段目かぶり	d2	[cm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
圧縮側かぶり	d'	[cm]	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
ヤング係数比	n=Es/Ec		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
鉄筋比	P=As/(b*d)	[%]	0.428	0.390	0.473	0.818	0.447	0.146
	u=d-h/2	[cm]	23.000	35.500	20.500	20.500	30.500	65.500
	f=M/N+u	[cm]	198.160	135.969	97.569	101.728	50.333	219.414
	f/d		3.739	1.743	2.033	2.119	0.740	1.590
	d'/d		0.132	0.090	0.146	0.146	0.103	0.051
	As'/(As1+As2)		0.473	0.430	0.473	0.193	0.000	0.500
	M'=M+N*u	[KN・m]	216.985	434.423	246.363	492.059	343.876	448.482
中立軸	X	[cm]	17.008	28.698	17.970	21.890	57.421	36.702
	C		6.298	5.595	5.516	4.829	3.296	7.717
	S		13.326	9.612	9.217	5.760	0.607	21.299
	σc	[N/mm2]	4.865	3.995	5.898	10.313	2.451	1.514
	σs	[N/mm2]	154.411	102.951	147.838	184.520	6.775	62.699
	τ	[N/mm2]	0.404	0.022	0.218	0.569	0.233	0.222
	σca	[N/mm2]	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
	σsa	[N/mm2]	140.000	140.000	140.000	140.000	140.000	140.000
	τa	[N/mm2]	0.850	0.850	0.850	0.850	0.850	0.850
判定			NG	OK	NG	NG	OK	OK

02-6 2径間単純PC桁橋の動的解析による耐震補強検討

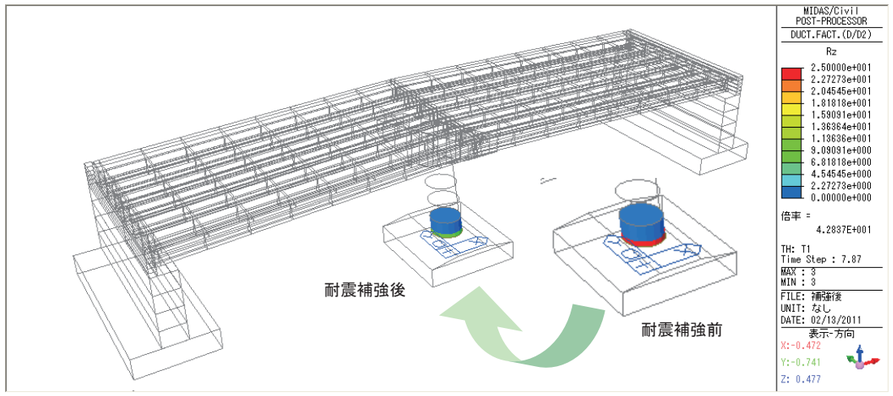
解析結果の比較



橋脚天端の時刻歴応答変位（橋軸方向）



橋脚のモーメント－曲率応答（橋軸方向）



橋脚基部の塑性率（橋軸直角方向最大応答変位時）

03

midas Civil 適用事例_ユーザー編

1.
杭の支持力解析
新日鐵住金株式会社

2.
清見配水池耐震診断
RB オリジナルコンサルタント株式会社

3.
豊田配水池耐震診断
RB オリジナルコンサルタント株式会社

4.
鋼 3 径間非合成鈑桁橋の応答スペクトル解析による耐震補強検討
株式会社建設技研インターナショナル(CTI Engineering International Co., Ltd.)

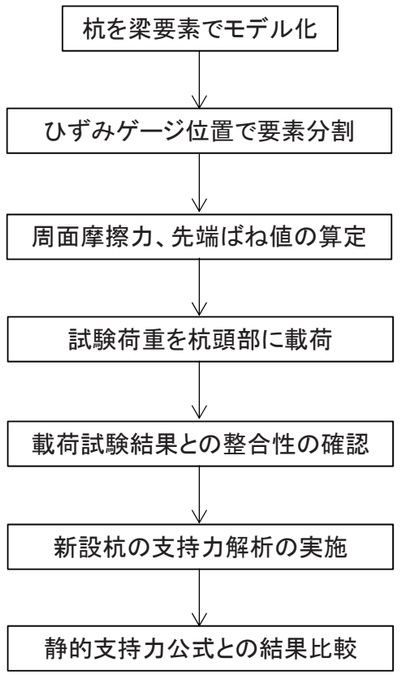
5.
鋼単純ランガーアーチ橋の応答スペクトル解析による耐震補強検討
株式会社建設技研インターナショナル(CTI Engineering International Co., Ltd.)

6.
PC タンクの耐震診断
日中コンサルタント株式会社

03
midas Civil 適用事例_ユーザー編

1.
杭の支持力解析
新日鐵住金株式会社

03-1 杭の支持力解析
新日鐵住金株式会社

解析種別	静的解析
キーワード	許容支持力、杭
解析目的	静的支持力公式での杭の許容支持力を算出した場合、実現象と比較すると、許容支持力を過小評価していると考えられた。そこで、鉛直載荷試験を模擬した解析との比較を行うことで、杭仕様・数量の削減を図った。
解析概要	(1)載荷試験結果の再現 ・梁要素にて杭をモデル化する。 ・載荷試験を再現するために、ひずみゲージ位置で要素を分割する。 ・載荷試験データを基に、各層の周面摩擦力と先端ばね値を算定する。 (2)新規に打込む杭の支持力解析 (3)静的支持力公式により算出した支持力との比較
解析流れ	
関連資料	特になし
担当者の所見	静的支持力算定結果と比較して、解析結果の方が大きな支持力となり、杭本数を約150本削減できる。差の比率に相違が見られる理由は、載荷試験の結果から先端ばねを設定する際に極限値が見られなかったため、載荷重の最大値を極限値に設定したことや、オーガーによる摩擦の低減を考慮したことに起因すると考える。

1.解析条件概要

①載荷試験
- ・杭径：600mm
- ・杭長：25,000mm
- ・工法：打撃

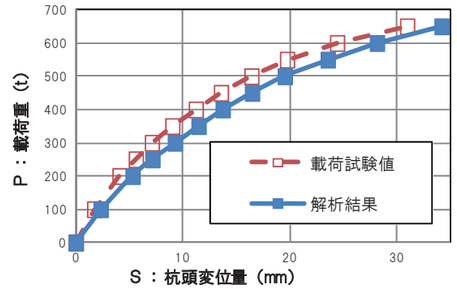
②新設杭
- ・杭径：700mm
- ・杭長：30,000mm
- ・工法：オーガー削孔10m+打撃

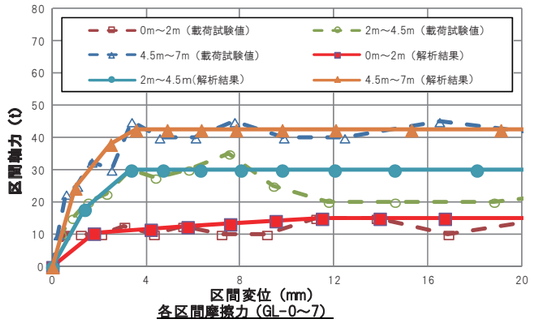
2.解析モデル

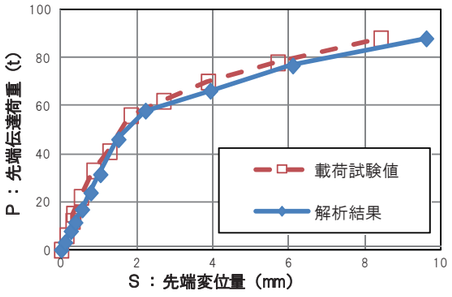
解析モデルは梁モデルとした。

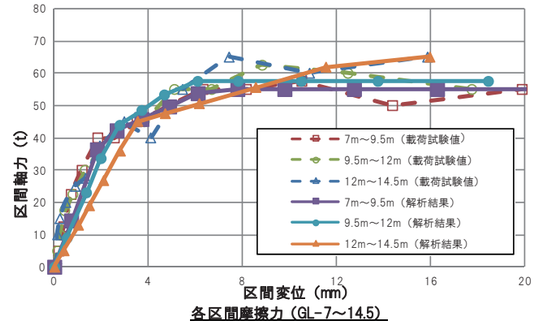
3.載荷試験の再現解析結果

載荷試験値と解析結果にほぼ差異はなく、概ね再現できているといえる。









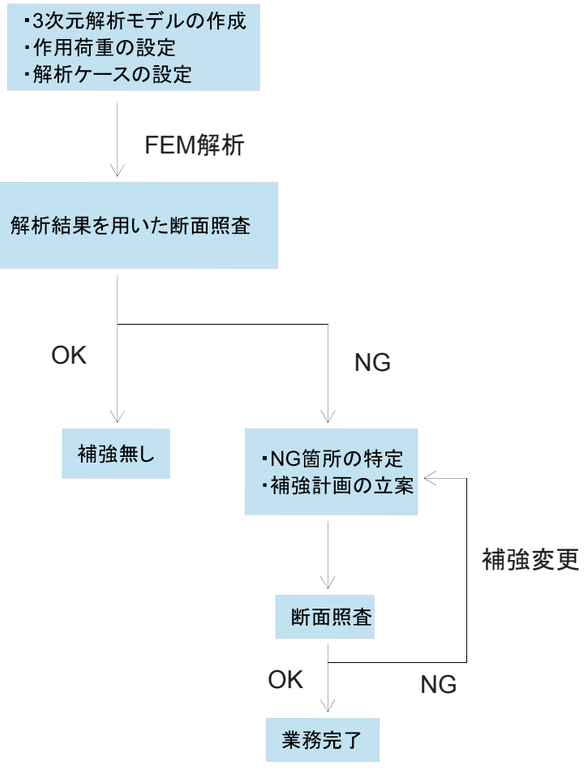
4.新設杭の支持力解析結果と静的支持力公式との比較

静的支持力算定結果と比較して、解析結果の方が大きな支持力となった。

	新設杭	
	解析結果	支持力公式
極限先端支持力	110t	252t
極限周面摩擦力	565t	260t
極限支持力	675t	512t
長期許容支持力	225t	170t
比率	1.32	-

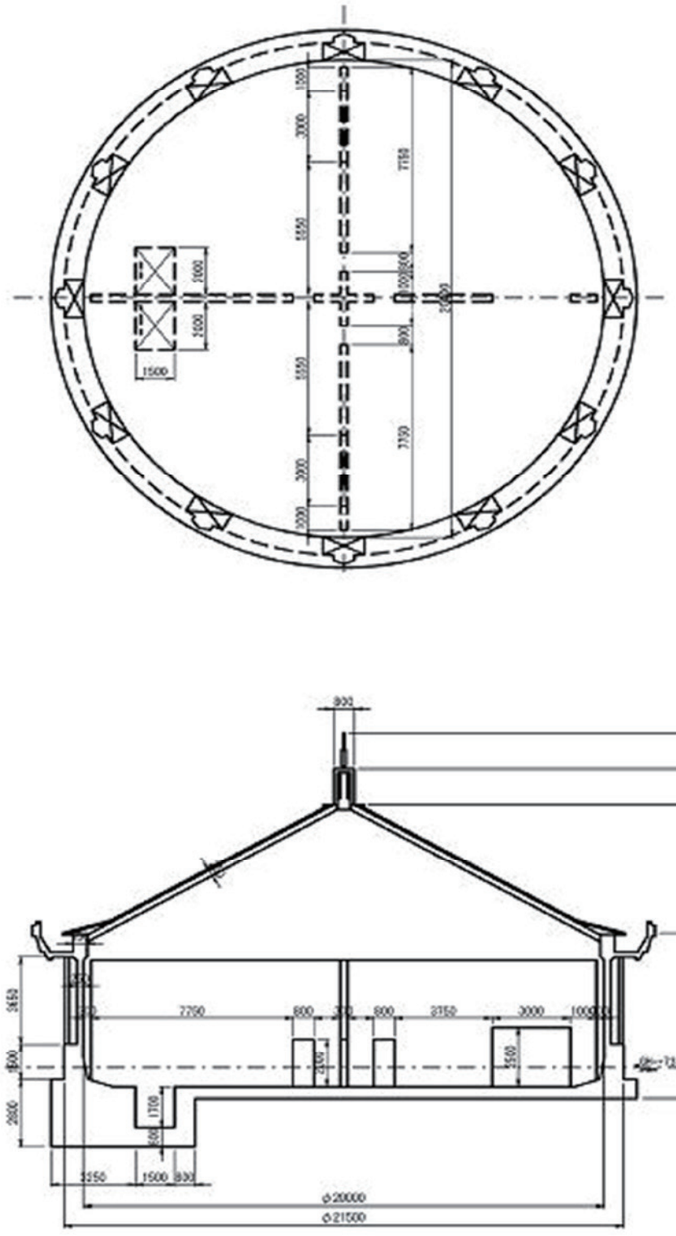
03
midas Civil 適用事例_ユーザー編

2.
清見配水池耐震診断
RB オリジナルコンサルタント株式会社

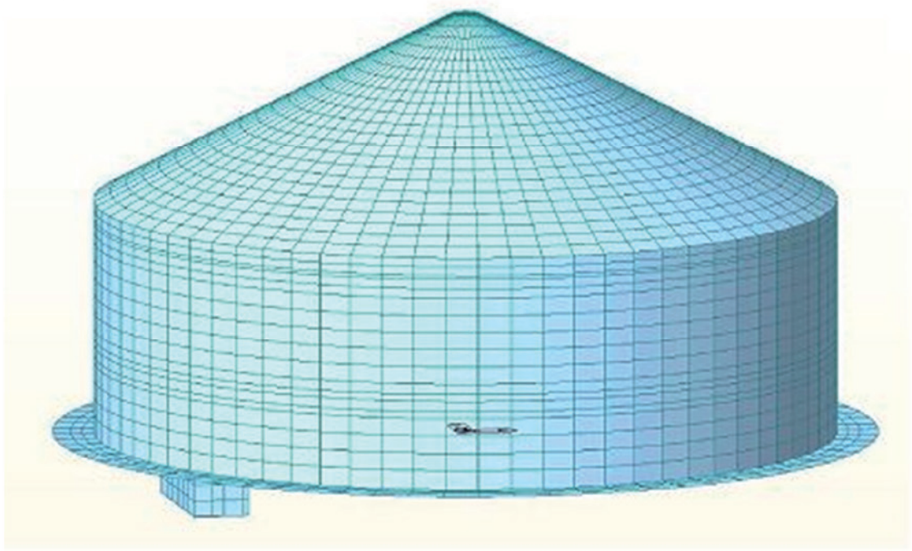
解析種別	3次元FEM解析
キーワード	配水池 耐震補強 FEM
解析目的	耐震補強の概略設計
解析概要	3次元FEM解析により、構造物全体の応力分布を調査し、 各要素毎の作用断面力を用い、断面照査を行う。
解析流れ	
関連資料	道路橋示方書V（H24.3） 水道施設耐震工法指針・解説（2009） 水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（1998）
担当者の所見	断面照査にて超過箇所（NG)が発生した場合、本来は3次元モデルから修正するべきだが、 今回はそれらを考慮せずに、断面照査の段階から修正を行った。

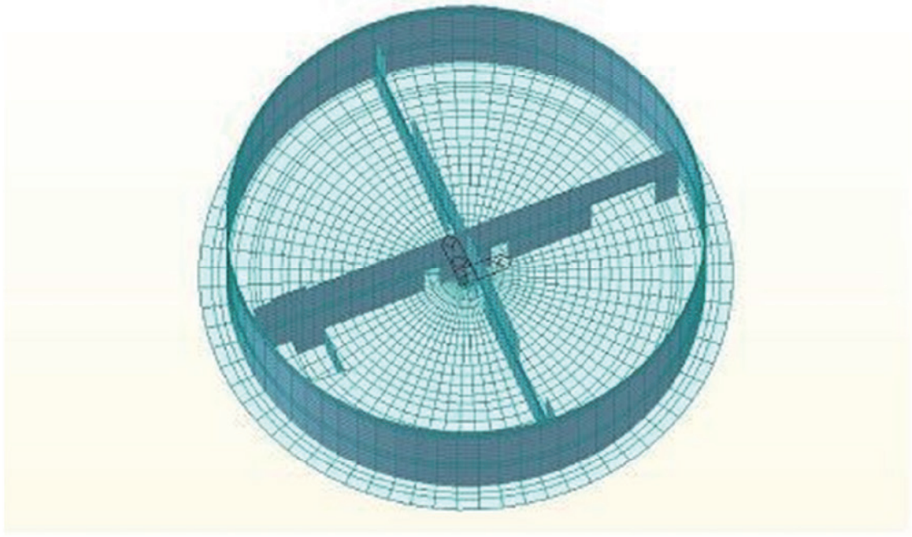
03-2 清見配水池耐震診断
RBオリジナルコンサルタント株式会社

解析対象構造物



解析モデル

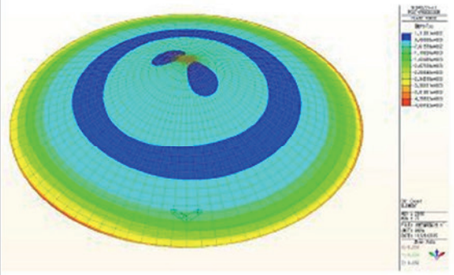




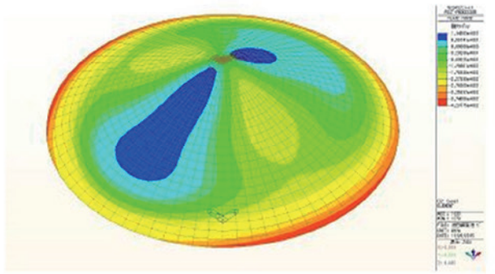
03-2 清見配水池耐震診断
RBオリジナルコンサルタント株式会社

解析結果 軸力

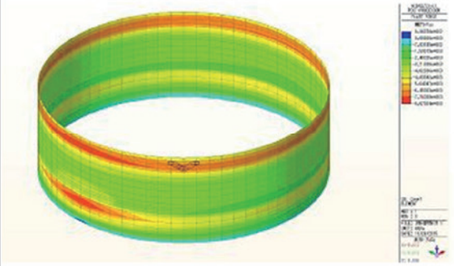
Fxx



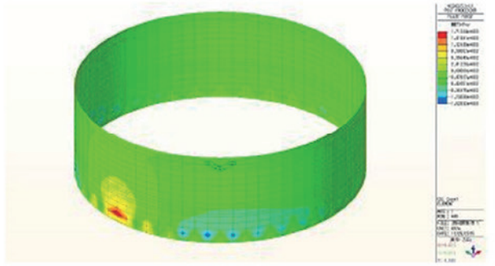
Fyy



Fxx

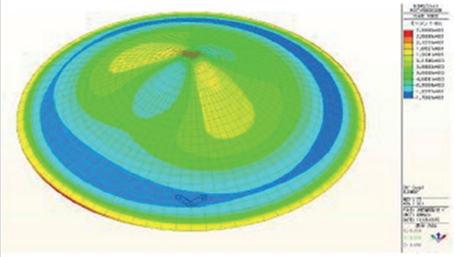


Fyy

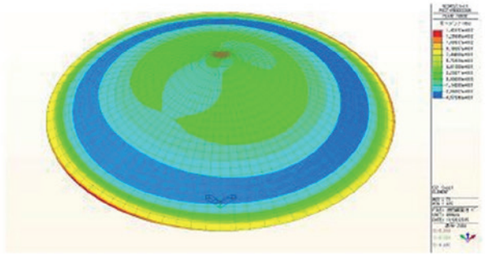


解析結果 モーメント

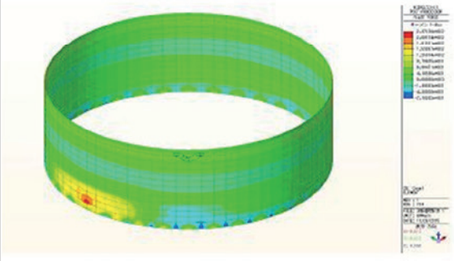
Mxx



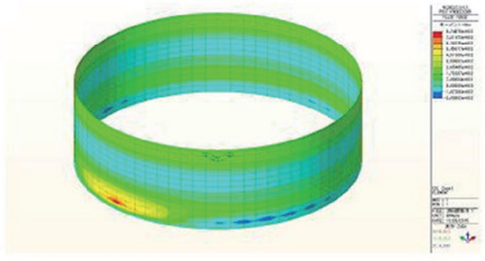
Myy



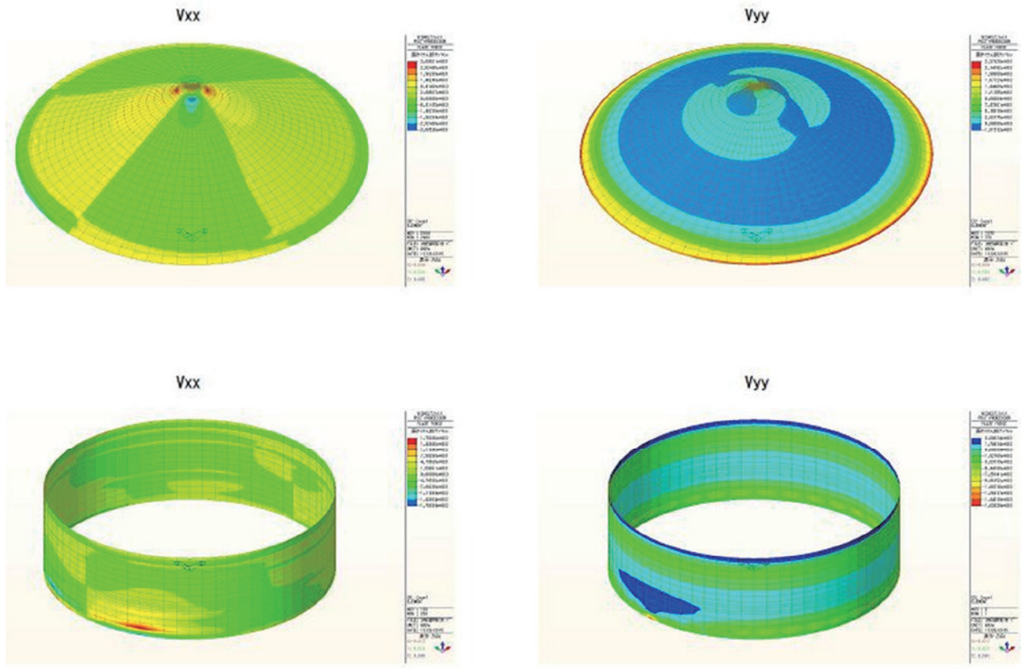
Mxx



Myy

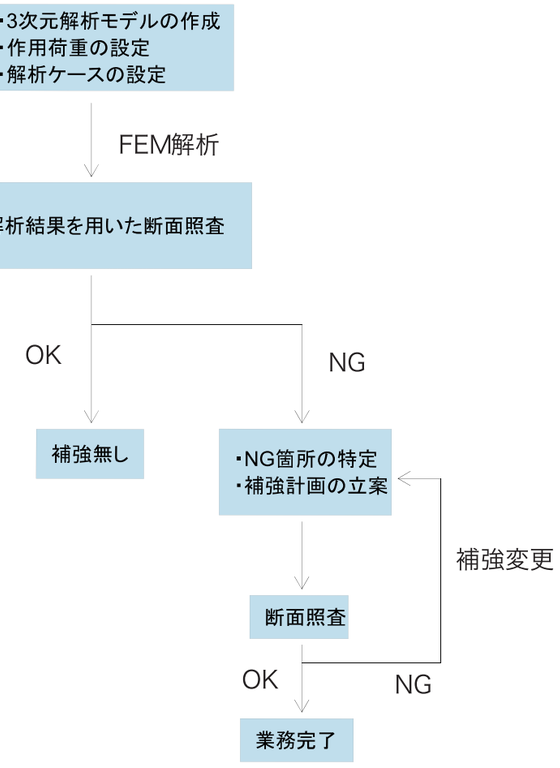


解析結果 せん断力



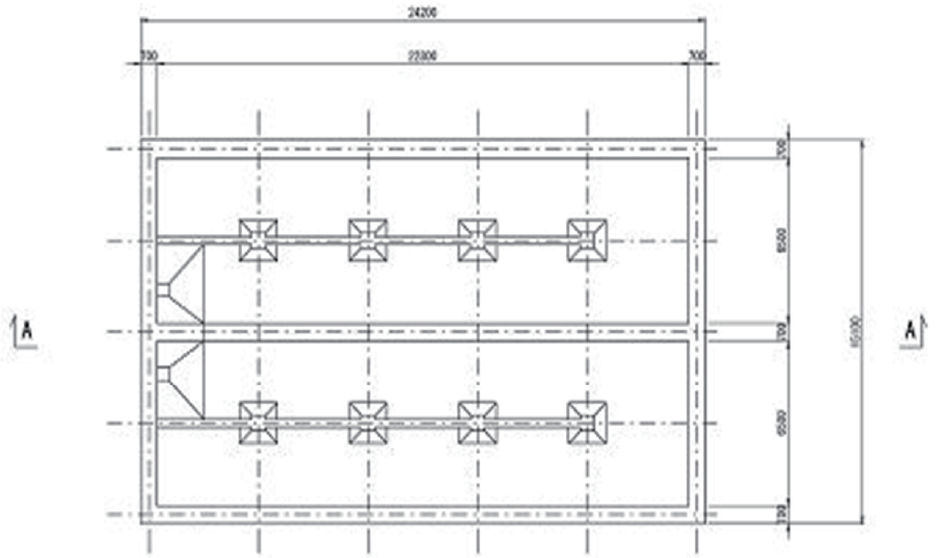
03
midas Civil 適用事例_ユーザー編

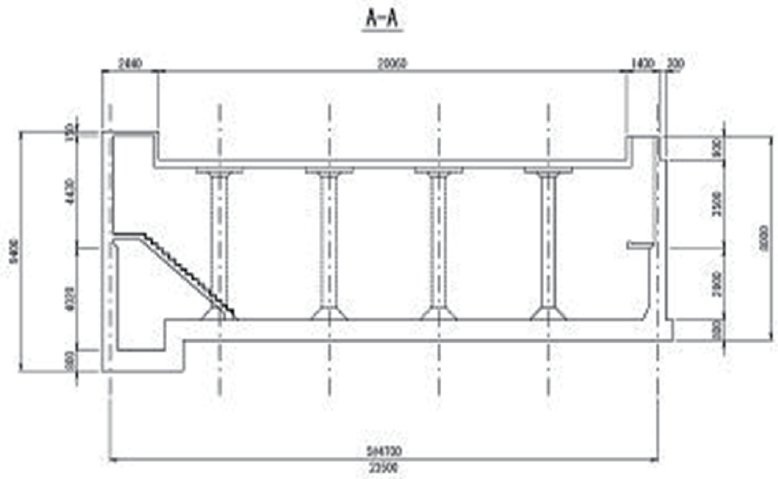
3.
豊田配水池耐震診断
RB オリジナルコンサルタント株式会社

解析種別	3次元FEM解析
キーワード	配水池 耐震補強 FEM
解析目的	耐震補強の概略設計
解析概要	3次元FEM解析により、構造物全体の応力分布を調査し、 各要素毎の作用断面力を用い、断面照査を行う。
解析流れ	
関連資料	道路橋示方書V (H24.3) 水道施設耐震工法指針・解説2009
担当者の所見	断面照査にて超過箇所 (NG)が発生した場合、本来は3次元モデルから修正するべきだが、 今回はそれらを考慮せずに、断面照査の段階から修正を行った。

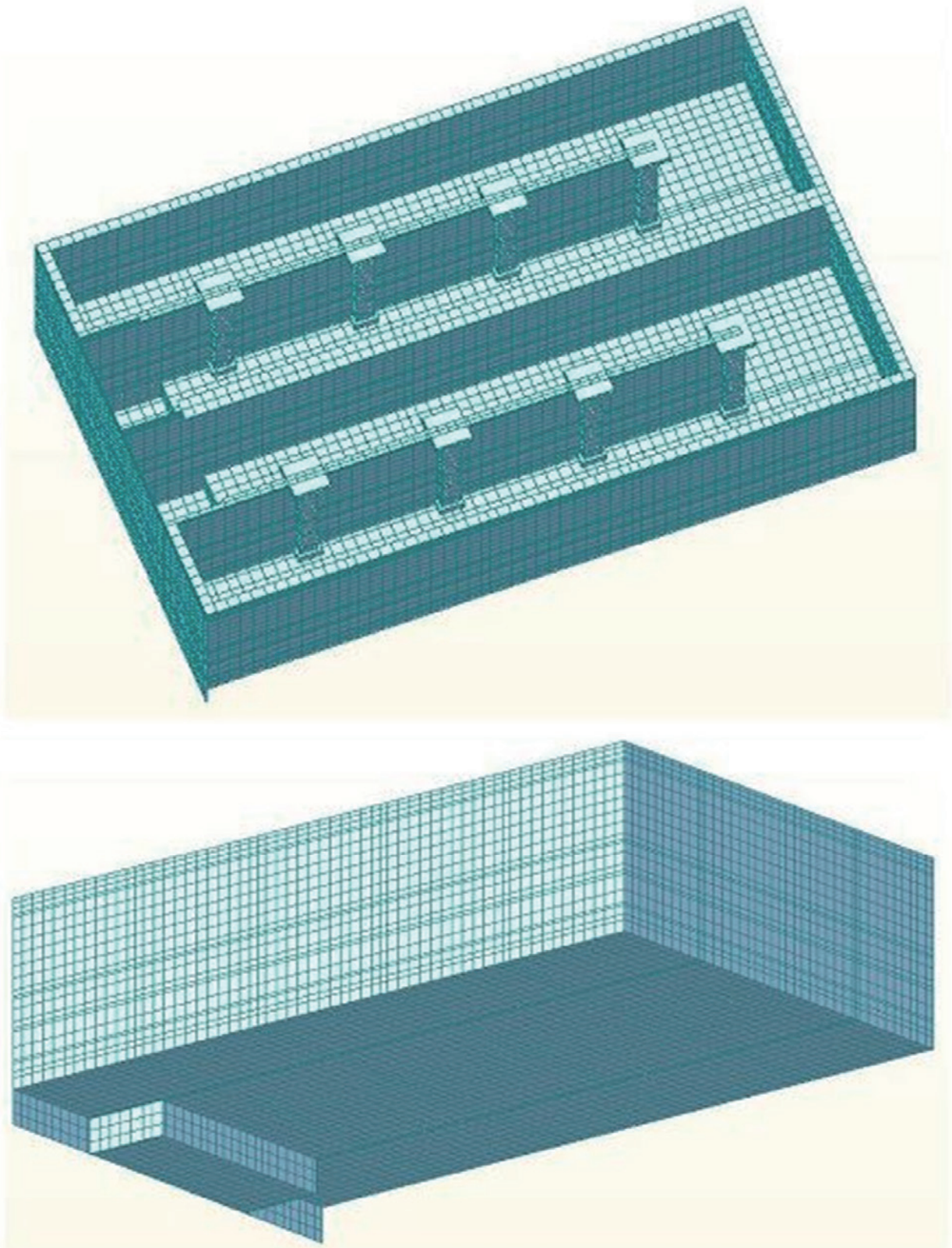
03-3 豊田配水池耐震診断
RBオリジナルコンサルタント株式会社

解析対象構造物



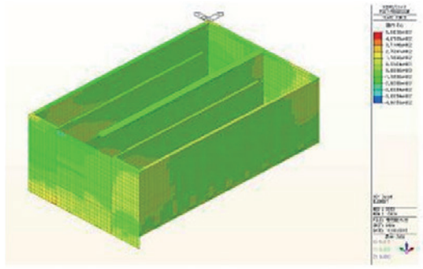


解析モデル

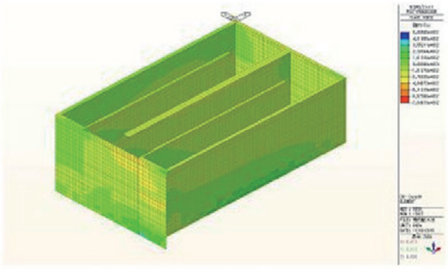


解析結果 軸力

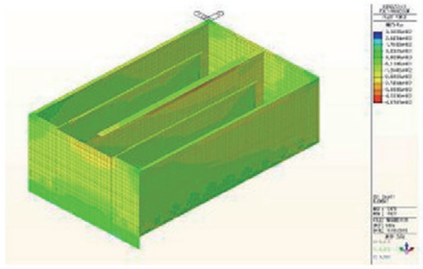
Fxx case9



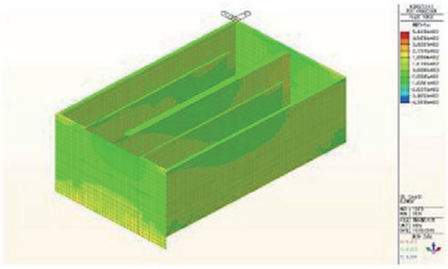
Fxx case10



Fxx case11

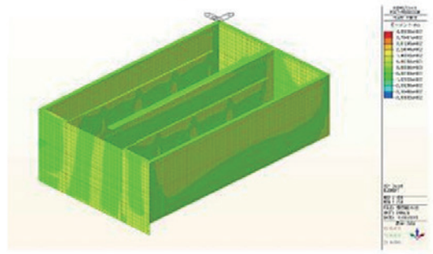


Fxx case12

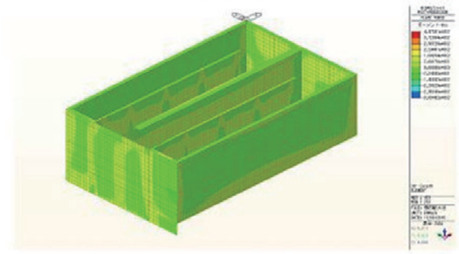


解析結果 モーメント

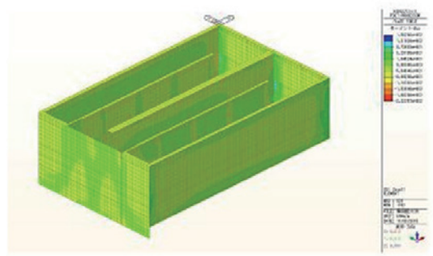
Mxx case9



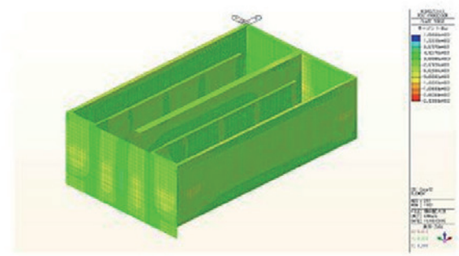
Mxx case10



Mxx case11

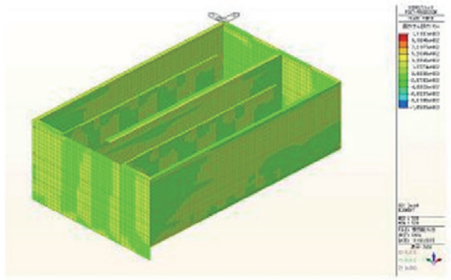


Mxx case12

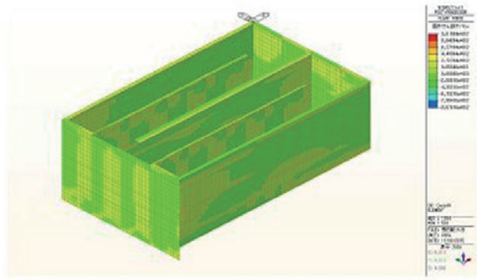


解析結果 せん断力

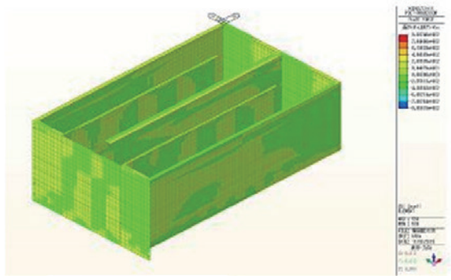
Vxx case9



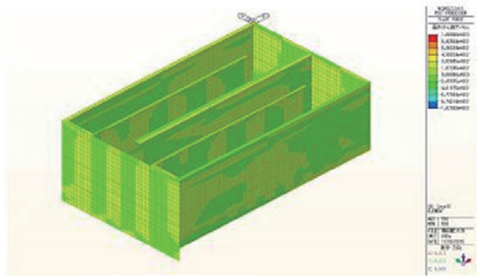
Vxx case10



Vxx case11



Vxx case12



03
midas Civil 適用事例_ユーザー編

4.
鋼 3 径間非合成鈑桁橋の応答スペクトル解析による耐震補強検討
株式会社建設技研インターナショナル(CTI Engineering International Co., Ltd.)

解析種別	3次元線形動的解析（応答スペクトル解析）
キーワード	鋼3径間非合成鈑桁橋、耐震補強、柱巻き立て、増し杭、粘性ダンパー
解析目的	弊社（CTII）が某途上国において策定した新橋梁耐震設計基準に準拠し、対象橋梁の耐震補強設計（基本設計）を行う。
解析概要	・解析手法として、3次元線形動的解析（応答スペクトル解析）を選定 ※ひずみエネルギー比例減衰、CQC法の適用 ・設計スペクトルは、CTIIが新耐震基準において提案したものを適用（再現期間1000 年） ・解析モデルに耐震補強（柱巻き立て、増し杭および粘性ダンパー）を考慮 ・トライアル計算により、新耐震基準を満足する耐震補強案を検討
解析流れ	［設計条件の設定］ ・現橋構造緒元の整理 ・荷重条件（死荷重、活荷重、荷重の組み合わせ、設計スペクトル） ・土質条件（土質定数、液状化判定） ・材料条件（既設構造および新規構造の材料構成則） ↓ 簡易な計算による現橋耐震性能の照査 ↓ 耐震補強計画（工法選定） ↓ ［静的計算による耐震補強案の検討］ 以下についてトライアル計算により耐震補強の構造緒元を決定 ・柱の巻き立て厚 ・増し杭（場所打ち杭）の杭径・本数 ・粘性ダンパーを設置する橋脚、ダンパーの規格・本数 ↓ 耐震補強案のモデル化（線形要素による3次元モデル） ↓ 動的解析（応答スペクトル解析）による耐震補強案の最終化
関連資料	・CTIIが某途上国において策定した新橋梁耐震設計基準（LRFDベース） ・AASHTO LRFD 6th edition（2012年）
担当者の所見	応答スペクトル解析への粘性ダンパーの適用手法は確立されておらず、時刻歴応答解析による結果との比較が必要

03-4 鋼3径間非合成鈑桁橋の応答スペクトル解析による耐震補強検討
株式会社建設技研インターナショナル (CTI Engineering International Co., Ltd.)

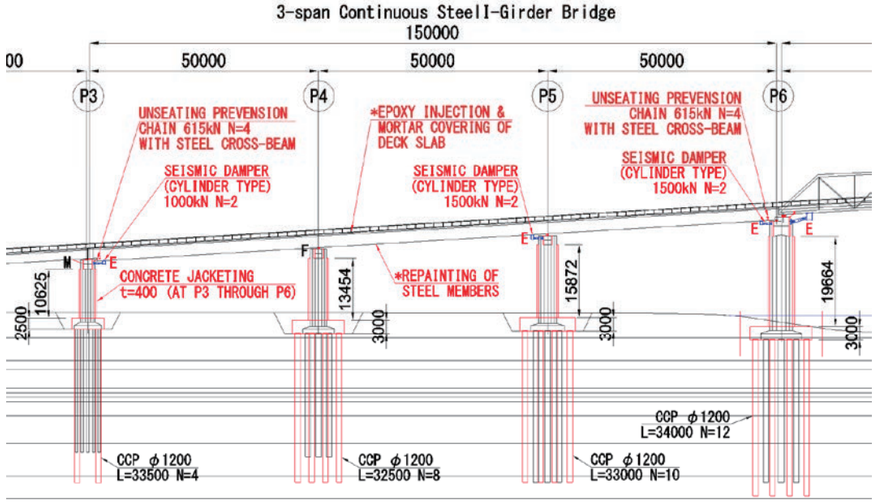
1. 耐震補強計画

［P3橋脚］
- コンクリート巻き立て（巻き立て厚40cm）
- 橋脚増し杭（場所打ち杭φ1200×4本）
- 落橋防止チェーン，せん断キーの設置
- 粘性ダンパー設置（1000kN規格×2ヵ所）

［P4橋脚］
- コンクリート巻き立て（巻き立て厚40cm）
- 橋脚増し杭（場所打ち杭φ1200×8本）

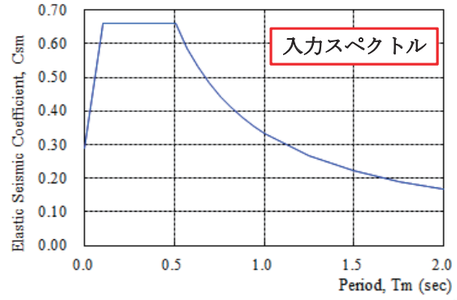
［P5橋脚］
- コンクリート巻き立て（巻き立て厚40cm）
- 橋脚増し杭（場所打ち杭φ1200×10本）
- 落橋防止チェーン，せん断キーの設置
- 粘性ダンパー設置（1500kN規格×2ヵ所）

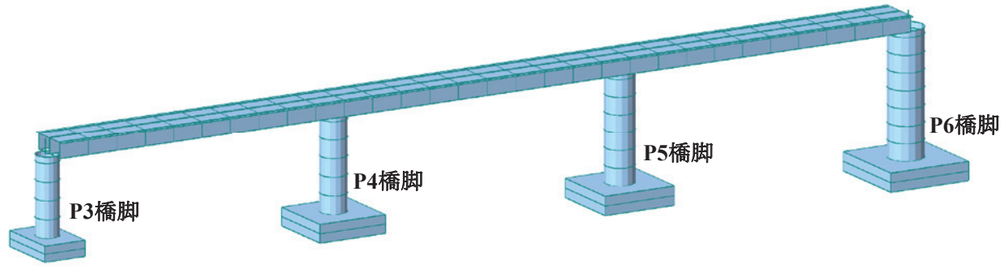
［P6橋脚］
- コンクリート巻き立て（巻き立て厚40cm）
- 橋脚増し杭（場所打ち杭φ1200×12本）
- 落橋防止チェーン，せん断キーの設置
- 粘性ダンパー設置（1500kN規格×2ヵ所）



2. モデル化

- 応答スペクトル解析
- モードの重ね合わせ：CQC法
- 入力スペクトル：再現期間1000年
- ひずみエネルギー比例減衰
- 減衰定数 － 鋼材：1%
  － コンクリート：2%
  － 基礎バネ：10%



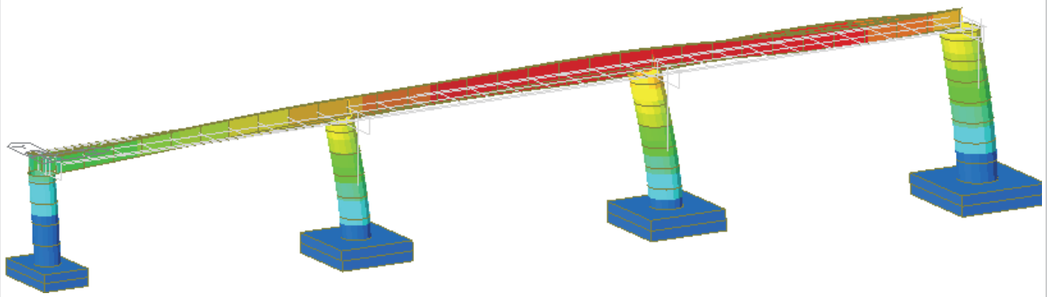


4. 解析結果

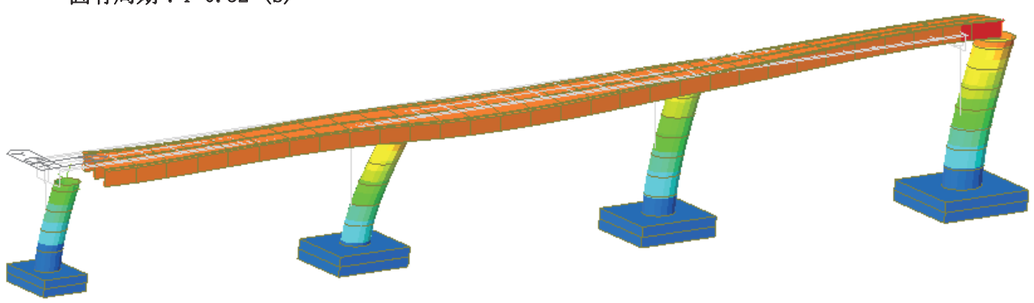
4-1. 固有値解析結果

Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance
1	10.970874	1.746069	0.572715	1.1807e-016
2	12.002307	1.910226	0.523498	0.0000e+000
3	12.008501	1.911212	0.523228	7.8837e-016
4	13.880430	2.209139	0.452665	1.4752e-016
5	14.965817	2.381884	0.419836	5.0759e-016
6	17.019005	2.708659	0.369186	5.8875e-016
7	17.534592	2.790717	0.358331	1.2942e-015
8	19.934510	3.172676	0.315191	0.0000e+000
9	23.004665	3.661306	0.273127	2.1482e-016
10	24.390807	3.881918	0.257605	5.7330e-016

4-2. 下部工橋軸直角方向1次モード (Mode No.1)
固有周期：T=0.57 (s)



4-3. 下部工橋軸方向1次モード (Mode No.2)
固有周期：T=0.52 (s)



03
midas Civil 適用事例_ユーザー編

5.
鋼単純ランガーアーチ橋の応答スペクトル解析による耐震補強検討
株式会社建設技研インターナショナル(CTI Engineering International Co., Ltd.)

03-5 鋼単純ランガーアーチ橋の応答スペクトル解析による耐震補強検討

株式会社建設技研インターナショナル (CTI Engineering International Co., Ltd.)

解析種別	3次元線形動的解析（応答スペクトル解析）
キーワード	鋼単純ランガーアーチ橋、耐震補強、柱巻き立て、増し杭、粘性ダンパー
解析目的	弊社（CTII）が某途上国において策定した新橋梁耐震設計基準に準拠し、対象橋梁の耐震補強設計（基本設計）を行う。
解析概要	・解析手法として、3次元線形動的解析（応答スペクトル解析）を選定 ※ひずみエネルギー比例減衰、CQC法の適用 ・設計スペクトルは、CTIIが新耐震基準において提案したものを適用（再現期間1000 年） ・解析モデルに耐震補強（柱巻き立て、増し杭および粘性ダンパー）を考慮 ・トライアル計算により、新耐震基準を満足する耐震補強案を検討
解析流れ	［設計条件の設定］ ・現橋構造緒元の整理 ・荷重条件（死荷重、活荷重、荷重の組み合わせ、設計スペクトル） ・土質条件（土質定数、液状化判定） ・材料条件（既設構造および新規構造の材料構成則） ↓ 簡易な計算による現橋耐震性能の照査 ↓ 耐震補強計画（工法選定） ↓ ［静的計算による耐震補強案の検討］ 以下についてトライアル計算により耐震補強の構造緒元を決定 ・柱の巻き立て厚 ・増し杭（場所打ち杭）の杭径・本数 ・粘性ダンパーの規格・本数 ↓ 耐震補強案のモデル化（線形要素による3次元モデル） ↓ 動的解析（応答スペクトル解析）による耐震補強案の最終化
関連資料	・CTIIが某途上国において策定した新橋梁耐震設計基準（LRFDベース） ・AASHTO LRFD 6th edition（2012年）
担当者の所見	応答スペクトル解析への粘性ダンパーの適用手法は確立されておらず、時刻歴応答解析による結果との比較が必要

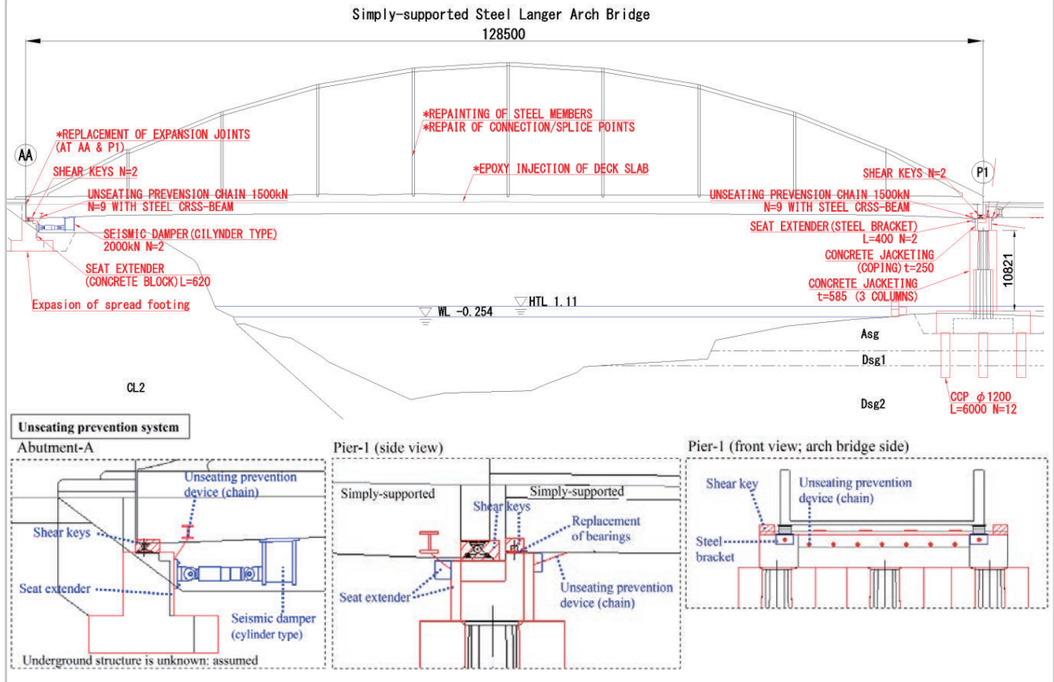
03-5 鋼単純ランガーアーチ橋の応答スペクトル解析による耐震補強検討

株式会社建設技研インターナショナル (CTI Engineering International Co., Ltd.)

1. 耐震補強計画

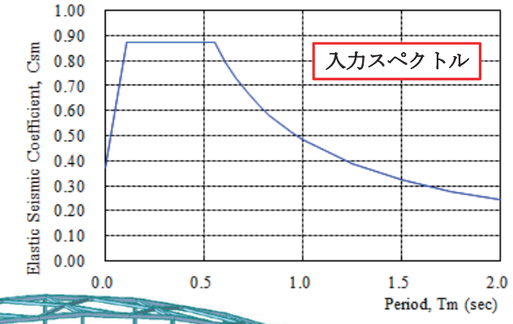
［A1橋台］
- 粘性ダンパー設置（2000kN規格×2ヵ所）
- 直接基礎拡大
- 落橋防止チェーン, せん断キーの設置

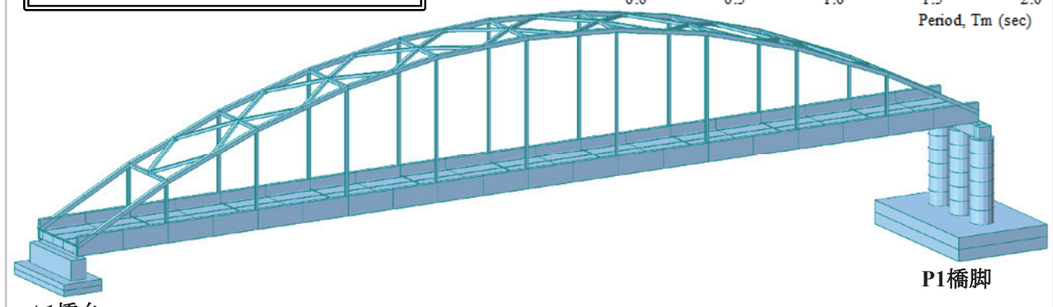
［P1橋脚］
- コンクリート巻き立て（巻き立て厚25cm）
- 橋脚増し杭（場所打ち杭φ1200×12本）
- 落橋防止チェーン, せん断キーの設置



2. モデル化

- 応答スペクトル解析
- モードの重ね合わせ：CQC法
- 入力スペクトル：再現期間1000年
- ひずみエネルギー比例減衰
- 減衰定数 － 鋼材：1%
  － コンクリート：2%
  － 基礎バネ：10%



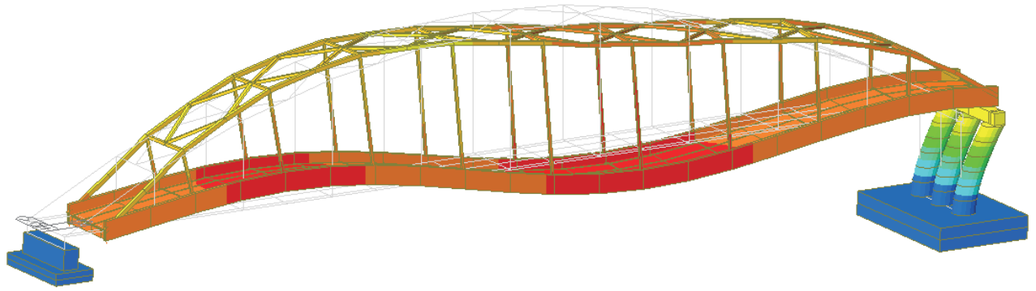


4. 解析結果

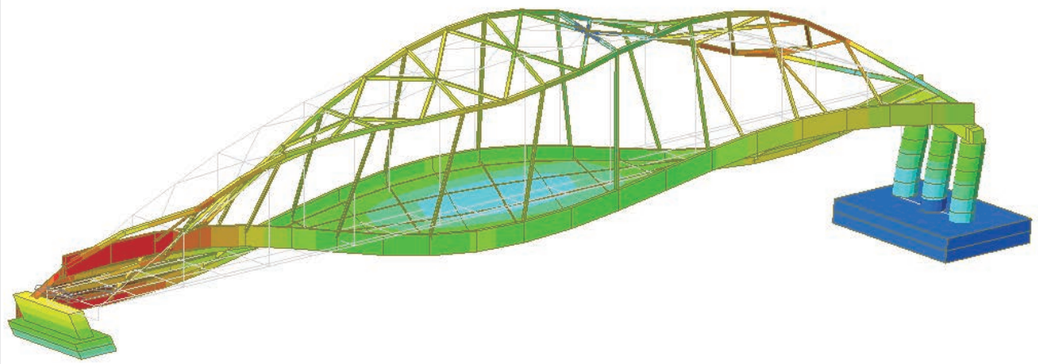
4-1. 固有値解析結果

Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance
1	5.830517	0.927956	1.077638	4.1803e-016
2	5.978904	0.951572	1.050893	0.0000e+000
3	9.688675	1.542001	0.648508	4.5416e-016
4	10.213951	1.625601	0.615157	4.0865e-016
5	10.814957	1.721254	0.580972	1.2150e-016
6	10.853715	1.727422	0.578897	6.0316e-016
7	14.180449	2.256888	0.443088	0.0000e+000
8	15.020508	2.390588	0.418307	3.7792e-016
9	18.546349	2.951743	0.338783	0.0000e+000
10	20.161770	3.208845	0.311639	2.7967e-016

4-2. 下部工橋軸方向1次モード (Mode No.5)
固有周期：T=0.58 (s)

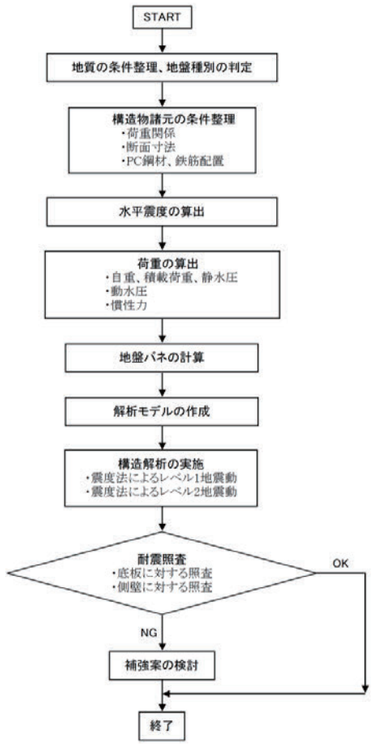


4-3. 下部工橋軸直角方向1次モード (Mode No.9)
固有周期：T=0.34 (s)



03
midas Civil 適用事例_ユーザー編

6.
PC タンクの耐震診断
日中コンサルタント株式会社

解析種別	PCタンクの耐震診断
キーワード	PCタンク、耐震診断、静的解析。動的解析
解析目的	水道用プレストレストコンクリートタンクの耐震診断
解析概要	PCタンクの側壁、底版および屋根を一体として、3次元FEMにモデル化する。地盤に関して、水平方向、鉛直方向の線形バネによってモデル化する。
解析流れ	
関連資料	水道施設耐震工法指針・解説、2009年版、(社)日本水道協会 水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説、1998年版、(社)日本水道協会 貯水用円筒形PCタンク設計施工規準、2005年版、(社)プレストレストコンクリート技術協会
担当者の所見	

1.概要

配水所2号池(水道用プレストレストコンクリートタンク)の耐震診断方法および診断結果に関して述べたものである。

2.解析モデル

PCタンクの側壁、底版および屋根を一体として、3次元FEMにモデル化する。地盤に関して、水平方向、鉛直方向の線形バネによってモデル化する。

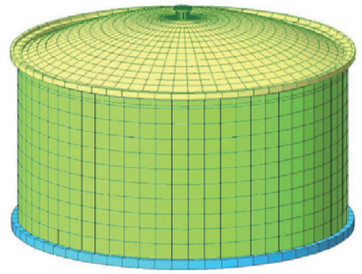


図 7.1　PC タンクの全体モデル

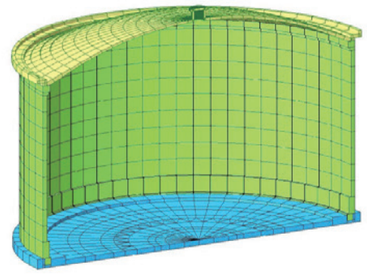


図 7.2　横から見た全体モデルの半分

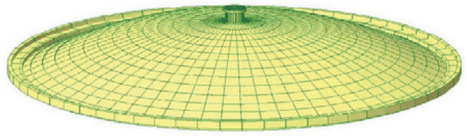


図 7.3　屋根のモデル

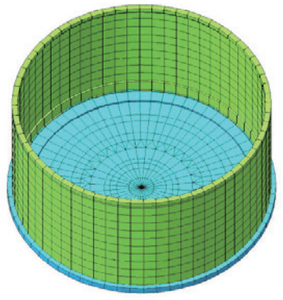


図 7.4　側壁と底版のモデル

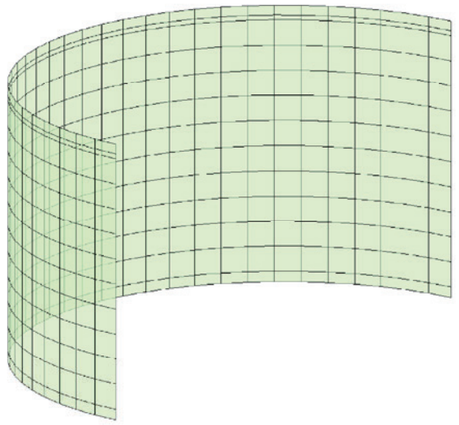
3.解析条件

タンクの耐震診断に用いられる設計水平震度は、「水道耐震指針より、方法4で算出する。
方法4:「PCタンク指針」に基づき、地盤種類およびPCタンクの固有周期より算出する。

4.解析結果

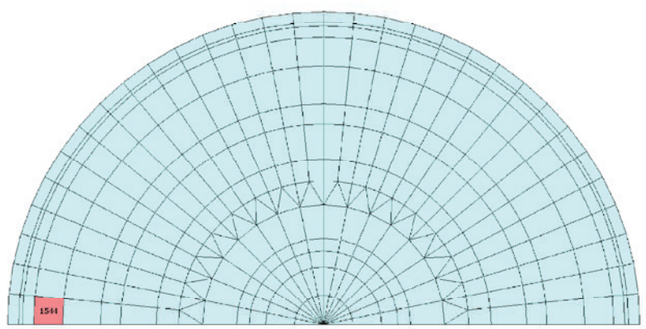
レベル1地震動時のNG箇所

PC タンク側壁



注： NG 箇所は無し

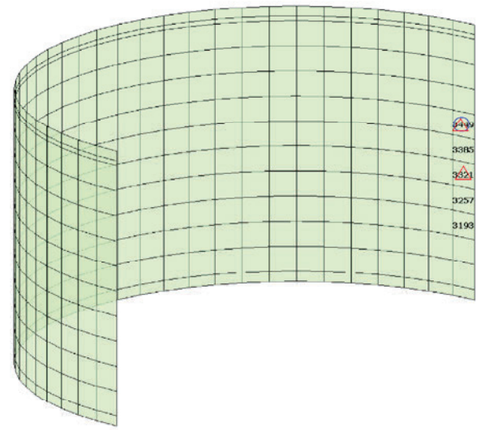
PC タンク底版



注： 黒字で表示する要素は鉄筋曲げ応力度照査による NG 箇所

レベル1地震動時のNG箇所

PC タンク側壁

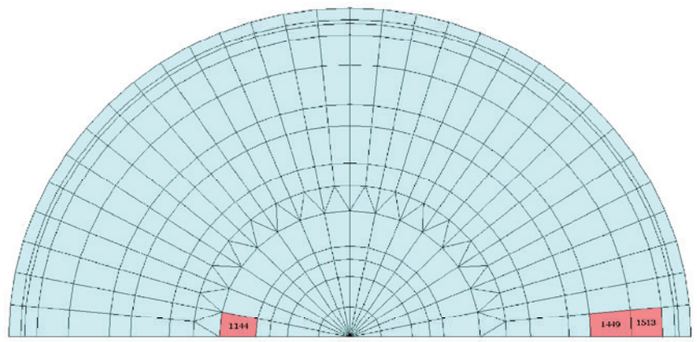


注： 黒字で表示する要素は円周方向軸引張力による NG 箇所

△ で表示する要素は終局曲げ耐力による NG 箇所

○ で表示する要素は円周方向応答ひずみによる NG 箇所

PC タンク底版



注： 黒字で表示する要素は終局曲げ耐力による NG 箇所

04

midas Civil 適用事例_研究論文編

1.
有限要素法を用いた耐震補強時における
橋梁上部工端横桁の耐荷力照査に関する研究
コンクリート工学年次論文集

2.
名護のひんぷんガジュマル倒木対策について
社団法人沖縄県測量建設コンサルタンツ協会

3.
周辺地盤を考慮した群杭基礎の地震応答解析法に関する一考察
土木学会北海道支部 論文報告集

4.
異なる基礎形式を有する
基礎–地盤系モデルの地震応答特性に関する一考察
地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集

5.
特殊橋梁における耐震性能調査について
奈良県吉野土木事務所

6.
RC 製ロックシェッド模型の重錘落下衝撃挙動に関する
二次元骨組解析法の妥当性検討
コンクリート工学年次論文集

7.
THE DESIGN OF A NETWORK ARCH BRIDGE CROSSING
OVER ARACHOS RIVER IN ARTA, GREECE
IBSBI 2014, Athens, Greece

8.
THREE DIMENSIONAL GLOBAL NONLINEAR TIME HISTORY
ANALYSES OF INSTRUMENTED BRIDGES TO VALIDATE CURRENT
BRIDGE SEISMIC DESIGN PROCEDURES
el CSMIP Paper, 2013

04

midas Civil 適用事例_研究論文編

1.
有限要素法を用いた耐震補強時における
橋梁上部工端横桁の耐荷力照査に関する研究
コンクリート工学年次論文集

04-1 有限要素法を用いた耐震補強時における橋梁上部工端横桁の耐荷力照査に関する研究_コンクリート工学年次論文集

宮城　敏明[*1]・富山　潤[*2]・金田　一男[*3]・安次富　豪[*4]

要旨：近年，大地震時における既設橋梁上部工の落橋防止や橋梁全体系の耐震性能向上を目的に，上部構造の端横桁を PC 鋼材等により連結する耐震補強が行われている。橋梁全体系の耐震性能向上を目的に設置された PC 鋼材に生じる引張力は，動的解析を行った結果，落橋防止構造で想定している引張力より大きく，端横桁に対するより詳細な照査が必要と考えられた。そこで本研究では，有限要素法を用い端横桁の補強を目的とした増しコンクリートの影響も併せて評価した。有限要素法では増しコンクリートと既設コンクリートの付着強度をインターフェイス要素で表現し，端横桁補強における増しコンクリートの有効性が確認できた。

キーワード：有限要素法，橋梁，耐震補強，上部工連結工法，増しコンクリート，動的解析

1. はじめに

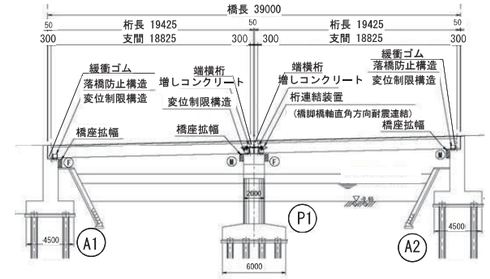
本論文は，橋全体系の耐震補強として上部構造に連結 PC 鋼材を取り付けた既設 PCT 桁橋の端横桁を研究対象とし，地震時における端横桁の補強および耐荷力照査の検討を有限要素法により行うものである。

既設橋梁に対し落橋防止システムとして，上部構造と下部構造を PC 鋼材等により連結する落橋防止構造が行われている。落橋防止構造の設計においてはパラペットや端横桁等に作用する設計地震荷重に $1.5R_d$（R_d：死荷重反力）を用い，曲げやせん断に対する応力照査が行われている [1),2)]。一方，既設河川橋における耐震補強工法として，経済性および施工性の優位性から橋脚に直接補強を施さない上部構造を連結する変位拘束工法が採用されてきている [3)]。変位拘束工法とは，地震時に上部構造に生じる水平変位を橋台等により拘束する工法や，上部構造同士を連結して互いの変位を抑制したりする工法を指しており，橋脚に作用する慣性力の低減を図り，橋梁全体の耐震性能を向上させる工法である。

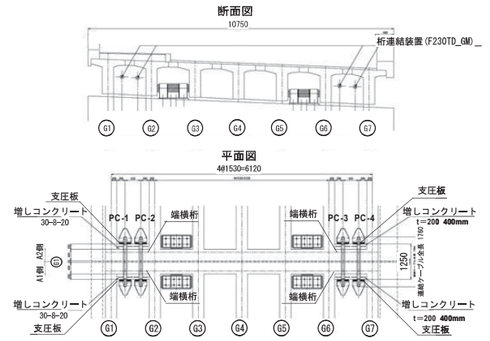
このような耐震補強を行う場合，地震時の PC 鋼材への作用力は落橋防止構造で用いられる設計地震荷重よりも大きいことが予想される。そこで本研究では，実橋梁を検討対象とし，その上部構造の端横桁に PC 鋼材を配置することによって上部構造同士を連結させ，動的解析により PC 鋼材への作用力を算出した。算出した作用力は予想の落橋防止構造の設計地震荷重 $1.5R_d$ よりかなり大きいため，端横桁の耐荷力に関する詳細な応力照査を，3 次元有限要素解析に基づいて行った。なお，端横桁の補強として増しコンクリートを設置し，その補強効果も検討した。

2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁は，**図ー1** に示す橋長＝39.0m(スパン＝18.8m+18.8m)，2 径間単純 PC-POS-T 桁橋である。橋脚は円柱形状 φ2.0m，橋脚高は約 4m，基礎は杭基礎（鋼管杭 φ600mm）である。本橋梁に対し，**図ー2** に示すように PC 鋼材により上部工を連結する耐震補強を行う [3)]。



図ー1　解析対象橋梁（耐震補強）



図ー2　PC 鋼材による上部構造連結

*1 北斗設計（株）　技術統括部長　博士（工学）(正会員)
*2 琉球大学　工学部環境建設工学科准教授　博士（工学）　(正会員)
*3 （株）ホープ設計　技術管理部設計部構造部長　工修　(正会員)
*4 琉球大学　工学部環境建設工学科　学部生

3. 動的解析

3.1 動的解析の概要

本橋梁の耐震補強の基本方針に基づき，橋梁全体系の動的解析モデルを**図－3** のように作成した。既設上部構造を，一本棒の線形梁要素としてモデル化した。ただし，PC 鋼材および橋梁の遊間に挿入された緩衝ゴムの影響を解析上で考慮できるように，橋脚上における端横桁を剛の部材としてモデル化した。既設支承は，固定(F)・可動(M)に相当するばね定数に置き換えてモデル化した。橋脚のモデル化においては，フーチングおよび張出梁は線形梁要素とし，柱は非線形梁要素(M-φモデル)を適用した。なお，M-φの履歴特性は修正武田型トリリニアモデル用いた [4]。両側の橋台において，パラペットは M-φバイリニアモデルとし，躯体は断面が剛であることから線形モデルとする。基礎杭の影響は，道路橋示方書・下部構造編に準じて，鉛直・水平及び回転ばねにより評価した。また，盛土のモデルを道路橋示方書Ⅳ下部構造編に基づいた非線形ばねを用いる。

図－2 に示すように，PCT 桁 G1～G2，G6～G7 間の端横桁に 2 本ずつの PC 鋼材を配置しているため，地震動に伴って上部工に相対変位が生じる際に，これらの PC 鋼材に引張力が発生する。本論文では，PC 鋼材をばねに置き換えて評価する。また，動的解析結果の最大引張力に対し降伏耐力以下となるように PC 鋼材の径と材質を定めた。その結果，PC 鋼材（φ10.8×19 本，1740mm^2，長さ 1250mm）のばね定数を式(1)によって算定した。

$$K_{PC} = \frac{A_s}{l} E_s = 278.5\ kN/mm \qquad (1)$$

ここに，K_{PC}：連結 PC 鋼材 1 本当たりのばね定数，A_s：連結 PC 鋼材 1 本当たりの断面積（φ10.8×19 本より：1740 mm^2），l：連結 PC 鋼材の長さ(1250 mm)，E_s：鋼材の弾性係数(2.0×10^3 N/mm^2)。

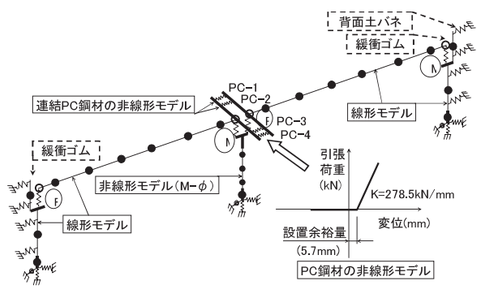
図－3 においては PC 鋼材の非線形モデルを併せて示している。このモデルは，地震時の引張力しか生じない非線形バイリニア（引張のみ）モデルとし，PC 鋼材の設置余裕量 5.7mm を考慮したものである。なお，ここでは，橋脚上における上部構造の端横桁に配置した PC 鋼材に生じる引張力を，動的解析によって求めることが主目的であることから，緩衝ゴムや橋脚の非線形モデル等の詳細についての説明は割愛する。

解析手法として，入力地震動の時間刻みを 0.001 秒とし，応答出力における時間刻みを 0.01 秒とした。減衰はひずみエネルギー比例減衰を採用し，積分法は直接積分法を用いた。

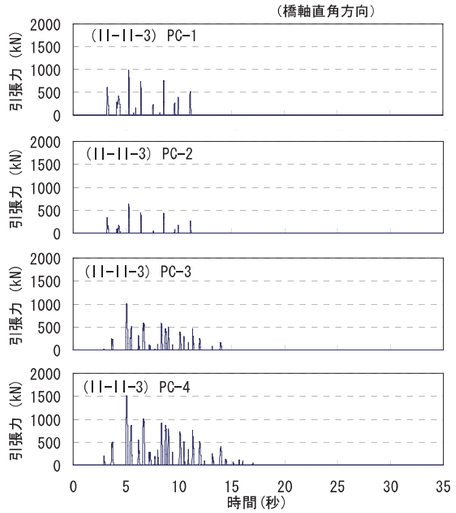
3.2 動的解析結果

図－4 に道路橋示方書・耐震設計編に示されたレベル 2 地震動(II-II-3)を用いて算出した PC 鋼材の引張力の応答時刻歴を示す。なお，**図－4** には応答値が大きい橋軸直角方向の解析結果を示す。図から分かるように，各 PC 鋼材に生じる応答値は桁間の開き具合による差が生じており，その中で PC-4 鋼材の応答値が最も大きくなる。**図－5** に PC-4 鋼材に生じる荷重-変形の応答履歴を示す。図から分かるように，上部構造の開きが設置余裕量 5.7mm を超えると，PC 鋼材が作動し上部構造の変位を拘束することになる。その際に生じる最大引張力（拘束力）は 1512.6kN である。

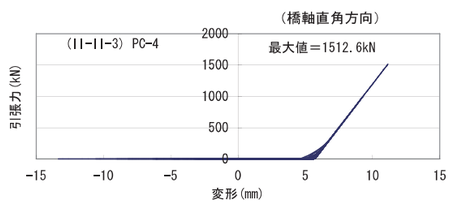
道路橋示方書における落橋防止構造の設計地震力 H_F は 1.5R_d（R_d：死荷重反力）が用いられる。本橋梁上部工における H_F は 1.5Rd=1.5×1450kN=2175kN（2175÷4 本＝543.75kN/本）である。したがって，落橋防止構造の設計地震力 H_F に比べ約 2.8 倍の大きな作用荷重となる。



図－3　対象橋梁の動的解析モデル図(midasCivil)



図－4　PC 鋼材に生じる荷重の履歴応答



図－5　連結 PC 鋼材の荷重-変形の履歴応答

4. 有限要素解析に基づく端横桁の耐荷力照査

落橋防止構造の設計における横桁の照査 [1),2)]においては，横桁を主桁に完全固定される等の簡単なモデル化を行い，曲げモーメント，圧縮破壊耐力，引張破壊耐力および押抜きせん断による照査を行っている。しかしながら，増しコンクリートで補強した横桁の場合，幅と厚さの比が 2：1 程度となり，設計時のモデルと違いがあることから，有限要素法を用いて端横桁の補強および耐荷力の詳細な検討を行った。なお，有限要素解析では，動的解析より得られた PC 鋼材の引張力を荷重とした静的解析とし，解析ソフトは，midas FEA を用いた。

4.1 解析モデルおよび解析条件

(1) 解析モデル

解析モデルの軸長は，予備解析を行い，端横桁の応力値に影響を与えない長さを検討し，5.0m とした。コンクリートおよび PC 鋼材は四面体 2 次要素でモデル化した。なお，解析に用いる材料は**表－1** に示す物性値とする弾性体としている。また，解析においては増しコンクリートと既設コンクリートとの付着強度の影響を考慮することを目的に両部材の接合面にインターフェイス要素 [5)] を導入した。なお，本研究において動的解析より得られた荷重は比較的大きいことから，大地震時において両部材の界面では付着切れが生じることが想定される。そこで，両部材界面に設定したインターフェイス要素のせん断剛性を低下させることで付着特性を考慮した。また，既設横桁の配筋やプレストレスによる横絞めも考慮した解析も行ったが，無筋コンクリートとしてモデル化した解析結果とほとんど差が生じなかったため，本論文で示す解析モデルは無筋コンクリートとして解析した。

表－1　材料特性

	ヤング係数	ポアソン比	備考
コンクリート	2.8 10^4	0.167	設計基準強度=30N/mm^2
鋼材	2.0 10^5	0.30	

表－2　解析ケース

No.	増しコン厚 (mm)	インターフェイス要素	界面剛性 (N/mm^3)	補強鉄筋
1	無	無	—	—
2	200	無(一体型)	—	無
3	〃	有	2.8×10^4	無
4	〃	有	2.8×10	無
5	300	無(一体型)	—	無
6	〃	有	2.8×10^4	無
7	〃	有	2.8×10	無
8	400	無(一体型)	—	無
9	〃	有	2.8×10^4	無
10	〃	有	2.8×10	無
11	200	有	2.8×10^4	有
12	〃	有	2.8×10	有
13	400	有	2.8×10^4	有
14	〃	有	2.8×10	有

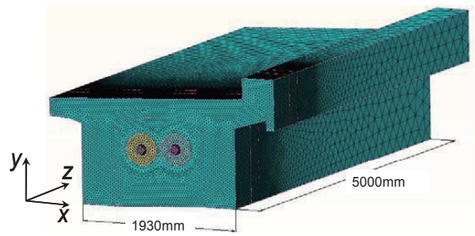
(2) 解析ケース

解析においては，増しコンクリートの補強効果を見るために増しコンクリート無，増しコンクリート厚 200mm，300mm，400mm の 4 ケース，さらに増しコンクリートと既設コンクリートとの付着強度の影響を見るために，インターフェイス要素を導入し，要素のせん断方向の界面剛性 Kt をパラメータとした解析も行った。せん断方向の界面剛性 Kt として，**表－1** に示したコンクリートの弾性係数（E_c）を基準に，K_t=E_c，K_t=E_c/1000 の 2 ケースの検討を行った。また，主桁と増しコンクリートの一体化を図るために増しコンクリート内に補強鉄筋（D19＠100mm）を配筋し，増しコンクリートを主桁および床版に定着するモデル化のケースの検討も行った。**表－2** に解析ケースの詳細を示す。

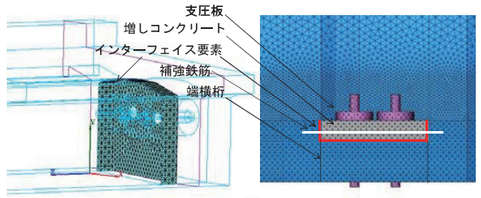
(3) 要素分割および荷重・境界条件

図－6 に解析ケース No.2 の要素分割を示す。要素数 362,354，節点数 527,554 である。他の解析ケースも同じ要素分割密度を用いている。**図－7** に端横桁，増しコンクリート，インターフェイス要素等の位置図を示す。

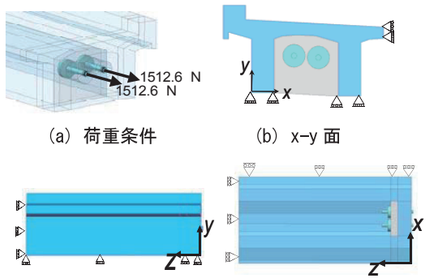
PC 鋼材に作用する荷重は，支圧板（SS400）で受け持つ構造とする。端横桁への地震時における作用荷重は，動的解析から得られた連結 PC 作用荷重の最大値を採用する。**図－8** に示すように PC 鋼材 2 本に同値（1512.6kN/本）を作用させ，端横桁の耐荷力の検討を行う。境界条件として，**図－8** に示すように主桁の端部，下部および床版側面の法線方向に拘束条件を与えた。



図－6　要素分割（No.2）



図－7　各要素位置



（a）荷重条件　（b）x–y 面

（c）y–z 面　（d）z–x 面

図－8　荷重条件(a)および境界条件(b,c,d)

4.2 静的解析結果

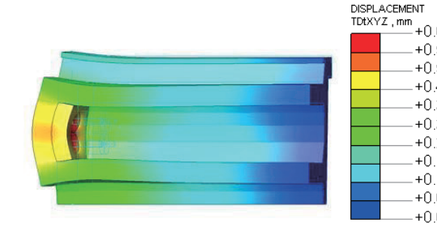
ここでは，有限要素法による静的解析結果として，変形，最大主応力を示し，増しコンクリート補強効果，界面剛性の影響および補強筋の効果について述べる。

(1) 変形について

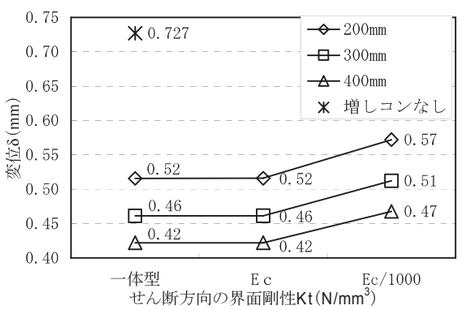
図－9 に No.7 の変形図（1,000 倍）を示す。**図**より最大変形は端横桁中央部であることがわかる。また**図－10** に最大変形と界面剛性および増しコンクリート厚との関係を示す。増しコンクリート設置したいずれのケースにおいても，増しコンクリート無より変形量は小さい。また，増しコンクリート厚および界面剛性が小さくなるに伴い変形量は大きくなる傾向にある。

(2) 主応力について

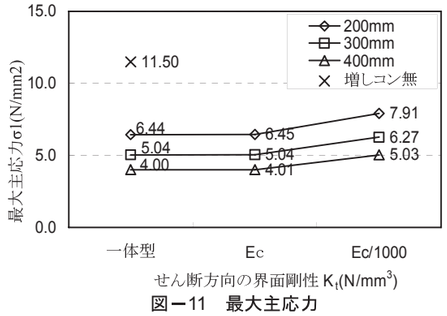
図－11 に端横桁の中央部における最大主応力と界面剛性および増しコンクリート厚との関係を示す。**図**より最大主応力は最大変形量と同様な傾向である。つまり，増しコンクリートの補強効果および界面剛性の低下に伴う最大主応力の増加が確認できる。ただし，最大主応力の増加率は最大変形量の増加率よりも大きくなっている。その理由として，インターフェイス要素の界面剛性の低減や増しコンクリート厚の増加により端横桁の応力状態に変化が生じ，最大主応力の方向が変化していることが考えられる。



図－9　変形図（No.7）



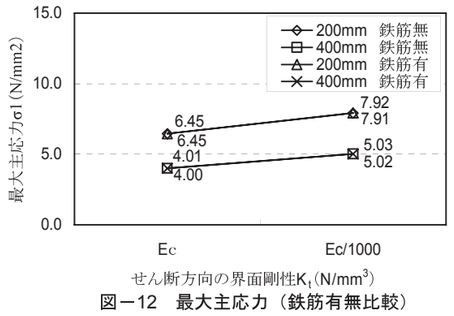
図－10　変位（横桁表面）



図－11　最大主応力

(3) 補強筋の効果について

図－12 に鉄筋を設置する場合（No.11~No.14）および設置しない場合（No.3, No.4, No.9, No.10）における最大主応力と界面剛性および増しコンクリート厚との関係を示す。**図**より補強筋の有無に対応した各々の解析結果は同値である。今回の解析結果からは補強鉄筋の効果は期待できないことがわかった。ただし，補強鉄筋は増しコンクリートおよび床版との付着強度の増加が期待される。つまり，今回モデル化している界面剛性の増加が見込まれると考えられる。



図－12　最大主応力（鉄筋有無比較）

4.3 端横桁の耐荷力照査

今回の PC 鋼材により上部構造を連結する耐震補強において，端横桁の補強目的に増しコンクリートを設置した場合，増しコンクリートを端横桁と一体構造としたモデル化は危険側の設計となる場合が考えられる。そこで有限要素解析の結果を用いて，端横桁の曲げおよびせん断に対する詳細な照査を行うこととする。

(1) 曲げに対する照査

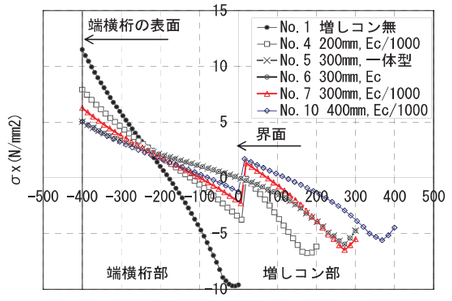
端横桁に生じる曲モーメントを有限要素解析で得られた表裏の表面応力度によって近似的に算出する [6]。この方法では端横桁の引張応力（σ_2）と圧縮応力（σ_1）を既知条件とし，単位幅の版に作用する曲げモーメントを，式(2)で求める。

$$M = \frac{t^2}{12}(\sigma_2 - \sigma_1) \qquad (2)$$

ここで，t：版の厚さ(mm)，σ_1：版の圧縮側の表面応力度，σ_2：版の引張側の表面応力度。

式(2)により算出した曲げモーメントを用いて，端横桁のコンクリート断面（有効高×ウエブ厚=340×945mm）および配筋（D13－4 本）に対して照査を行うものとする。**図－13** に σ_x の最大値となる箇所（端横桁中央部，下端から 500mm 上り）における σ_x 分布図を示す。なお，E_c/1000 の比較検討は，増しコンクリート厚 200mm，300mm および 400mm の解析結果を用い，また，一体型，E_c および E_c/1000 の比較検討は，解析結果の傾向が各増しコンクリート厚において同様な傾向であることから，300mm の結果を代表して用いる。

図より増しコンクリート無（No.1）の場合，端横桁の表面が引張(11.5N/mm^2)，同裏側が圧縮（-9.6N/mm^2）となり端横桁部においてほぼ直線勾配となる。つまり，端横桁部において平面保持が成り立つものと考えられる。



図－13　σ 分布図

表－3　曲げ応力の検討結果

解析ケース	M kN・m	σ_c N/mm^2	判定	σ_s N/mm^2	判定	備考
No.1	285.0	37.7	OUT	1490.4	OUT	
No.4	152.0	19.7	OUT	684.1	OUT	
No.5	67.0	7.8	OK	176.1	OK	d=340mm
	133.0	6.0	OK	203.6	OK	d=640mm
No.6	73.0	8.6	OK	210.9	OK	d=340mm
	133.0	6.0	OK	203.6	OK	d=640mm
No.7	112.0	14.2	OK	442.9	OUT	
No.10	81.0	9.8	OK	257.9	OK	

※コンクリートの許容圧縮応力度σ_{ca}=18.0N/mm^2。
※鉄筋の許容引張応力度σ_{sa}=270.0N/mm^2。
※軸力N=226kN(横締めPC, φ12-5,1本)を全ケースに考慮する。

同様に，Ec/1000 モデル（No.4，No.7，No.10）においても応力分布から，端横桁部において平面保持が成り立つものと考えられる。ただし，3 ケースとも増しコンクリート部とは連続していない。また，増しコンクリート厚が大きくなるに伴い最外縁部の応力は小さくなる傾向にある。一方，一体型（No.5）および E_c（No.6）の場合は，応力分布および応力値ともほとんど同じ結果である。また，端横桁部＋増しコンクリート部の両部材にわたって連続し，E_c/1000（No.7）の場合に比べ，端横桁部の勾配が緩くなっているのが確認できる。一体型および E_c においては両部材が一体として載荷力に抵抗する。一方，E_c/1000 は界面において付着切れが生じ不連続となり，その結果両部材の応力勾配が急となり，また最外縁の応力度も大きくなっている。なお，いずれの解析ケースにおいても増しコンクリートの最外縁部の応力度は内側のコンクリートの応力度より小さくなる傾向にある。載荷位置の支圧板による局所化の影響が考えられる。

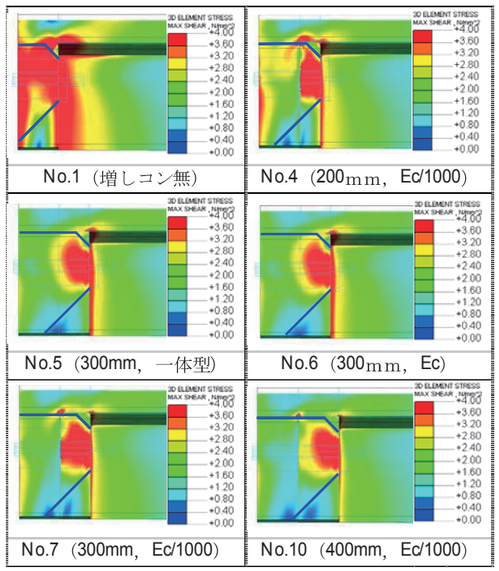
以上の結果を踏まえ，(2)式を用いて算定した曲げモーメントによる断面計算結果を**表－3** に示す。なお，断面計算においては，有効高を端横桁幅－かぶり長（400-50=350mm）とし，軸力は横締め PC 鋼材の有効緊張力（N=226ｋN）とした。特に No.5 および No.6 においては，有効高を端横桁部＋増しコンクリート厚として併せて検討を行った。**表－3** より 300mm モデル(No.5~No.7)において，一体型（No.5）および E_c（No.6）が OK であるものの，E_c/1000（No.7）は OUT の判定となる。一方，界面剛性が E_c/1000 のモデル（No.4, No.7, No.10）の比較において，増しコンクリート厚の増大に伴い端横桁の曲げは改善される。その理由として，増しコンクリートにより連結 PC 鋼材の作用力が分散され，増しコンクリート厚が大きい程有効であると考えられる。今回の解析では界面剛性 E_c/1000 の場合，増しコンクリート厚は 400mm 必要となるという結果である。No.7（300mm）の場合，鉄筋の引張応力において OUT であることから，今回の横桁は横締めプレストレスが小さいことによる影響が考えられる。以上のように，今回用いた曲げ応力の照査法により，増しコンクリートで補強を行った場合の端横桁の曲げ評価が行えるものと考えられる。

（2） せん断に対する照査

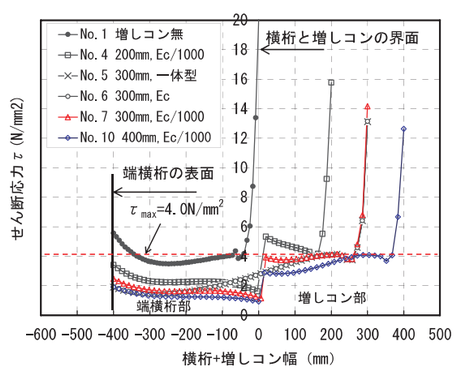
図－14 に PC 鋼材箇所での端横桁中央部の断面図におけるせん断応力分布図を示す。凡例において赤色部（色の濃部分）は，コンクリートの終局時せん断応力の最大値(τ_{max}=4.0N/mm^2）[1]以上の箇所である。また，分布図には押抜きせん断破壊方向として，支圧板端から 45° 方向に直線を併記している。**図**より端横桁における破壊形態は増しコンクリートの設置により押抜きせん断破壊から床版および主桁との接合面におけるコンクリート

のせん断破壊に移行するものと考えられる。また，No.1 におけるせん断応力の分布はほぼ全断面において τ_{max} 以上であることから，端横桁はせん断破壊に至っていると考えられる。また，No.5（一体型）および No.6 は同じ応力分布である。一方，No.7（E_c/1000）は増しコンクリート部の応力が大きく，また端横桁と床版との接合点において局所的に応力が集中している箇所が確認できる。

図－15 に端横桁中央部におけるせん断応力分布を示す。なお，全ケースにおいて載荷面において局所的な値となっている。以下，局所的な箇所を除いて評価を行う。No.1 の場合，端横桁部におけるせん断応力は τ_{max} 以上である。また，E_c/1000 モデルの内 No.4（200mm）および No.7（300mm）は増しコンクリート部におけるせん断応力は τ_{max} 以上である。ただし，3 ケースとも端横桁部の応力は τ_{max} 以下である。つまり，No.1 は端横桁部においてせん断破壊に至り，No.4 および No.7 は増しコンクリート部においてせん断破壊に至ると考えられる。一方，No.10（400mm）は端横桁部および増しコンクリート部とも τ_{max} 以上である。



図－14　せん断応力分布図



図－15　せん断応力分布

5. まとめ

本研究では，有限要素法を用いた耐震補強時における端横桁の耐荷力照査を行った。その結果を以下に示す。

(1) 端横桁に補強として増しコンクリートを設置することは有効であると考えられる。その場合，増しコンクリート厚や既設コンクリートの付着強度を考慮した照査が必要となるが，有限要素法を用いた照査においては，複雑形状のモデル化も容易であることから，より高精度な照査を行うことが可能となる。

(2) 今回のモデル化による有限要素解析結果を用い，端横桁の断面に作用する曲げモーメントを算出し，曲げ応力の照査を行うことで，増しコンクリート厚の評価が可能であると考えられる。

(3) 同様に，終局荷重作用時のコンクリートの平均せん断応力度を用いたせん断破壊に対する照査を行うことにより，端横桁および増しコンクリートの両部材の終局時の破壊状態が想定できるものと考えられる。

謝辞

本論文における動的解析は，(株)クレアテックの大滝健氏に多大なご協力をいただいた。ここに謝意を表する。

参考文献

1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震編，pp.154-158, pp.273-276，2002.3
2) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 橋の支承部および落橋防止システムに関する設計資料(案)，pp.156-170，2005.7
3) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，pp. Ⅰ-34-35，Ⅰ-97-107，2005.4
4) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N.M.：Reinforce Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No. ST12, pp.2557-2573, December, 1970
5) FEA 理論マニュアル　Ver2.60 1st Edition, pp. 2006
6) Kaneda, K. Iraha, S. Takamine, T. Shimabuku K.: An analytical study of rectangular plates under triangularly distributed regional loads, Journal of Applied Mechanics, JSCE, Vol.8, ,pp.17-27, August.2005

04
midas Civil 適用事例_研究論文編

2.
名護のひんぷんガジュマル倒木対策について
社団法人沖縄県測量建設コンサルタンツ協会

名護のひんぷんガジュマル倒木対策について

宮城敏明，牧野敏明

株式会社　沖縄建設技研（〒901−2126 沖縄県浦添市宮城三丁目７番 5−103号）

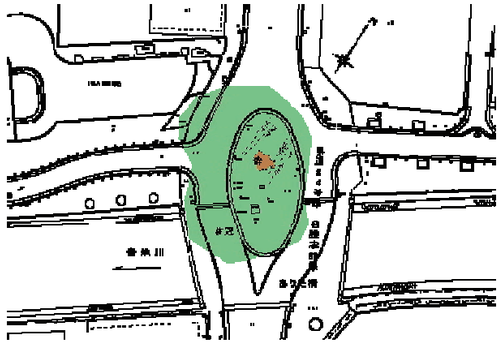
キーワード：倒木対策、台風、風荷重、鋼構造、ひんぷんガジュマル

1. はじめに

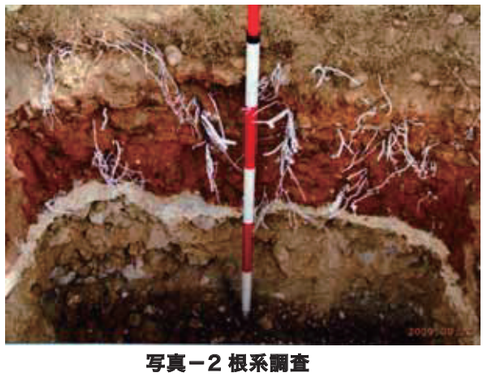
沖縄県名護市の中心部には、「ひんぷんガジュマル」と呼ばれる巨木があり、長年にわたって市民に親しまれ、名護の街はこのガジュマルとともに発展してきた。ひんぷんガジュマルは樹齢 300 年とも言われる巨木であり国指定天然記念物となっている。しかしながら平成 14 年の台風で南側に傾いたため、倒木のおそれがあった。ひんぷんガジュマルは県道 84 号線の中央、幸地川の縁に生育しており、戦後の街路整備により周辺が舗装され、樹木の生育環境として好ましいとは言えない状況となっており、樹勢が弱くなったことが台風により傾いた一つの原因と考えられている。ひんぷんガジュマルは名護のシンボルであり、倒木対策により往時の樹勢を回復し、今後より大きく育ててゆくことが市民の要請となった。

ここでは、ラーメン構造によるひんぷんガジュマル倒木対策の概略について述べる。

写真−1 名護のひんぷんガジュマル(S61 年)



図−1 ひんぷんガジュマル平面図



写真−2 根系調査

2. ひんぷんガジュマルの現状

名護市教育委員会文化課が平成 21 年度に実施した根系調査では、写真−2 に示すように根が細く少ない状況で、根鉢内の下層に残る過去の路盤材などが根の成長を阻害している可能性もある。

ひんぷんガジュマルは市民の財産であり文化財でもあることを踏まえ、有識者による懇話会において、倒木対策に関して幅広い議論がなされた。懇話会での審議の結果、道路を切り回しガジュマルが根を下ろせる場所を確保するなどの抜本的な対策を行うことが将来的に必要とされた。一方、台風により倒木させないために、短期的対策としてラーメン構造による倒木対策が推奨案として選出され、以下のような提言がなされた。

①ラーメン構造及び木支柱やワイヤー等による補助工法との併用とする。
②県道 84 号線の交通障害とならないようにフレームの道路部建築限界高さ 4.5m以上を確保する。
③ラーメン構造のフレーム高さは、ガジュマルの生育状況からｈ＝5.0m程度とする。
④木支柱を併用することにより樹木の成長に配慮する。
⑤施工時に根系へ極力影響を与えない、また成長の障害とならない基礎形式とする。
⑥フレームは塗装鋼材を用い、特に基部は防錆処理を行う。
⑦フレームにはヘゴや竹等による巻き立てを行い、気根の成長や熱対策及び景観に配慮する。

3. 倒木対策工の設計

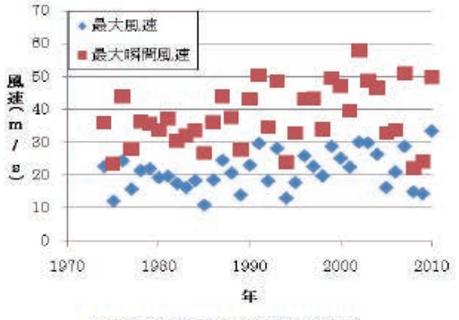
(1)名護における風速の観測データ

台風による倒木を防ぐことが目的であることから、風荷重の設定は重要な課題となる。図−3 に、気象庁観測による名護市における過去の風速観測結果を示す。1974年から観測記録が残されており、名護市における最大瞬間風速は、2002 年に観測された 57.9m/sである。

(2)風速の鉛直分布

土木分野で流体の流速分布をモデル化する際には、半理論式である対数分布則を用いることが多いが、建築風工学の分野では、経験式であるが実際の風速分布により適合すると言われるベキ法則が用いられる。

$$U_z = U_0\left(\frac{Z}{Z_0}\right)^{\alpha} \quad (1)$$



図−3 名護における風速観測値

ここに、 Uz：高度 Z(m)における風速
U_0：高度 0(m)における風速
Z_0,Z:高度(m)
α ：べき指数
Ⅰ郊外　α=0.10
Ⅱ郊外　α=0.15
Ⅲ市街地　α=0.20
Ⅳ都市　α=0.27

分布を特徴づけるベキ指数は、建築基準法施行令関連の告示に基づき、同施行令における区分Ⅱ郊外を想定して 0.15 とした。

今回の倒木対策は暫定的なものという位置付けであり、20年程度の供用期間を見込んでいることから、安全側に見積り、再現期間 50 年の風速を見込み、U_{50}=55(m/s)を荷重の概算に用いる風速とした。

(3)風荷重の算定

ガジュマルに作用する風荷重は、風速分布から流体力学公式により求められる。

$$WL = \int_0^h \frac{1}{2} Cd \cdot K \cdot \rho \cdot U_z^{\,2} \cdot B_z \, dz \quad (3)$$

ここに、 WL：風荷重 (N)
Cd：抵抗係数　1.2
K ：吹き抜けを考慮する係数、0.85
ρ ：空気密度 1.2(kg/m³)
Uz：高度 z(m)における風速 (m/s)
Bz：高度 z(m)における樹冠幅 (m²)
Z ：高度 (m)
h ：ガジュマル樹高

抵抗係数 1.2 は、板や壁の様な物体を想定しているが、ガジュマルは樹木であり、枝葉の間を風が通り抜けるだけでなく、風速の増大とともにしなりが増し枝葉が大きくたなびくことを考慮に入れ、これに 0.85 を乗じ荷重を低減している。

式 (3)から求めた風荷重を表-1 に示す。

表−1 荷重と荷重重心

荷重総和	荷重重心位置
332 kN	地上から 9.2m

ガジュマル自身は構造的に片持ち梁とみなせるため、ガジュマルをどのように支えるかにより構造に対する荷重の負担が変化する。このため、ガジュマ

ルおよび鋼製フレームを統合してモデル化し、3次元フレーム計算により、構造強度の検討を行った。北風 55(m/s)時の構造計算結果の例を図-4 に示す。

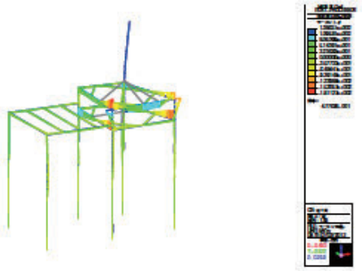


図-4 モーメント図（北風時）

(4)ガジュマルへの構造的な配慮

懇話会の提言にもあったように、ひんぷんガジュマルは樹木であり現在も生育していることから、物理的な支えとなる倒木対策工には通常の構造物とは異なる配慮が必要となる。

基礎については、根系へおよぼす影響を最小に抑える必要があり、長大な掘削やコンクリートのアルカリ成分等を避けることが望ましい。このため、倒木対策工では回転圧入工法による鋼管杭を用い、ネジ状にらせん型の加工がしてあり他工法に比較して小径で支持力がとれる鋼管杭φ318 を使用した。

倒木対策工は鋼製であるが、直接樹木を鋼部材に固定すると、風により動揺した際の摩擦等によりガジュマルが傷つくおそれがある。また、成長等の影響により幹や枝を固定する位置は、その都度状況に合わせることが望ましい。

このため、主構造に対して、枝固定部は別部材として適宜移動できるようにし、枝と触れる部分には丸太等を緩衝材として用いることとした。図-5 にイメージ図を、写真-3 に竣工状況を示す。

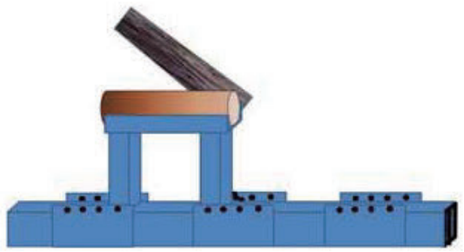


図-5 枝固定イメージ図

4. 倒木対策効果の検証

(1) 台風時風速観測

設計風速は気象台の風速観測値に基づき設定したが、ガジュマル付近における実際の風速は不明であるため、倒木対策フレームに風速計を設置し風速を測定し検証した。観測は、台風来襲時を対象として計５回行った。風速計は、風向の影響を考慮し、２台をひんぷんガジュマルの東西に設置した。

写真-3 倒木対策工 竣工状況

表-2 風速観測概要

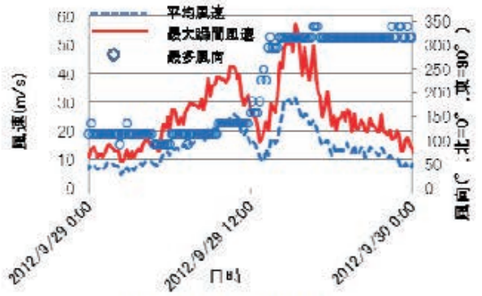
月日 (H24)	内容	備考
6 月 18 日	台風 4, 5 号観測	気象台 23(m/s)，現場 12(m/s)
8 月 6 日	台風 11 号観測	気象台 35(m/s)，現場 15(m/s)
8 月 22 日	台風 14, 15 号観測	気象台 38(m/s)，現場 23(m/s)
9 月 16 日	台風 16 号観測	気象台 51(m/s)，現場 23(m/s)
9 月 26 日	台風 17 号観測	気象台 58(m/s)，現場 27(m/s)

(2) 台風時風速観測

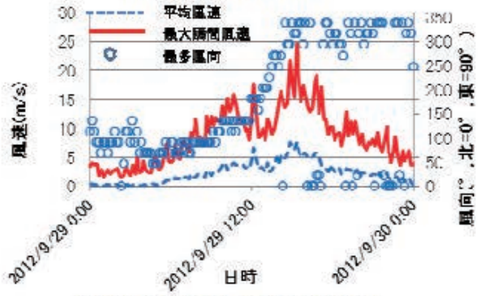
最も大きな風速が観測された台風 17 号来襲時の観測結果を図-6 に示す。同図は、名護気象台、ガジュマル西側およびガジュマル東側の観測値をそれぞれ表す。

同図(a)気象台の観測記録から、29 日未明から南東の風が徐々に強くなり、29 日正午頃に最接近し、南東の風が北西の風となり、午後 2 時ころ最大瞬間風速約 58(m/s)を記録していることがわかる。

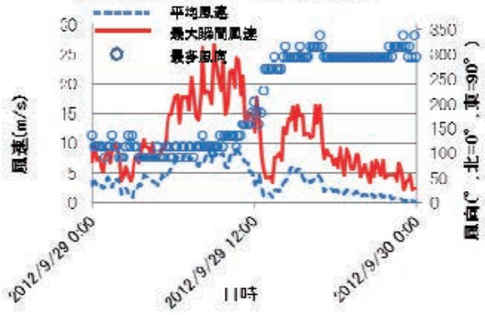
同図(b)(c)に示すように、ひんぷんガジュマル付近での最大瞬間風速は、西側で約 25(m/s)、東側で約 27(m/s)と、気象台観測値に比較して小さい。これは、気象台の観測高さ 25.5(m)に比較してガジュマル付近での観測高さは 10(m)と低いことに加えて、建物が風を遮蔽しているためである。



(a) 名護気象台観測値



(b) ひんぷんガジュマル西側観測値



(c) ひんぷんガジュマル東側観測値

図-6 風速観測結果

設計風速と観測値および風速鉛直分布の関係を図-7 に示す。設計時には風速鉛直分布のベキ指数 α=0.15を採用したため、これを用いて気象台観測値から風速分布を推定すると、同図中の青色実線となる。ここから得られる高さ 10mでの風速は約 46(m/s)であるが、実測値は約 25(m/s)であり、設計時に想定された風速よりも小さく、安全側の設計であることが確認された。

(3) フレームの変形観測

フレーム形状を定期的に観測することで、倒木対策工が設計通りの剛性を発揮していることを確認した。図-8 にフレーム観測の結果を示す。同図は竣工時を原点として、もっとも荷重負担割合の大きい T-6

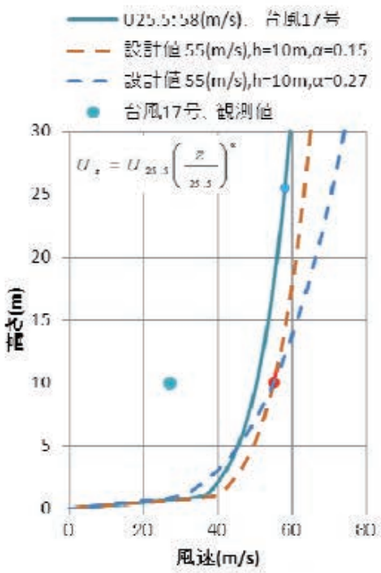


図-7 設計風速の検証

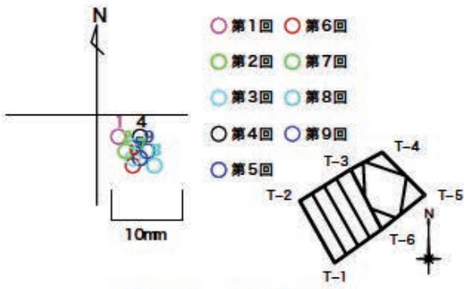


図-8 フレームの変形観測

柱の頂部の変位を表している。観測では数ミリの誤差が避けられないため、バラつきがあるが、おおむね数ミリの範囲に収まっている。また、台風 17 号通過前後となる、第 7 回および第 8 回の比較においても大きな変位はなく、台風を想定した倒木対策工として機能していることが検証された。

6. おわりに

倒木対策工は、樹木の育成を目的とした構造物であり、通常の構造物でないこと設計に大きく取り入れる必要があった。このため、設計荷重の設定、基礎工の選定基準、樹木との接続等について、懇話会での提言、名護市教育委員会の意見を基にして設計を行った。付記して謝意を表する。

参考文献

1) 構造物の耐風工学：(社)日本鋼構造協会

04
midas Civil 適用事例_研究論文編

3.
周辺地盤を考慮した群杭基礎の地震応答解析法に関する一考察
土木学会北海道支部 論文報告集

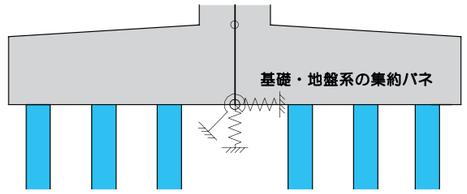
Earthquake response analysis for foundation with rectangular pile group considering ground motion

株式会社ドーコン　○正会員　工藤 浩史（Hiroshi KUDO）
株式会社ドーコン　正会員　小林 竜太（Ryuta KOBAYASHI）
土木研究所寒地土木研究所　正会員　石川 博之（Hiroyuki ISHIKAWA）
土木研究所寒地土木研究所　正会員　岡田 慎哉（Shinya OKADA）
室蘭工業大学　フェロー　岸 徳光（Norimitsu KISHI）

1．序　論

設計実務において一般に実施されている橋梁の地震応答解析は，その簡便さから基礎－地盤系の影響を単純化した集約バネとしてモデル化する場合が多い。（**図－１**）しかしながら，構造物の地震時応答は基礎構造や周辺地盤の影響を大きく受けることから，実際の挙動を精度良く予測するためには基礎－地盤系における動的な相互作用効果を考慮した連成解析が必要となる。周辺地盤の影響を考慮した連成解析モデルとしては，二次元あるいは三次元有限要素モデルやバネ－質点系モデル（以下，骨組要素モデル）等が挙げられる。解析精度の観点からは有限要素モデルの適用が望ましいと考えられるが，解析規模の拡大に伴う解析所要時間や費用の観点からは，全てにおいて有限要素モデルを適用することは現実的に困難である。従って，実務への適用性に配慮する場合には比較的簡易な骨組要素モデルによって評価可能な解析モデルの構築が望ましい。

このような観点から，本研究では道路橋の一般的な郡杭基礎橋脚を対象として，集約バネモデルの精度を高めた骨組要素モデルの適用性について検討を行った。なお，適用性の検討は，別途実施した三次元有限要素解析（以下，固体要素解析モデル）と比較する形で行っている。



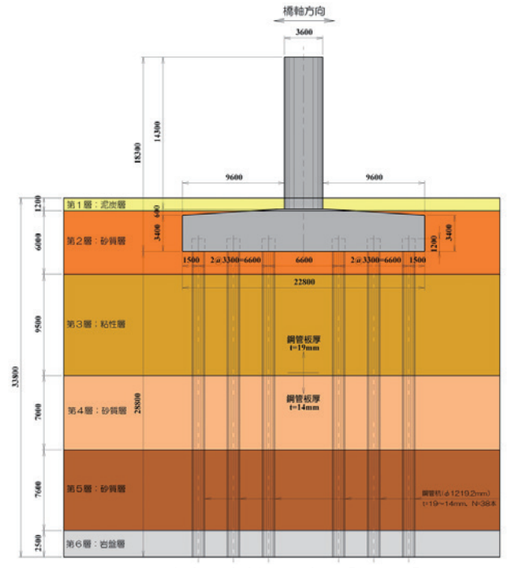
図－１　単純化した集約バネモデルの概念図

2．解析対象の概要

本研究では，一般国道 336 号十勝河口橋側橋梁部の P-7 橋脚（3 径間連続 PC 箱桁，固定支承）を解析対象とした。**図－２**には解析対象橋脚の諸元を示している。

本橋脚は，躯体が橋軸方向幅 3.6m，橋軸直角方向幅 10.0m，高さ 14.3m の小判型の鉄筋コンクリート製橋脚である。杭基礎は，全長 30m，直径 1,219.2mm，板厚 19mm（杭頭から 12.5m 下方位置で板厚が t=14mm に変化）の鋼管杭基礎であり計 38 本配置されている。但し，中間杭は一部で間引きされている。鋼管杭基礎は，橋軸方向幅 22.8m，橋軸直角方向幅 21.0m，高さ 4.0m のフーチング内に埋込み定着（定着長 1.2m）されている。

ここで，図中の地層構成は，本橋脚近傍で実施された既往の地質調査結果（ボーリング柱状図）を下に設定している。また，本橋脚は 3 径間連続箱桁区間の固定支承を有する橋脚であることから，耐震設計上は，橋軸方向には 3 径間連続桁の全重量（Wu＝51,180kN）を，橋軸直角方向には支点位置における死荷重反力相当の重量（Wu＝18,200kN）を負担する橋脚である。



図－２　解析対象橋脚の諸元【側面図】

3．数値解析の概要

本数値解析では，基礎－地盤系の地震応答特性評価を目的としていることから，橋脚躯体形状はモデル化せずフーチング上面までをモデル化した。なお，本数値解析で用いた動的応答解析プログラムは，骨組要素解析は MIDAS/Civil 2006，固体要素解析は ABAQUS である。

3．１　骨組要素解析モデル

図－３には骨組要素解析モデルの一例として，橋軸方向地震波入力時の解析モデルを示している。本解析では，集中質量としてモデル化した周辺地盤を，相互作用バネ

を用いて杭体と連結した Penzien 型モデルにより基礎－地盤系を表現した。適用した有限要素は，フーチングおよび鋼管杭は梁要素，地盤はフーチング幅の 5 倍の領域の質量およびせん断剛性を考慮したマスーバネ要素である。なお，杭体－地盤間，杭体－杭体間およびフーチング－地盤間の相互作用効果も考慮する必要があることから，それらも全てバネ要素を用いて連結させた。また，フーチング下端の節点と各杭体の杭頭部節点は剛体要素を用いて連結している。ここで，杭体－周辺地盤間およびフーチング－周辺地盤間のバネ剛性は，道路橋示方書【下部構造編】に基づき下式の水平方向地盤反力係数 k_h により算定した。なお，杭体間のバネ剛性は各杭体が一体となって挙動するようにいずれも剛に連結している。

$$k_h = k_{h0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}} \quad (1)$$

$$k_0 = k_h * D * \Delta l \quad (2)$$

ここに，

k_h：水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)
k_{h0}：水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m^3)
B_H：鋼管杭の換算載荷幅 (m)
k_0：解析モデルに与えるバネ剛性 (kN/m)
D：基礎の載荷幅 (杭基礎の直径：m)
Δl：バネ要素の鉛直方向間隔 (m)

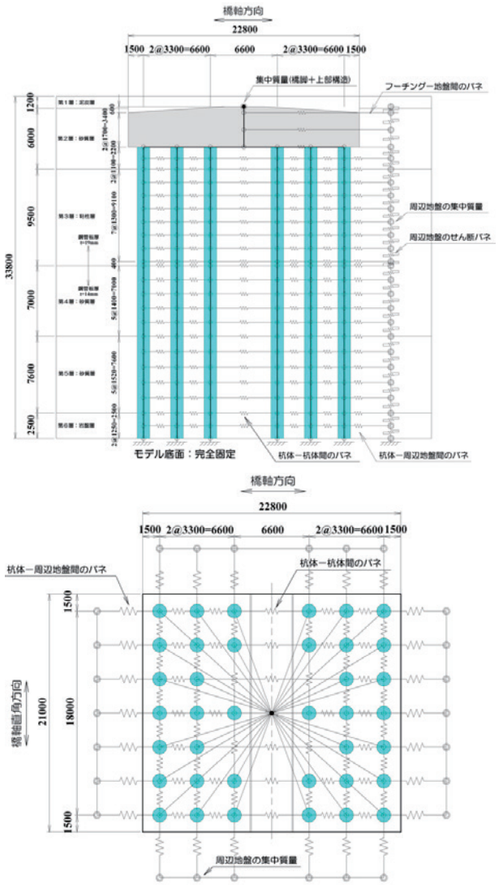
境界条件は，モデル底面（杭体下端）を完全固定とし，また，橋軸方向地震波入力時には橋軸直角方向の並進方向成分および回転方向成分を，橋軸直角方向地震波入力時には橋軸方向の並進方向成分および回転方向成分を拘束している。なお，フーチング天端の節点には，上部構造分担質量と橋脚躯体質量を集中質量（橋軸方向：m=6405.7t，橋軸直角方向：m=3042.7t）として考慮した。

３．２　固体要素解析モデル

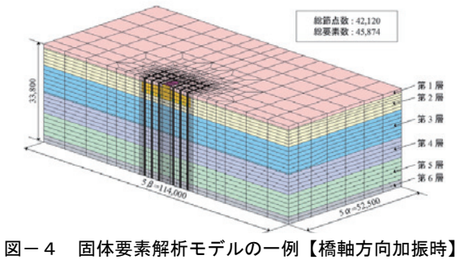
図－４には固体要素解析モデルの一例として，橋軸方向地震波入力時の解析モデルを示している。固体要素解析でのモデル化の範囲は対称性を考慮した 1/2 モデルとし，周辺地盤はフーチング幅の 5 倍の領域をモデル化した。使用した有限要素は，フーチングおよび周辺地盤には 8 節点固体要素，鋼管杭には 4 節点シェル要素であり，周辺地盤と鋼管杭間は完全付着を仮定した。境界条件は，モデル底面を完全固定とし，対称切断面はその面に対する法線方向変位成分を，周辺地盤の側面は鉛直方向変位成分を拘束している。なお，フーチング天端には，骨組要素解析モデルと同様にシェル要素を用いて上部構造分担質量と橋脚躯体質量を考慮している。

３．３　材料物性値

表－１には周辺地盤の各地層における材料物性値を示している。地盤の弾性係数（動的変形係数）は，道路橋示方書【耐震設計編】に基づいて各地層の平均Ｎ値からせん断弾性波速度を評価して，地盤の動的変形係数 E_D を推定した。**表－２**にはフーチングおよび鋼管杭の材料物性値を示している。



図－３　骨組要素解析モデルの一例【橋軸方向加振時】



図－４　固体要素解析モデルの一例【橋軸方向加振時】

表－１　周辺地盤の各地層における材料物性値

地層番号	弾性係数 E_D (N/mm^2)	ポアソン比 ν_D	単位体積重量 W (KN/m^3)
第１層	23.5	0.49	12.0
第２層	53.7	0.49	17.0
第３層	90.6	0.49	14.0
第４層	92.2	0.49	17.0
第５層	235.1	0.49	19.0
第６層	317.6	0.40	20.0

表－２　フーチングおよび鋼管杭の材料物性値

項　目	弾性係数 E (MPa)	ポアソン比 ν	単位体積重量 W (kN/m^3)
フーチング	3.00E+04	0.20	24.5
鋼　管　杭	2.00E+05	0.30	77.0

３．４　地震応答解析法および入力地震動

地震応答解析は，いずれの解析モデルも直接積分法による時刻歴応答解析（線形解析）とした。数値積分は，骨組要素モデルでは陰解法に基づいた Newmark-β 法（β＝1/4）を用い，積分間隔を 1/100 秒と設定して実施している。一方，固体要素モデルには陽解法を適用し，積分間隔はクーランの条件を満たすように設定している。

また，粘性減衰モデルは，固体要素モデルの場合には系の 1 次固有振動数に対して h=5%となる質量比例型減衰モデルを採用し，骨組要素モデルの場合には 1 次および 2 次の固有振動数に対して h=5%となる Rayleigh 型減衰モデルを採用している。

図－５には本数値解析で用いた入力地震波形（加速度波形）を示している。本解析では，2003 年十勝沖地震本震で観測された基盤面波形（十勝河口橋：A-2 橋台基盤面 GL-50m，橋軸方向成分）を用い，これを最大加速度 100gal に振幅調整して用いることとした。また，実際に解析モデルに与えた波形は，観測波形に対して初期微動 P 波区間を除去した後の主要動 S 波区間の 30 秒間としている。**図－６**には入力加速度波形のフーリエスペクトルを示している。図より，本地震波形は 0.3Hz～0.4Hz 付近に卓越振動数が存在していることが分かる。

４．数値解析結果の比較

４．１　固有値解析結果

表－３には骨組要素モデルおよび固体要素モデルにおける固有値解析結果を，最低次固有振動数に着目して示している。表より，橋軸方向，直角方向ともにモデルによる差は 2.0%程度と小さく，両者は良く一致している。

図－７には橋軸方向の最低次固有振動モード分布を各解析モデルで比較して示している。図より，最低次固有振動モードは，周辺地盤と杭体が一体となって水平方向に変形するモード分布を示している。また，各解析モデルにおける固有振動モード分布を比較すると，鉛直方向深度-10.0m 近傍で両者に若干の差異が見られるものの，その分布性状は良く一致しているものと判断される。

４．２　地震応答解析結果

（１）フーチング天端における各種応答特性の比較

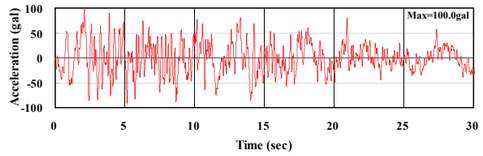
表－４，５には，それぞれ橋軸方向地震波入力時および直角方向地震波入力時におけるフーチング天端の絶対最大応答値を骨組要素モデルと固体要素モデルで比較して示している。また，**図－８，９**には，同様に各入力方向に関する各種応答波形を両者で比較して示している。

１）橋軸方向地震波入力時に関する比較

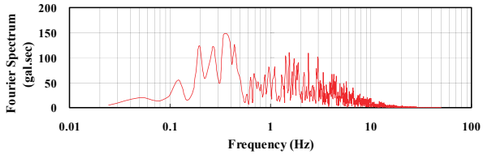
応答加速度に着目すると，最大応答加速度に関しては，骨組要素モデルが固体要素モデルと比較して 1.3 倍程度大きく評価されている。応答波形に着目すると，一部で高次モードの影響による差異が見受けられるが，周期特性は両者でほぼ一致している。しかしながら，全体的には骨組要素モデルにおける応答が大きく評価される傾向にある。一方，応答速度および応答変位に関しては，最大応答値および応答波形性状ともに両者は比較的精度良く一致していることが分かる。

２）直角方向地震波入力時に関する比較

応答加速度に着目すると，橋軸方向地震波入力時と同様に骨組要素モデルが大きく評価される傾向にあるものの，その程度は橋軸方向地震波入力時よりも小さく，応答波形，フーリエスペクトルともに両者は精度良く一致している。また，応答速度および応答変位に関しても，最大応答値および応答波形性状ともに良く一致している。



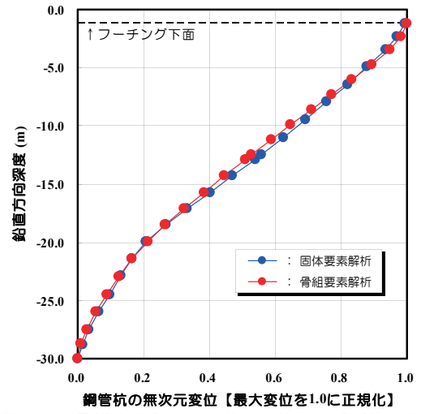
図－５　入力加速度波形【2003 年十勝沖地震本震】



図－６　入力加速度波形のフーリエスペクトル

表－３　各解析モデルの最低次固有振動数

	骨組要素解析 A (Hz)	固体要素解析 B (Hz)	比率 (A/B)
橋軸方向	1.224	1.250	0.98
直角方向	1.284	1.260	1.02



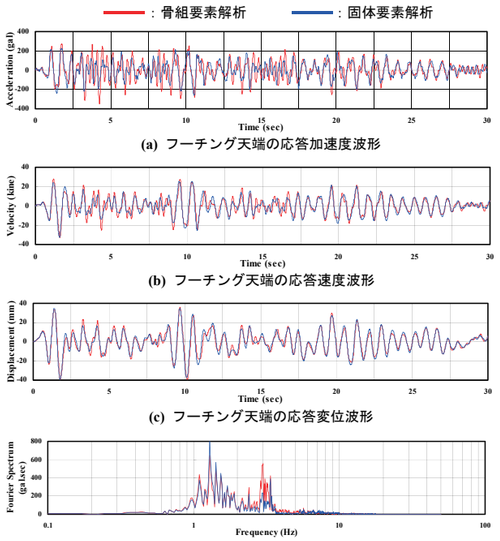
図－７　最低次振動モード分布の比較【橋軸方向】

表－４　フーチング天端の最大応答値の比較【橋軸方向】

項　目		骨組要素解析	固体要素解析
最大加速度	発生時刻(sec)	4.26	10.54
	応 答 値(gal)	347.02	258.43
最 大 速 度	発生時刻(sec)	1.62	1.59
	応 答 値(kine)	32.87	32.45
最 大 変 位	発生時刻(sec)	10.16	1.77
	応 答 値(mm)	39.36	39.10

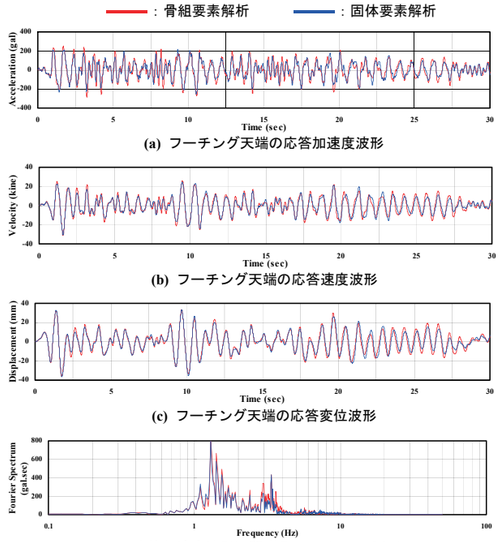
表－５　フーチング天端の最大応答値の比較【直角方向】

項　目		骨組要素解析	固体要素解析
最大加速度	発生時刻(sec)	3.26	10.52
	応 答 値(gal)	283.47	251.19
最 大 速 度	発生時刻(sec)	1.58	1.58
	応 答 値(kine)	31.25	30.30
最 大 変 位	発生時刻(sec)	1.75	1.76
	応 答 値(mm)	36.10	36.40



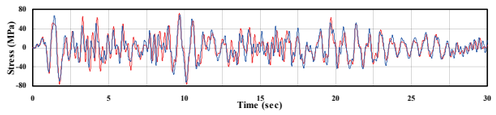
(a) フーチング天端の応答加速度波形
(b) フーチング天端の応答速度波形
(c) フーチング天端の応答変位波形
(d) 応答加速度波形に関するフーリエスペクトル

図－８ フーチング天端の応答波形に関する比較【橋軸方向】

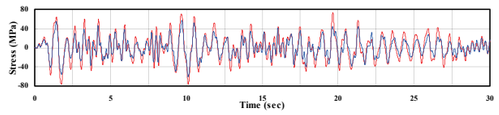


(a) フーチング天端の応答加速度波形
(b) フーチング天端の応答速度波形
(c) フーチング天端の応答変位波形
(d) 応答加速度波形に関するフーリエスペクトル

図－９ フーチング天端の応答波形に関する比較【直角方向】



図－１０ 鋼管杭の軸方向応力波形に関する比較【橋軸方向】



図－１１ 鋼管杭の軸方向応力波形に関する比較【直角方向】

なお，いずれの応答波形に関しても，橋軸方向地震波入力時は直角方向地震波入力時と比較して両者の整合が若干低い。これは橋軸方向地震波入力モデルでは直角方向地震波入力モデルと比較して上部構造分担質量が 2 倍程度大きいことから，2 次振動モードが励起されやすいことによるものと推察される。しかしながら，固体要素モデルではその影響は小さく，いずれの地震波入力方向においても 1 次振動モードが卓越していることが分かる。

（２）鋼管杭の軸方向応力度波形に関する比較

図－１０，１１には，それぞれ各地震波入力方向における最外縁鋼管の杭頭部に関する軸方向（曲げ）応力度波形を各モデルで比較して示している。ここで，骨組要素モデルの応力度は両端節点の応力度を平均化して評価している。図より，橋軸方向および直角方向地震波入力時ともに発生応力度は骨組要素モデルが若干大きく評価されているものの，応答波形性状は良く一致している。なお，応力レベルは最大でも 80MPa 程度であり，いずれの場合においても降伏応力度には達していない。

５．結　論

本研究では，群杭基礎橋脚の基礎－地盤系を対象として，設計実務で一般的に用いられる集約バネモデルの精度を高めた骨組要素モデルの適用性について，別途実施した固体要素モデルと比較する形で検討を行った。

検討の結果，周辺地盤を多質点系せん断バネモデルで表現し，それを相互作用バネを用いて杭体と連結した骨組要素モデル（Penzien 型モデル）を構築することで，固体要素モデルを用いた線形の地震応答解析結果を比較的精度良く再現可能であることが明らかとなった。

04
midas Civil 適用事例_研究論文編

4.
異なる基礎形式を有する基礎–地盤系モデルの地震応答特性に関する一考察
地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集

第10回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の
耐震設計に関するシンポジウム講演論文集（2007年2月）

異なる基礎形式を有する基礎－地盤系モデルの地震応答特性に関する一考察

西　弘明[1]・岡田慎哉[2]・京田英宏[3]・高畑智考[4]・小林竜太[5]・岸　徳光[6]

[1] 正会員　工博　（独）寒地土木研究所　寒地構造チーム（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34）
[2] 正会員　工修　（独）寒地土木研究所　寒地構造チーム（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34）
[3] 正会員　工修　（株）構研エンジニアリング　橋梁部（〒065-8510 札幌市東区北18条東17丁目1-1）
[4] 正会員　　（株）長大　札幌支店　技術部（〒060-0031 札幌市中央区北1条東2丁目5-3）
[5] 正会員　工修　（株）ドーコン　構造部（〒004-8585 札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4-1）
[6] フェロー　工博　室蘭工業大学教授　工学部建設システム工学科（〒050-8585 室蘭市水元町27-1）

１．はじめに

実務設計において一般に実施されている橋梁の地震応答解析は，その簡便さから基礎－地盤系の影響を単純化した集約バネとしてモデル化する場合が多い[1)]。しかしながら，構造物の地震時応答は基礎構造や周辺地盤の影響を大きく受けることから，実挙動を精度良く予測するためには基礎－地盤系の動的相互作用効果を考慮した連成解析が必要となる。

ここで，周辺地盤の影響を考慮した連成解析モデルとしては，二次元あるいは三次元有限要素モデル，骨組要素モデル，Penzien型（バネ－質点系）モデル等が挙げられる[2),3),4)]。解析精度の観点からは有限要素モデルの適用が望ましいと考えられるが，解析規模等の理由から全てにおいて有限要素モデルを適用することは現実的に困難である。従って，実務での適用に配慮した場合には，比較的簡易な骨組要素モデルによって評価可能なモデルの構築が望ましい。

このような観点から，本研究では，基礎－地盤系モデルの動的相互作用効果を考慮した骨組要素モデルの適用性に関する基礎的な検討を実施した。ここで，本研究では，その適切なモデル化の手法に関する検討や妥当性の検証に資するための基礎データの収集を目的としていることから，3 つの異なる基礎形式を検討対象とした。なお，骨組要素モデルの適用性検討は，別途実施した三次元有限要素解析（以下，固体要素モデル）と比較する形で行っている。

２．解析対象とする基礎形式の概要

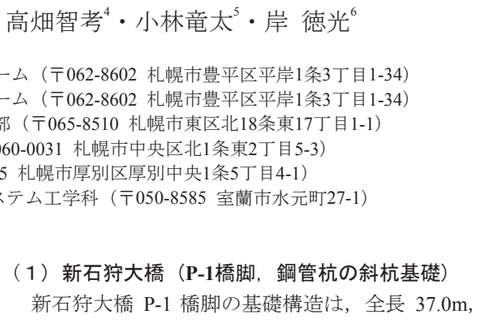
図－１には各基礎形式に関する概要を示している。

（１）新石狩大橋（P-1橋脚，鋼管杭の斜杭基礎）

新石狩大橋 P-1 橋脚の基礎構造は，全長 37.0m，直径 812.8mm，板厚 12.7mm（杭頭から 8.8m 下方の位置で板厚が t=9.5mm に変化）の鋼管杭基礎が計 12 本配置された斜杭基礎である。鋼管杭は，フーチングに対して 12.5° の角度で放射状に配置されており，それらが直径 10.0m，高さ 2.3m の円盤型のフーチングに結合されている。

（２）石狩河口橋（P-3 橋脚，脚付き鋼管矢板基礎）

石狩河口橋 P-3 橋脚の基礎構造は，井筒部 12.5m，脚部 28.5m から成る全長 41.0m の脚付き鋼管矢板基礎である。井筒部には，板厚 16mm（杭頭から 10m，20m 下方の位置で板厚がそれぞれ t=12.7mm，t＝9.5mm に変化）の長杭が 30 本，板厚 12.7mm の短杭が 16 本の計 46 本配置されている。なお，鋼管直径はいずれも 812.8mm であり，これらはいずれも橋軸方向幅 10.9m，橋軸直角方向幅 22.5m，高さ 2.5m の小判型のフーチングに結合されている。



図－１　各基礎形式の概要図（半断面図）

（３）十勝河口橋（P-7 橋脚，鋼管杭の群杭基礎）

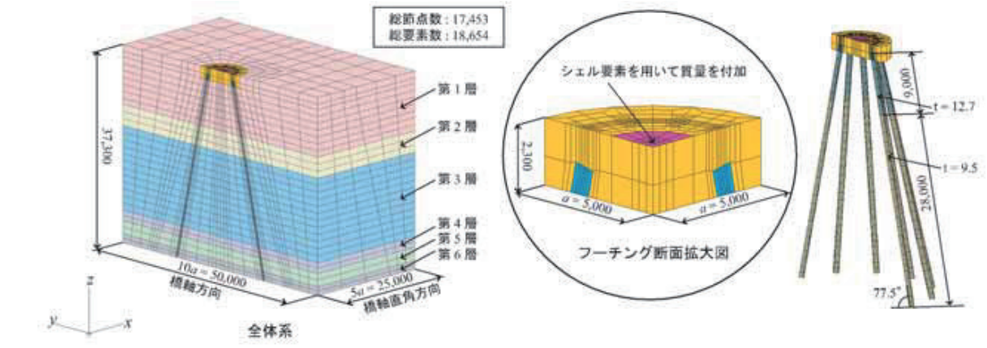
十勝河口橋 P-7 橋脚の基礎構造は，全長 30m，直径 1,219.2mm，板厚 19mm（杭頭から 12.5m 下方位置で板厚が t=14mm に変化）の鋼管杭基礎が計 38 本配置された郡杭基礎である。杭基礎は，橋軸方向幅 22.8m，橋軸直角方向幅 21.0m，高さ 4.0m の矩形型のフーチングに結合されている。

３．数値解析の概要

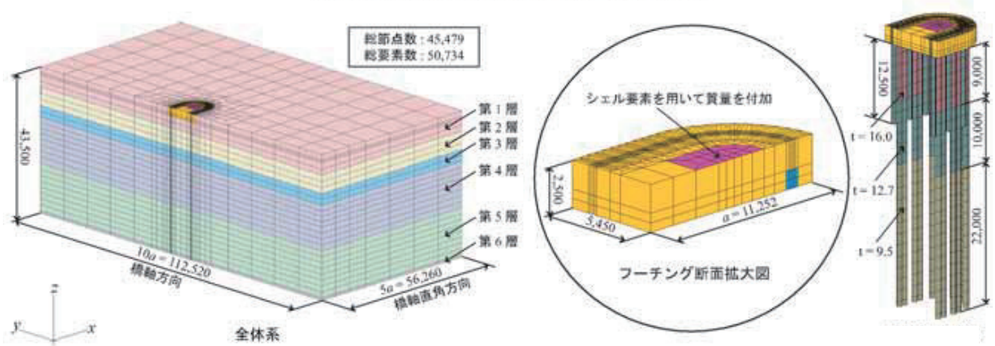
本数値解析では，基礎－地盤系モデルの地震応答特性評価を目的としていることから，橋脚躯体形状はモデル化せずフーチング上面までをモデル化した。

（１）固体要素モデル

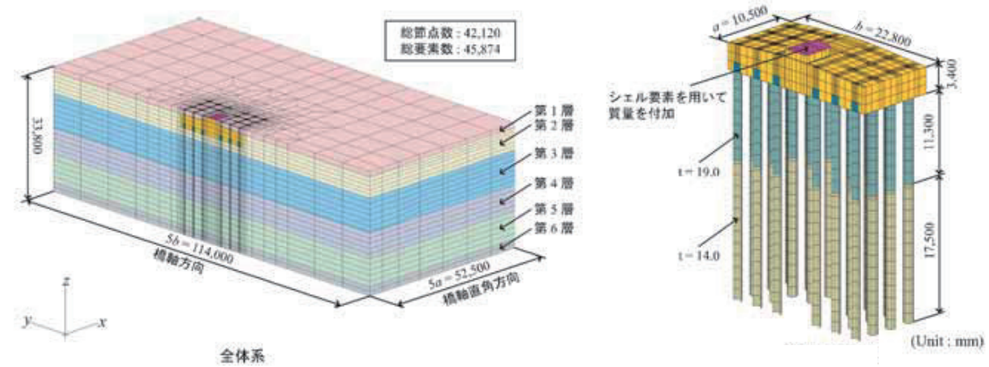
図－２には固体要素モデルの一例として，各基礎



(a) 新石狩大橋 P-1 橋脚基礎部の三次元モデル



(b) 石狩河口橋 P-3 橋脚基礎部の三次元モデル



(c) 十勝河口橋 P-7 橋脚基礎部の三次元モデル

図－２　固体要素モデルの一例【橋軸方向地震波入力時】

形式に関する橋軸方向地震波入力時の解析モデルを示している。固体要素解析におけるモデル化の範囲は対称性を考慮した 1/2 モデルとし，周辺地盤にはフーチング幅の 5 倍の領域を考慮している。

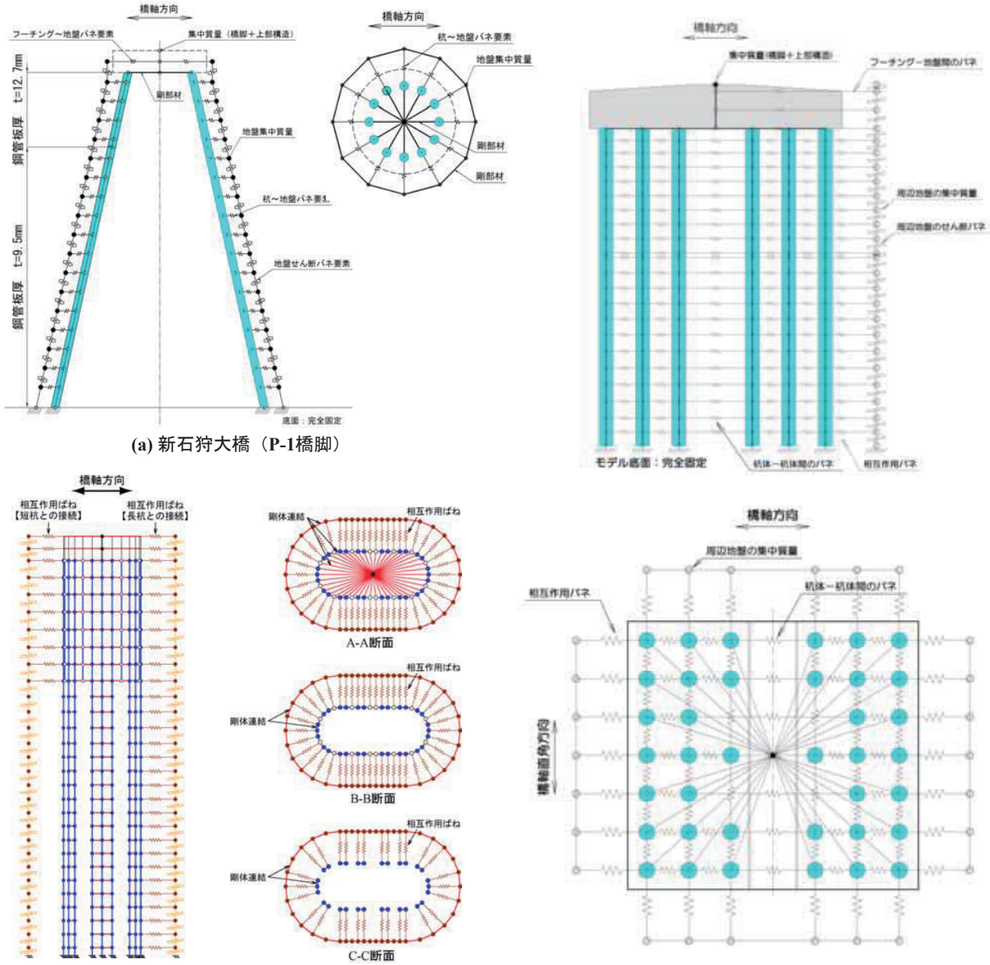
使用した有限要素タイプは，フーチングおよび周辺地盤は 8 節点固体要素，鋼管は 4 節点シェル要素であり，周辺地盤と鋼管杭間はいずれも完全付着を仮定した。なお，石狩河口橋における鋼管矢板継手部は隣接する杭とシェル要素を用いて連結している。

境界条件は，モデル底面を完全固定とし，対称切断面はその面に対する法線方向変位成分を，周辺地盤の側面は鉛直方向変位成分を拘束した。また，フーチング天端には，上部構造質量と橋脚躯体質量に相当する質量をシェル要素を用いて付加している。

（2）骨組要素モデル

図－３には骨組要素モデルの一例として，各基礎形式に関する橋軸方向地震波入力時の解析モデルを示している。解析モデルは，いずれも基礎構造系（杭基礎本体あるいは矢板基礎本体）と周辺地盤系から構成されており，基礎構造は梁要素，周辺地盤は質点とせん断バネでモデル化し，それらを相互作用バネを用いて連結させた連成系モデルである。

周辺地盤には，固体要素モデルの場合と同様に，フーチング幅の5倍の領域における質量とせん断剛性を考慮し，各地層が一体となって挙動するように同一深度における質点はいずれも剛体連結させている。また，フーチング下端の節点と各杭体の杭頭部節点に関しても全て剛体連結するものとした。



(a) 新石狩大橋（P-1橋脚）

(b) 石狩河口橋（P-3橋脚）

(c) 十勝河口橋（P-7橋脚）

図－３　骨組要素モデルの一例【橋軸方向地震波入力時】

相互作用バネの剛性は，道路橋示方書・同解説Ⅳ【下部構造編】[1]に基づいて，杭基礎の水平方向地盤反力係数 k_H により評価するものとした。

境界条件は，モデル底面（杭下端および周辺地盤下端）を完全固定としている。また，フーチング天端の節点には，上部構造質量および橋脚躯体質量を集中質量として考慮している。

（3）材料物性値

表－１にはフーチングおよび鋼管（矢板）の材料物性値を示している。**表－２～４**には当該地点における地質調査結果に基づいて設定した各橋梁の周辺地盤に関する各地層毎の物性値を示している。

（4）地震応答解析法および入力地震動

地震応答解析は，骨組要素モデル，固体要素モデルともに直接積分法に基づいた線形時刻歴応答解析とした。ここで，本解析では，骨組要素モデルにはMIDAS-Civil2006[5]，固体要素モデルにはABAQUS[6]を使用している。数値積分は，骨組要素モデルにはNewmark β 法（β=1/4）を適用し，積分間隔を1/100秒と設定して実施している。一方，固体要素モデルには陽解法を適用し，積分間隔はCourant条件を満足するように決定されている。粘性減衰は，骨組要素モデルの場合には1次と2次の固有振動数に対してh=5%となるRayleigh型減衰とし，固体要素モデルの場合には系の1次固有振動数に対してh=5%となる質量比例型減衰を採用している。

図－４には本解析に用いた入力地震動（加速度波形）を示している。本解析では，2003年十勝沖地震本震で観測された基盤面波形（十勝河口橋：A-2橋台基盤面GL-50m，橋軸方向成分）を用い，これを最大加速度100galに振幅調整して解析モデルの下端に入力している。また，実際にモデルに与えた入力波形は，観測波形に対して初期微動P波区間を除去した後の主要動S波区間の30秒間としている。

図－５には入力加速度波形のフーリエスペクトルを示している。図より，本地震波形は0.2Hz～0.4Hzの周波数帯が卓越していることが分かる。

４．数値解析結果および考察

（1）固有値解析結果

表－５には各解析モデルにおける固有値解析結果を最低次固有振動数に限定して示している。表より，橋軸方向、橋軸直角方向ともに解析モデルによる差は最大でも2%程度と小さく，骨組要素モデルと固体要素モデルは良く一致しているものと判断される。

表－１　フーチングおよび鋼管の材料物性値

部　材	弾性係数 E(MPa)	ポアソン比 ν	単位体積重量 ρ (kN/m^3)
フーチング	3.00E+04	0.20	24.5
鋼管(矢板)	2.00E+05	0.30	77.0

表－２　周辺地盤の物性値【新石狩大橋】

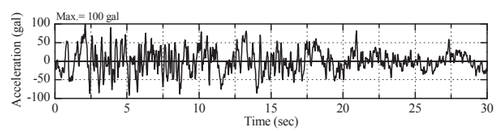
地層番号	弾性係数 E(MPa)	ポアソン比 ν	単位体積重量 ρ (kN/m^3)
第１層	73.1	0.493	19.1
第２層	254.5	0.487	19.0
第３層	203.9	0.491	16.7
第４層	254.5	0.487	19.0
第５層	303.3	0.488	17.4
第６層	898.1	0.477	19.1

表－３　周辺地盤の物性値【石狩河口橋】

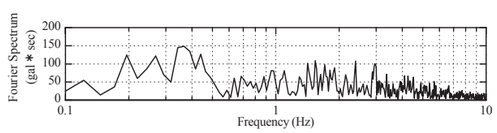
地層番号	弾性係数 E(MPa)	ポアソン比 ν	単位体積重量 ρ (kN/m^3)
第１層	195.8	0.490	18.2
第２層	239.6	0.493	18.2
第３層	112.5	0.489	16.8
第４層	262.0	0.479	18.3
第５層	270.8	0.480	17.3
第６層	990.2	0.473	20.0

表－４　周辺地盤の物性値【十勝河口橋】

地層番号	弾性係数 E(MPa)	ポアソン比 ν	単位体積重量 ρ (kN/m^3)
第１層	23.5	0.490	12.0
第２層	53.7	0.490	17.0
第３層	90.6	0.490	14.0
第４層	92.2	0.490	17.0
第５層	235.1	0.490	19.0
第６層	317.6	0.400	20.0



図－４　入力地震動【2003年十勝沖地震本震，基盤波形】

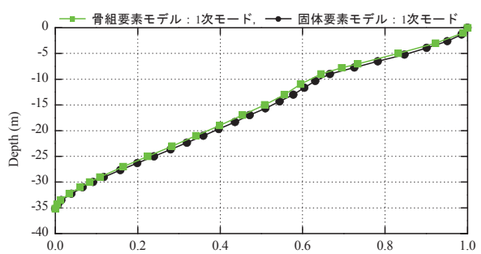


図－５　入力加速度波形のフーリエスペクトル

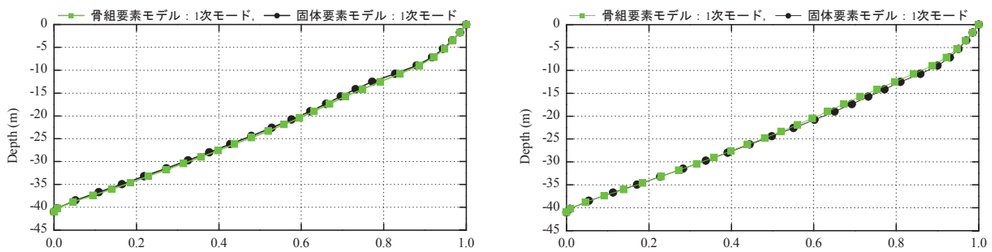
表－５　各モデルに関する最低次固有振動数の比較

橋 梁 名	橋軸方向			橋軸直角方向		
	骨組要素モデル A (Hz)	固体要素モデル B (Hz)	比　率 (A/B)	骨組要素モデル C (Hz)	固体要素モデル D (Hz)	比　率 (C/D)
新石狩大橋	1.290	1.300	0.99	—	—	—
石狩河口橋	1.250	1.250	1.00	1.250	1.260	0.99
十勝河口橋	1.224	1.250	0.98	1.284	1.260	1.02

※新石狩大橋は，対称構造かつ上部構造質量も各方向で同一であることから解析方向は１方向とする。

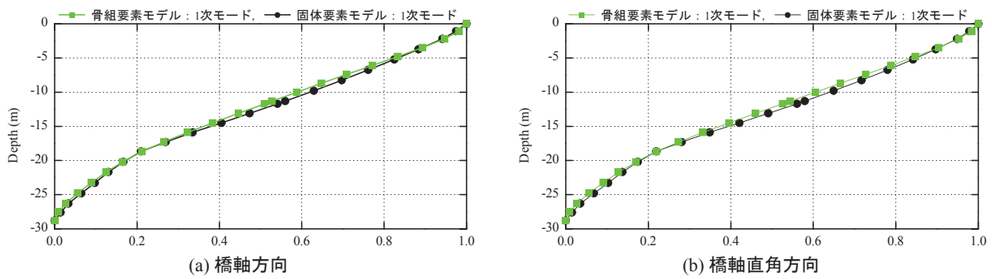


図－６　最低次固有振動モードの比較【新石狩大橋】



(a) 橋軸方向　(b) 橋軸直角方向

図－７　最低次固有振動モードの比較【石狩河口橋】



(a) 橋軸方向　(b) 橋軸直角方向

図－８　最低次固有振動モードの比較【十勝河口橋】

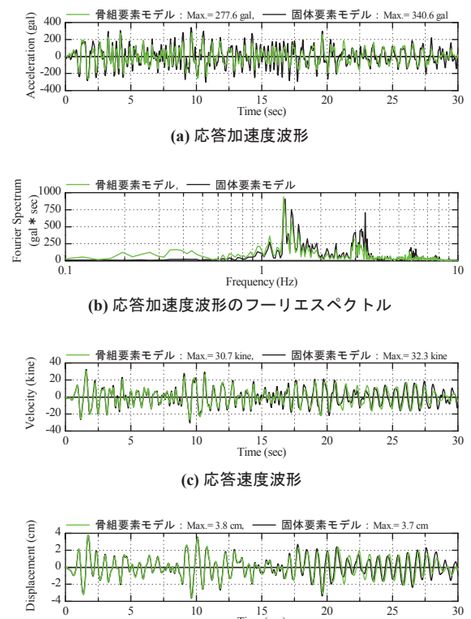
図－６～８には各橋梁の最低次固有振動モードを各解析モデルで比較して示している。図より，解析方向および解析モデルに関わらず，振動モード形状は周辺地盤のせん断変形を呈しており，地盤の水平変位による影響が支配的であることが分かる。また，各モデルにおける固有振動モード形状を比較すると，一部で両者に若干の差異が見られるものの，その分布性状は概ね良く一致しているものと判断される。

（２）地震応答解析結果

(a) フーチング天端における各種応答波形の比較

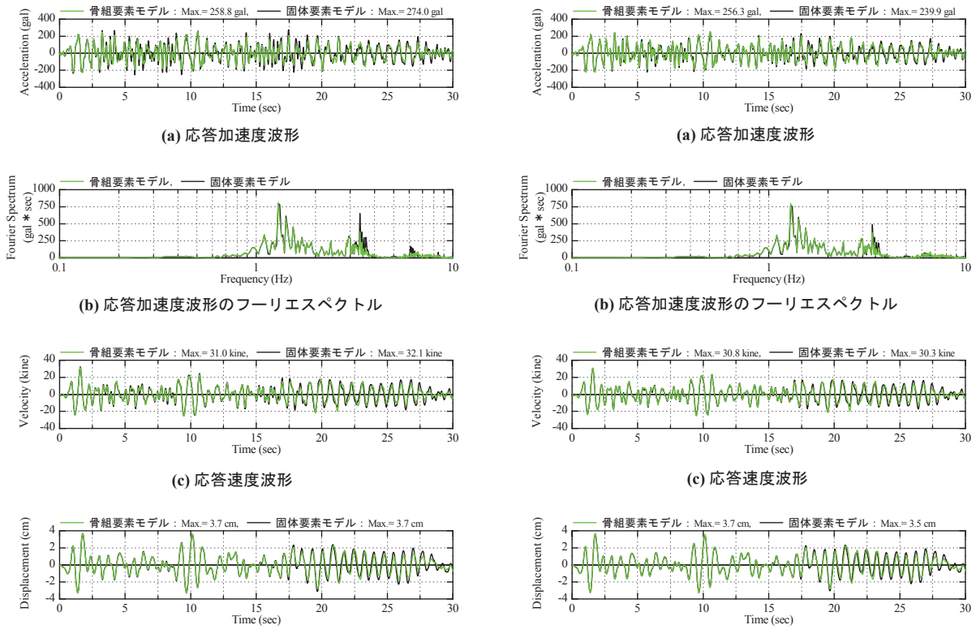
図－９～１１には，各基礎形式に関する相対加速度，相対速度および相対変位に関する各種応答波形を骨組要素モデルと固体要素モデルで比較して示している。ここでは，紙面上の都合により，フーチングの天端節点に関する応答波形にのみ着目している。また，応答加速度波形に関しては，そのフーリエスペクトルも併せて示している。

図－９（新石狩大橋，鋼管杭の斜杭基礎）より，応答加速度波形に着目すると，最大加速度は固体要素モデルで340.6gal（発生時刻t=9.61秒），骨組要素モデルで277.6gal（発生時刻t=9.66秒）であり，骨組要素モデルによる応答値が19%程度小さく評価されている。これは，骨組要素モデルでは3Hz近傍におけるフーリエスペクトルの振幅が固体要素モデルと比較して小さく評価されていることに起因するものと考えられる。しかしながら，応答波形性状に関しては両者で良く一致している。一方，応答速度波形に着目すると，最大速度は固体要素モデルで32.3kine（発生時刻t=1.58秒），骨組要素モデルで30.7kine（発生時刻t=1.59秒）であり，応答波形性状



(a) 応答加速度波形
(b) 応答加速度波形のフーリエスペクトル
(c) 応答速度波形
(d) 応答変位波形

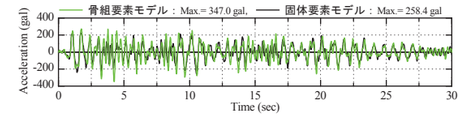
図－９　フーチング天端の応答波形の比較【新石狩大橋】



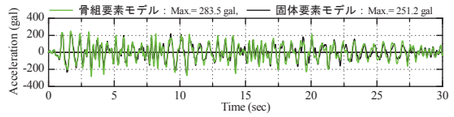
(a) 応答加速度波形
(b) 応答加速度波形のフーリエスペクトル
(c) 応答速度波形
(d) 応答変位波形

（１）橋軸方向地震波入力時　（２）直角方向地震波入力時

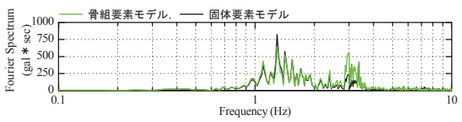
図－１０　フーチング天端の応答波形の比較【石狩河口橋】



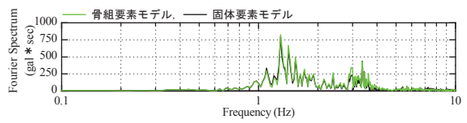
(a) 応答加速度波形



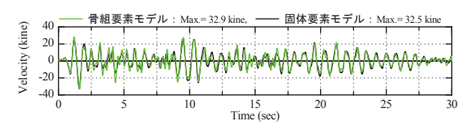
(a) 応答加速度波形



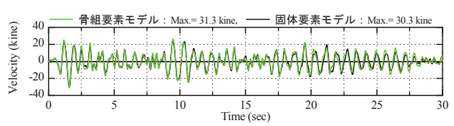
(b) 応答加速度波形のフーリエスペクトル



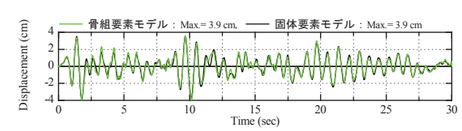
(b) 応答加速度波形のフーリエスペクトル



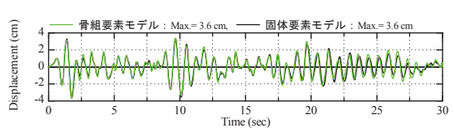
(c) 応答速度波形



(c) 応答速度波形



(d) 応答変位波形



(d) 応答変位波形

(a) 橋軸方向地震波入力時　　(b) 直角方向地震波入力時

図－１１　フーチング天端の応答波形の比較【十勝河口橋】

とともに両者は良く一致していることが分かる。

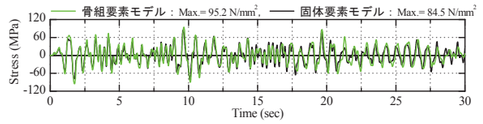
また，応答変位波形は，最大変位は固体要素モデルで3.7cm（発生時刻t=1.73秒），骨組要素モデルで3.8cm（発生時刻t=1.75秒）であり，応答速度波形と同様に最大応答値，応答波形性状ともに両者は精度良く一致している。これより，応答加速度波形に関しては両者で差異が見られるが，応答速度および応答変位波形に関しては，骨組要素モデルと固体要素モデルは比較的精度良く一致していることが分かる。

図－１０（石狩河口橋，脚付き鋼管矢板基礎）より，応答加速度に着目すると，橋軸方向地震波入力時の最大加速度は固体要素モデルで274.0gal（発生時刻t=17.47秒），骨組要素モデルで258.8gal（発生時刻t=10.53秒），一方，直角方向地震波入力時では，それぞれ239.9gal（発生時刻t=10.54秒），256.3gal（発生時刻t=10.53秒）と，その差は5～6%であり両者は概ね良く一致している。応答波形に関しては，橋軸方向地震波入力時において全体的に骨組要素モデルが若干大きく評価される傾向にあるが，これは3Hz近傍のフーリエスペクトルの振幅が固体要素モデルと比較して小さいためと推察される。しかしながら，応答波形性状に関しては両者で良く一致しているものと判断される。

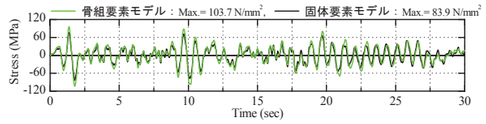
一方，応答速度および応答変位に関しては，いずれの地震波入力方向においても，最大応答速度は30kine程度，最大応答変位は3.7cm程度であり，最大応答値および応答波形性状ともに両者は良く一致しているものと判断される。

図－１１（十勝河口橋，鋼管杭の群杭基礎）より，応答加速度波形に着目すると，橋軸方向地震波入力時の最大加速度は固体要素モデルで258.4gal（発生時刻t=10.54秒），骨組要素モデルで347.0gal（発生時刻t=4.26秒）であり，骨組要素モデルによる応答値が26%程度大きく評価されている。また，直角方向地震波入力時においても，それぞれ251.2gal（発生時刻t=10.52秒），283.5gal（発生時刻t=3.26秒）と橋軸方向地震波入力時と比較してその程度は小さいものの骨組要素モデルが大きく評価されている。応答波形性状に関しても，周期特性は概ね一致しているが，全体的に骨組要素モデルが大きく評価される傾向にある。一方，応答速度および応答変位に関しては，他の基礎形式と同様に，最大応答値および応答波形性状ともに両者は概ね良く一致している。

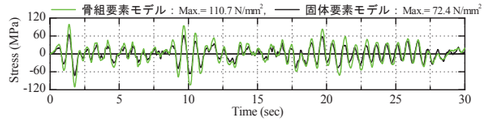
また，いずれの応答波形においても，橋軸方向地震波入力時は直角方向地震波入力時と比較して両者の整合性が低い。これは橋軸方向における上部構造



図－１２　鋼管の軸方向応力波形の比較【新石狩大橋】

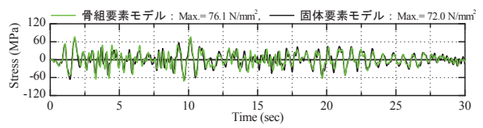


(a) 橋軸方向地震波入力時

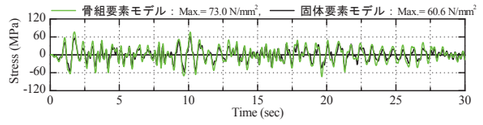


(b) 直角方向地震波入力時

図－１３　鋼管の軸方向応力波形の比較【石狩河口橋】



(a) 橋軸方向地震波入力時



(b) 直角方向地震波入力時

図－１４　鋼管の軸方向応力波形の比較【十勝河口橋】

質量（分担質量）が直角方向のそれと比較して2倍程度大きいことから（橋軸方向：6405.7t，直角方向：3042.7t），フーリエスペクトルからも推察されるように2次振動モードの影響を受けていることに起因するものと考えられる。しかしながら，固体要素モデルではその影響は小さく，いずれの地震波入力方向においても1次振動モードが卓越している。

以上より，いずれの基礎構造形式においても，応答加速度波形やそのフーリエスペクトルに関しては両者で若干の差異が見られるものの，応答速度および応答変位波形に関しては比較的精度良く一致することが明らかとなった。

(b) 鋼管杭の軸方向応力波形に関する比較

図－１２～１４には，各基礎形式に関する鋼管杭の軸方向（曲げ）応力度波形を骨組要素モデルと骨組要素モデルで比較して示している。ここで，着目した要素は杭体に最大曲げ応力が発生する部位とし，新石狩大橋（斜杭基礎）および十勝河口橋（群杭基礎）は杭頭部の要素，石狩河口橋（脚付き鋼管矢板基礎）は杭下端の要素に着目している。

図より，いずれの基礎形式および地震波入力方向においても骨組要素モデルは固体要素モデルと比較して若干大きく評価されていることが分かる。しかしながら，その差は最大でも30%程度であり，応答波形性状に関しても両者は良く一致していることから，本解析モデルは杭体の発生応力度に関しても比較的精度良く再現可能であるものと判断される。

また，いずれの基礎形式においても，本解析における入力地震動に対しては降伏応力度には至っていないことが確認された。

５．まとめ

本研究では，基礎－地盤系を対象として，実務設計で一般的に用いられている集約バネモデルの精度を高めた骨組要素モデルの適用性について検証を行った。適用性検討は，3 つの異なる基礎形式を対象として，別途実施した三次元有限要素解析（固体要素モデル）結果と比較する形で行った。

検討の結果，基礎構造を梁要素，周辺地盤を多質点系せん断バネで表現し，それらを相互作用バネを用いて連結させた連成系モデルを構築することで，三次元有限要素解析の線形地震応答を比較的精度良く再現可能であることが明らかとなった。

今後は，非線形応答の検証を実施するとともに，橋脚躯体や上部構造を含めた橋梁全体系（基礎－地盤－構造物系）モデルに対する検証も実施する予定である。

謝辞：本研究を行うにあたり，室蘭工業大学大学院建設システム工学専攻，構造力学研究室の吉澤佳展君には多大なる御支援を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ【下部構造編】，Ⅴ【耐震設計編】，2002.3.
2) 土木学会：橋の動的耐震設計，2003.3.
3) 森 伸一郎：杭基礎構造物に対する質点ばね系モデルの提案とその実被害への適用，土木学会応用力学論文集，Vol.3，pp.609-620，2002.8.
4) 森，三浦，張，岸下，岩上，砂坂：杭基礎構造物の一斉地震応答解析，土木学会構造工学論文集，Vol.48A，pp.457-468，2002.3.
5) MIDAS Civil 2006 Manual，Ver.701，2006.
6) ABAQUS Analysis User's Manual，Ver.6.6，2006.

04
midas Civil 適用事例_研究論文編

5.
特殊橋梁における耐震性能調査について
奈良県吉野土木事務所

吉野土木事務所　　前久保　俊二

１．はじめに

今世紀前半に発生する確率が高いといわれている東南海・南海地震や、阪神大震災のような都市直下型地震等の発生に備え、国土交通省、各都道府県において「緊急輸送道路の橋梁耐震補強３箇年プログラム」が策定された。

奈良県においても、「優先確保ルート」を選定し、現在、耐震補強対策を進めているところであるが、上・中路式アーチ橋やトラス橋等の特殊橋梁については、現在のところ、耐震補強対策を経済的かつ効率的に行うための指針は確立されておらず、県下においてこれまでに実施された実績は極めて少ない。

そこで本論文では、上路式ＲＣアーチ橋である一般国道１６９号高橋（吉野町河原屋）で行った耐震性能調査について報告し、今後予定している補強対策の実施に向けた課題について考察する。

２．橋梁概要

一般国道１６９号高橋は、津風呂川を跨ぐ橋長３７．４ｍの単純上路式ＲＣアーチ橋であり、昭和５年架設の旧橋及び昭和２０年代後半架設（推定）の新橋で構成される。

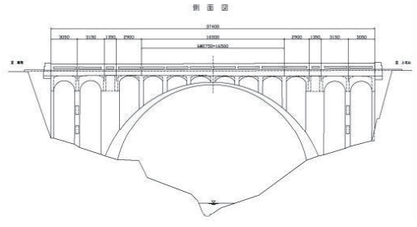
図－１　位置図

写真－１　現況写真

３．現地調査

架設から約８０年が経過しており、竣工図書は残っていないため、現地調査により復元設計を忠実に行う必要がある。

現地調査により、形状調査、コンクリート強度試験、配筋調査を行った。なお、測定の難しい基礎形状については、衝撃弾性波法に



図－２　橋梁側面図

より測定を行った。

４．耐震性能照査

４－１．照査方針

橋梁の耐震性能の照査方法には、大きく分けて静的照査法と動的照査法があるが、上路式ＲＣアーチ橋は、地震時に複雑な振動挙動をする特殊橋梁であることから、動的解析による照査が必要とされている。

架設後に発生した東南海沖地震（昭和１９年、Ｍ７．９）および南海沖地震（昭和２１年、Ｍ８．０）の経験と過去の補修調査から、レベル１地震動に対しては耐力が確保されていることとし、レベル２地震動に対する動的照査を行った。

４－２．モデル化

土木構造物の解析で用いられているはり要素における力学のモデル化は、一般的によく用いられているモデルとして、「Ｍ－φモデル」と「ファイバーモデル」がある。　ＲＣアーチ橋の耐震性を評価する際には，軸力変動の影響を取り入れないとアーチリブの塑性化の箇所やその度合いを適切に評価できないことや、アーチリブには２軸曲げが作用することが明らかにされている。そのため、この解析においては、軸力変動が自動的に考慮され、２軸曲げの影響についても同時に考慮できる「ファイバーモデル」によりモデル化を行った。

	Ｍ－φモデル	ファイバーモデル
特徴	曲げモーメント－曲率、せん断力－せん断角関係に対して経験履歴則を適用。汎用性あり。	各ファイバーに一軸の応力度－ひずみ関係を適用。軸力変動、２軸曲げの対応が容易。

表－１　動的解析に用いるはり要素のモデルの一例と特徴

４－３．解析条件

重要度区分をＢ種（特に重要度が高い橋）、地域区分をＡ地域、耐震性能２、地盤種別をⅠ種地盤とし、解析プログラム「MIDAS/Civil」を用いて、時刻歴応答解析・直接積分法による非線形動的解析を行った。

道路橋示方書に基づき、減衰定数を定め、ＲＣ構造および橋面荷重の死荷重を節点荷重に設定し、橋台背面に対して土圧荷重を考慮した。また、下部工は直接基礎で剛性が大きいため、剛体としてモデル化を行った。

地震波を入力する前に、固有値解析を行い、固有周期、振動モードを求め、振動モード毎の減衰定数を算定した。旧橋、新橋ともに橋軸および直角それぞれ卓越する２つのモードを選定し、算定したレーリー減衰を解析に考慮することとした。

４－４．入力地震波

入力地震波については、既往の強震記録を振動数領域で調整したものを用い、橋軸方向橋軸直角方向にタイプⅠ（プレート境界型）、タイプⅡ（内陸直下型）の表－２に示す各３波を入射させ、動的解析を行った。

タイプⅠ	1978年宮城県沖地震 開北橋周辺地盤上LG	タイプⅡ	1995年兵庫県南部地震 神戸海洋気象台地盤上N-S
	1978年宮城県沖地震 開北橋周辺地盤上TR		1995年兵庫県南部地震 神戸海洋気象台地盤上E-W
	1978年北海道南西沖地震 七峰橋周辺地盤上LG		1995年兵庫県南部地震 猪名川架橋周辺地盤上N-S

表－２　入力地震波

４－５．補強要否の判定方法

旧橋および新橋の床版、アーチリブ、支柱、横桁、支柱横支材について、曲げと軸力およびせん断に対して補強の必要性を判定することとする。

入力地震波の３波平均の値により以下の（１）、（２）について照査を行った。

（１）コンクリートの許容ひずみに対する圧縮ひずみの照査

圧縮ひずみの３波平均の応答値がコンクリートの許容ひずみε＝ 0.002（一般的な圧縮強度に対応するひずみ）を超過するか否かにより、補強の必要性を判定した。

（２）せん断耐力に対する応答せん断力の照査

応答余裕率を応答せん断力の３波平均の値をせん断耐力で割ることにより求め、1.0を超過するか否かにより、補強の必要性を判定することとした。

なお、せん断耐力については、コンクリート設計基準強度による負担可能な平均せん断応力度からコンクリートが負担できるせん断耐力を算出した。また、鉄筋については、既設橋梁の帯鉄筋は入っていない部材が多いことなどから、鉄筋の分担するせん断耐力は考慮しないこととした。

４－６．照査結果

照査の結果、補強が必要と判明した部材を旧橋、新橋それぞれ図－３、図－４に示す。

（１）旧橋（コンクリートの圧縮ひずみ）

床版、アーチリブ、横桁に対策が必要であり、特に横桁については、橋軸方向に加震したタイプⅡ地震波に対し、大幅に超過（約 20 倍）することが判明した。

（２）旧橋（せん断）

床版、アーチリブ、支柱に対策が必要であり、特に床版、支柱については、橋軸、直角方向ともに大幅な超過（2.0 以上）を示した。

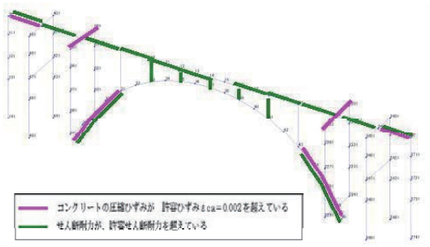
（３）新橋（コンクリートの圧縮ひずみ）

横桁について許容ひずみを若干（1.19 倍）上回ったが、その他の部材については、許容範囲内となった。

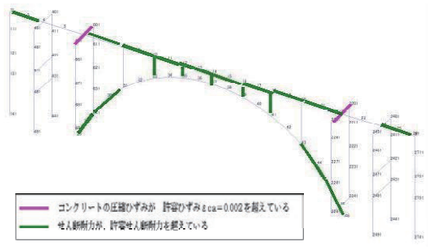
（４）新橋（せん断）

旧橋と同様、床版、アーチリブ、支柱に対策が必要であり、特に床版、支柱に橋軸、

直角方向とも大幅な超過（2.0 以上）を示した。



図－３ 補強必要部材（旧橋）



図－４ 補強必要部材（新橋）

５．補強対策の方針

ＲＣ部材の一般的な補強工法として、施工条件を考慮すれば、重量増加が少なく施工が容易な炭素繊維巻き立て工法、若しくは重量増加が少ない鋼板巻き立て工法を用いることが考えられる。

しかし、コンクリート強度試験の結果、旧橋については、圧縮強度が低く（平均σ c ＝ 16.4N/mm2）、コンクリートと繊維補強シートに必要な付着強度が得られないことなどから、鋼板巻き立て工法による対策が最良であると考えられる。採用する鋼板の材質および板厚については、緊急輸送道路としての機能確保の観点や経済性を踏まえて検討しなければならない。

写真－２ 鋼板巻き立て工法

６．今後の課題

この解析では、精度、費用、時間を効率よく行える観点からファイバーモデルによる解析方法を採用した。しかし、他のＭ－φモデル等を採用することも考えられ、両者の解析結果を比較検討することも今後の技術課題として必要であると考えられる。

また、横桁の断面高さを過小評価しているため、今後、補強対策の実施にあたっては、床版を含めたモデル化として、補強範囲を少なくすることが可能か検討することが必要である。

この照査では、耐震性能２に対する許容値の設定を行った。照査結果により、大幅に許容値を超過している部材があることから、通常の補強対策（鋼板巻き立て工法等）では、完全に補強できないことが予想される。そのため、経済的かつ効率的に補強対策を行うためには、緊急輸送道路としての機能を確保できる性能としての許容値の設定方法について十分に検討した上で、補強対策を行う必要があると思われる。

04
midas Civil 適用事例_研究論文編

6.
RC 製ロックシェッド模型の重錘落下衝撃挙動に関する
二次元骨組解析法の妥当性検討
コンクリート工学年次論文集

牛渡裕二[*1]・川瀬良司[*2]・今野久志[*3]・岸　徳光[*4]

要旨：本検討では，RC 製ロックシェッドにおける性能照査型設計法の確立を目的に，1/2 縮尺 RC 製ロックシェッド模型の重錘落下衝撃実験に対して，二次元骨組動的解析による再現を試みた。検討の結果，1) 二次元骨組動的解析を用いて，道路軸方向の有効長を考慮することで頂版部の応答変位は精度良く再現が可能となる。2) 各部材によって有効長が異なり，入力エネルギーの増加と反比例し有効長は小さくなる。3) 有効長を柱間隔として二次元骨組動的解析を用いて設計することで安全側の評価が可能となり，許容応力度設計法と比べ，より合理的な設計が可能となる。等が明らかになった。

キーワード：RC 製ロックシェッド，性能照査型設計法，二次元骨組動的解析

1. はじめに

我が国の山岳部や海岸線における道路網には，落石災害を防止するための落石防護構造物が数多く建設されている。その落石防護工の一つとして RC 製ロックシェッド（以後，ロックシェッド）が挙げられる（**写真－1** 参照）。これらのロックシェッドは一般に落石対策便覧[1]に基づき，以下の要領で設計が行われてきた。すなわち，1) 設計対象となる落石の比高や斜面の状態から，落石衝突エネルギーを決定する。2) 決定された落石衝突エネルギーに対して，落石対策便覧で規定している衝撃力算定式を用いることにより最大衝撃力を決定する。3) この最大衝撃力を静的荷重に置き換え，二次元骨組静的解析により断面力を算定する。4) 求められた断面力に対して，許容応力度法を適用し，断面設計を行う。

上記設計法に対し，筆者らはロックシェッドの耐衝撃挙動を考慮した合理的な設計法を確立するために，実際のロックシェッドを用いた弾性範囲内での重錘落下衝撃実験および数値解析的検討を実施し[2),3)]，敷砂あるいは三層緩衝構造を設置した場合の耐衝撃挙動を詳細に把握している。また，これらの実験結果をもとに三次元衝撃応答解析を実施し，実挙動を考慮した設計法を提案しており，これらの成果は北海道開発局におけるロックシェッドの設計要領[4]に取り入れられている。

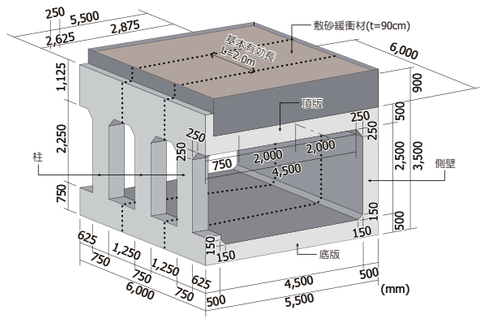
写真－1　RC 製ロックシェッドの一例

一方，許容応力度法を用いた設計は，耐力的に過大でコスト高となる傾向があるため，近年，橋梁等の設計では従来の許容応力度法から性能照査型設計法に移行しつつあるのが現状である。ロックシェッドにおいても，同様に性能照査型設計法の確立が求められているところである。しかしながら，その設計は比較的簡易な設計法にしなければ，実務設計が困難になる。ロックシェッドの場合には，衝撃荷重を考慮した設計法が必要となるため，三次元弾塑性衝撃応答解析を基礎として，最終的に二次元解析への移行を図ることが望ましいと考えられる。二次元解析へ移行するためには，基礎となる三次元弾塑性衝撃応答解析の精度向上が必要となるが，緩衝工となる敷砂の構成則を一意に設定することが難しいなど，実挙動を詳細にモデル化するには緩衝工の構成則あるいは緩衝工を介した作用力についてのさらなる検討が必要である。

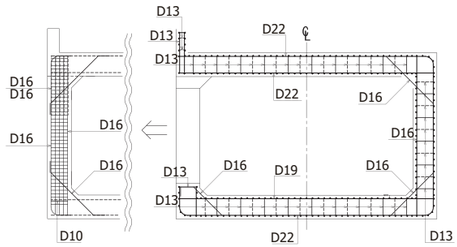
このような背景のもと，本研究ではロックシェッドの性能照査型設計法の確立に向けたアプローチの一つとして，実験で得られた重錘衝撃力が敷砂緩衝工を介してロックシェッドに作用する伝達衝撃力を設定し，二次元骨組モデルに入力して動的解析を実施した。さらに本解析結果を実験時挙動と比較し，今後の性能照査型設計法に基づいた設計手法への適応性について検討を行った。

*1　（株）構研エンジニアリング　防災施設部次長　（正会員）
*2　（株）構研エンジニアリング　取締役　博（工）　（正会員）
*3　（独）土木研究所寒地土木研究所　寒地構造チーム　博（工）　（正会員）
*4　室蘭工業大学大学院教授　工学研究科　くらし環境系領域　工博　（正会員）

04-6 RC製ロックシェッド模型の重錘落下衝撃挙動に関する二次元骨組解析法の妥当性検討_コンクリート工学年次論文集奈良県吉野土木事務所



(a)形状寸法



(i)柱部断面　(ii)覆工断面

(b)配筋状況

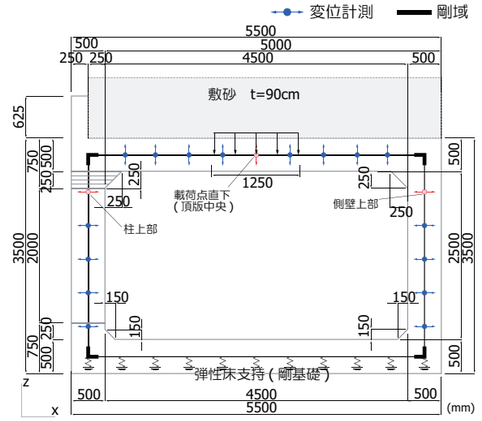
図－1　ロックシェッド模型の形状寸法および配筋状況

2. 検討条件

2.1 実験概要

一般的に，実 RC 製ロックシェッドは 1 ブロックが 12 m の構造になっている。また，箱型断面を有しているが，左右非対称の柱部と側壁部，上下には頂版と底版による構造となっており，部材毎に剛性が異なる。このことから，本実験では，より実物大に近いロックシェッド模型（縮尺：1/2）として，頂版に対して 45 kJ の落石エネルギーに対応する断面を設計製作した（3.4 にて後述）。敷砂緩衝工は，頂版上面に重錘径程度の t = 90 cm 厚さで設置している。

図－1(a) には，衝撃実験に使用したロックシェッド模型の形状寸法，(b) 図にはその配筋状況を示している。ロックシェッドの断面形状は，頂版部材厚，側壁および柱部材厚が 500 mm，内空幅 4,500 mm × 高さ 2,500 mm となっており，道路軸方向の 1 ブロック延長は 6,000 mm である。頂版下面および上面の軸方向鉄筋には D22 を 125 mm 間隔で配置し，配力筋は軸方向鉄筋の 50%を目安に上面，下面共に D13 を 125 mm 間隔で配置している。また，芯かぶりは 75 mm となっている。鉄筋の材質は全て *SD*345 であり，降伏強度は D22 が 381 ～ 400 MPa，D13 が 378 ～ 397 MPa，コンクリートの圧縮強度は f_c = 28.3 MPa であった。



図－2　解析モデル

表－1　解析ケース一覧

解析ケース	落下高さ H (m)	入力エネルギー E (kJ)
S-II-H10.0	10	980
S-II-H15.0	15	1,470
S-II-H20.0	20	1,960

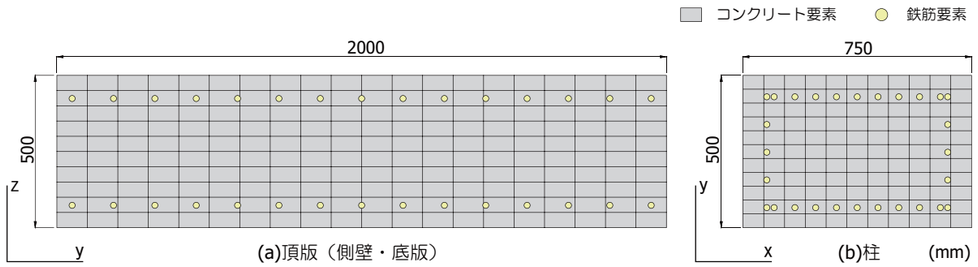
実験は繰り返し載荷で行うこととし，重錘質量 10,000 kg を，落下高さ H = 1.0 m，2.5 m，5.0 m，10 m，15 m，20 m，25 m で漸増させて実施した。ただし，落下高さ H = 25 m の際には，大きく破損することが予想されたため，変位計測は行わずに実験を実施している。

2.2 二次元骨組動的解析概要

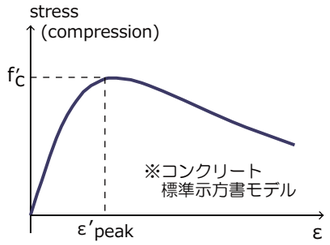
表－1 には，解析ケースの一覧を示している。本研究では，落下高さ H = 10 m，15 m，20 m の 3 ケースについて二次元骨組動的解析による検討を実施した。また，解析においては繰り返し載荷による供試体の損傷状態は考慮していない。

(1) 数値解析モデル

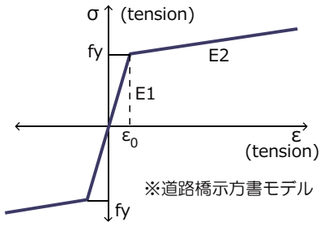
図－2 に本数値解析に用いた解析モデル図を示す。骨組モデルは実験供試体の頂版・側壁・柱・底版コンクリート中央に配置するようモデル化している。部材の要素分割は，1 要素長を各部材の有効厚程度とし，最小でも有効高の 0.5 倍程度になるように設定している。また，隅角部には，道路橋示方書に準拠し剛域を設定している。骨組モデルにはファイバー要素を使用し，各部材の断面寸法を設定している。ファイバー要素のセル分割については，**図－3** に示すようにセル要素の中心近傍に軸方向鉄筋が配置されるように設定している。断面設定の際には実験供試体延長 6.0 m に対し，柱間隔（2.0 m）をモデル化し



図－3　ファイバー要素断面のセル分割（基本有効長）



(a) コンクリート



(b) 鉄筋

図－4　材料物性モデル

ている。境界条件は底面を弾性床支持とし，圧縮方向のみバネを考慮している。ただし，剛基礎を模擬するため，バネ定数は十分に大きな値を入力している。頂版上の敷砂緩衝工の質量は要素に付加することで考慮している。

減衰定数は，質量比例と剛性比例を考慮するものとし，事前に本解析モデルを用いた固有振動解析を行い，鉛直方向最低次および２次の固有振動数までを考慮し $h = 10\%$ と設定している。なお，減衰定数の設定にあたり，異なる減衰定数を用いた事前解析を実施したところ，結果にほとんど差異が見られなかったことから，解析上の収束性に優れる $h = 10\%$ を減衰定数として採用した。

なお，骨組モデルの総節点数，総要素数はともに 70 である。また，本数値解析には MIDAS Civil 2009 Ver.7.4.0 を使用している。

(2) 材料物性モデル

図－4 には，解析に用いた各材料物性モデルを示している。(a)，(b) 図に，それぞれ，コンクリート要素および鉄筋要素に用いた応力－ひずみ関係を示しており，それぞれコンクリート標準示方書[5] および道路橋示方書[6] に則して設定している。なお，コンクリートの引張領域は考慮せず，コンクリート標準示方書に基づき，ピーク値を超えた場合の除荷・再載荷には，弾性剛性残存率を考慮することとした。

(3) 衝撃力入力モデル

図－5 には，解析に用いた衝撃力波形を示している。入力波形は実験から得られた重錘衝撃力波形を簡易化し，載荷範囲にある節点に等分割して与えている。載荷範囲は敷砂に衝突する点を中心に重錘径で作用するものと仮定し，設定した（重錘径 D = 125 cm）。なお，前述の通り，敷砂はその質量のみを頂版に付加しており，載荷荷重は直接頂版へ入力している。

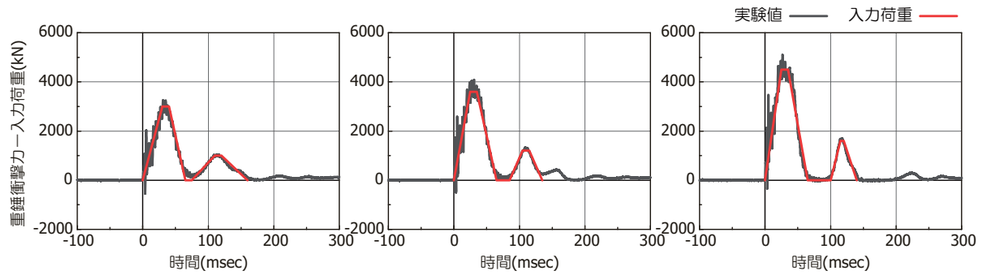
(4) 有効長について

本論文では，有効長をパラメータとして検討を進めることとする。有効長は，立体構造物であるロックシェッドを平面骨組として計算する場合に，落石荷重により躯体に生じる曲げモーメントまたはせん断力が立体構造として計算した場合と等価になるように設定した平面骨組における道路軸方向の長さを示す。本解析では，有効長を求めるための基本有効長を，柱間隔 $L = 2.0$ m と設定している。

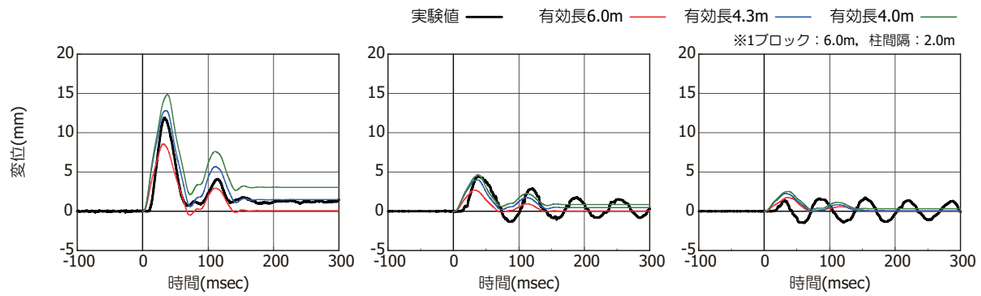
3. 衝撃実験結果と二次元骨組動的解析結果の比較

3.1 変位波形

図－6 には，落下高さ $H = 15$ m の場合における載荷点直下（頂版中央），柱上部および側壁上部の変位波形に関して，実験結果と有効長を変化させて行った解析結果を比較して示している。載荷点直下について見ると，解析結果の波形は，実験値に比べて若干早く立ち上がっているものの，第 1 波目から残留変位に至るまでほぼ同様の性

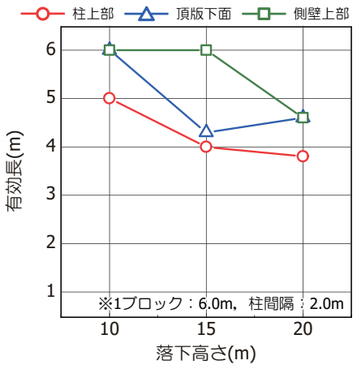


図－5　衝撃力入力モデル



図－6　変位波形（落下高さ H = 15 m）

状を示していることがわかる。最大変位および残留変位に着目すると，有効長が $L = 4.3$ m の場合において，最大変位は実験結果が 11.9 mm に対して解析結果が 12.8 mm，残留変位は，実験結果が 1.4 mm に対して解析結果が 1.5 mm となり，両者は概ね一致する結果となった。柱上部について見ると，実験結果では第 1 波目に最大値を示し，その後，減衰自由振動となっている。解析では第 1 波目の最大値までは概ね再現されているが，第 2 波以降まもなく振動が収束し減衰自由振動は再現できていない。側壁上部については，実験結果では第 2 波目に最大値を示し，それ以降は柱上部と同様に減衰自由振動となっている。数値解析の場合には，第 1 波目に最大値に達し，解析結果は第 2 波以降は振動が収束し，柱上部と同様に減衰自由振動は再現できていない。一方，柱上部および側壁上部における最大変位および残留変位に関して，実験結果と解析結果を比較すると，柱上部については，有効長 $L = 4.0$ m の場合に，最大変位は，実験結果が 4.5 mm に対して解析結果が 4.6 mm と同程度であり，残留変位についても減衰自由振動の振動中心近傍の値となりほぼ再現できていると判断される。側壁上部では，有効長 $L = 6.0$ m とした場合に，最大変位は，実験結果が 1.7 mm に対して

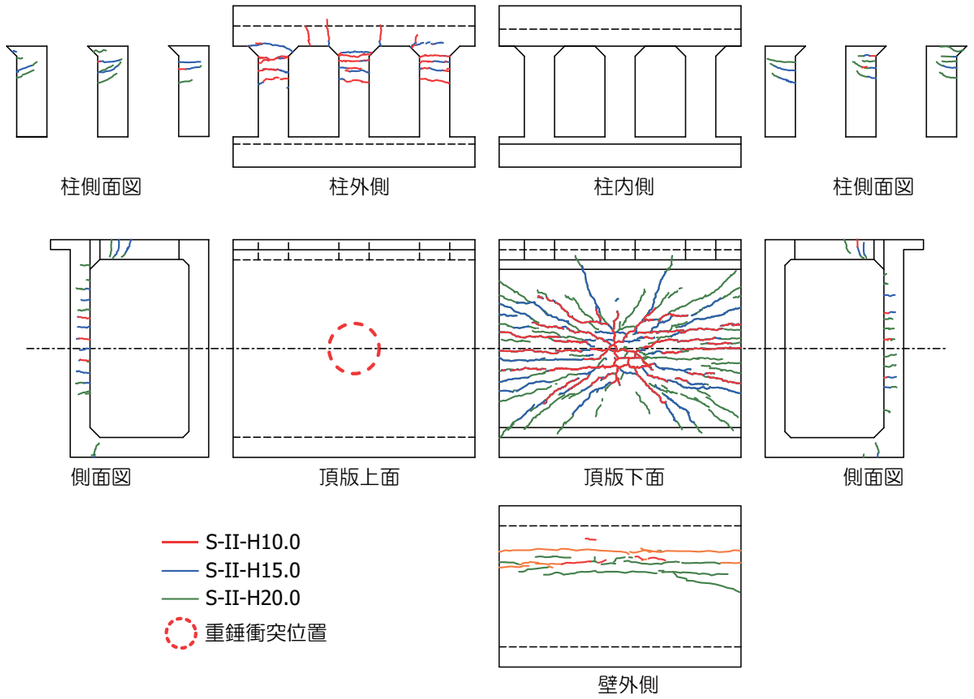


図－7　入力エネルギーと有効長の関係

解析結果が 1.6 mm と同程度，残留変位についても実験結果と同様に零となる結果が得られた。

3.2 入力エネルギーと有効長

図－7 には，$H = 10$ m，15 m，20 m 落下時に着目して，載荷点直下（頂版下面中央），柱上部および側壁上部における最大変位量を再現可能な有効長を二次元骨組を用い



図－8　ひび割れ分布性状

表－2　鉄筋ひずみ最大応答値一覧

解析ケース	頂版下面中央 ($\mu\varepsilon$)	柱外側上端 ($\mu\varepsilon$)	側壁外側上端 ($\mu\varepsilon$)
S-II-H10.0	1,261 / 1,241	1,359 / 1,469	690 / 1,170
S-II-H15.0	1,806 / 1,947	2,204 / 1,825	1,206 / 1,283
S-II-H20.0	2,202 / 1,968	6,531 / 1,967	1,613 / 1,892

※（実験結果／解析結果）

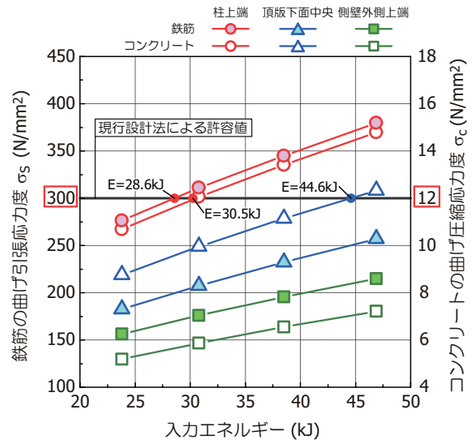
た動的解析により算出し，落下高さと有効長の関係として示している。図より，落下高さの増加に対応して，有効長は小さくなる傾向を示すことが分かる。ただし，**図－8** に示されるひび割れ発生状況より，H = 20 m 落下の場合における頂版中央点に関しては，繰り返し載荷による損傷が進行し，剛性が低下したことで，発生した変位に比較して重錘衝撃力が小さく計測されたものと考えられることから，解析における有効長が過大に評価されたものと推察される。また，部材毎に有効長が異なる結果となっている。これは，部材毎に剛性が大きく異なることと，直接衝撃力を受ける部材と受けない部材とで局所応答と全体応答等による応答の差異が生じたことによるものと推察される。

終局状態に至ったと推察される H = 20 m 落下時において，何れの部材においても有効長は柱間隔の 2.0 m より大きな値となっていることから，設計に際しては有効長＝柱間隔とすることで安全側に評価可能であるものと考えられる。

3.3 鉄筋ひずみ

表－2 には，鉄筋ひずみについて，載荷点直下，柱上部および側壁上部における実験結果と数値解析結果を比較して示している。なお，数値解析結果は，各部材での最大変位が実験結果と等しくなるときの有効長で解析を実施した結果である。載荷点直下である頂版下面中央に着目すると，H = 10 m および 15 m 落下時には，数値解析結果は実験結果と同程度の値が得られている。ただし，H = 20 m 落下時には，実験結果より小さな値となっている。柱上部に関しては，H = 10 m 落下時には，数値解析結果は実験結果とほぼ同程度であり，H = 15 m および 20 m 落下時には，実験結果より小さな値となっている。

側壁上部に関しては，数値解析結果は実験結果と同程度あるいは若干上回る値を示している。数値解析結果が実験結果より小さな値となるケースに着目し，**図－8** に示されるひび割れの発生状況と比較すると，何れのケースにおいても，前述したように，繰り返し載荷での部材損傷により剛性が低下したことで，有効長が過大評価されたため鉄筋ひずみも小さな値になったものと考えられる。以上より，損傷を受けていない場合においては，本解析手法を用いることで，鉄筋のひずみにおいても大略評価可能となり，従って部材断面設計も可能であるものと判断される。



図－9　許容応力度設計法による解析結果

3.4 従来設計法で求めた耐力との比較

図－9 には，従来設計法で求めた本模型の耐力（入力エネルギー）計算結果を示す。ここでは，まえがきに述べたとおり，落石対策便覧に準拠し 1 ブロックに 1 個の落石荷重を考慮し二次元骨組静的解析により算出した断面力を用いて許容応力度法によって算出している。この際の有効長は柱間隔としている。図より，本実験で用いた 1/2 縮尺 RC 製ロックシェッド模型における耐力は，入力エネルギーで示すと，柱部が許容値を超過する値が E = 28.6 kJ，頂版部で E = 44.6 kJ となった。**表－2** および **図－8** から，本模型の終局限界耐力を H = 15 m ～ 20 m 落下時と考えると，この時の入力エネルギー E は 1,470 ～ 1,960 kJ となり，従来設計法は，30 ～ 40 倍以上の保守的な設計となっていることが分かる。

以上より，本解析手法を用いて有効長を柱間隔とすることで従来設計法と比べて，より合理的な設計が可能になるものと推察される。

4. まとめ

本検討ではロックシェッドの性能照査型耐衝撃設計法の確立に向けた基礎資料を得ることを目的に，実際のロックシェッドの 1 / 2 程度のモデルに対し，落石を模擬した重錘落下衝撃実験を実施した。また，有効長を変化させた二次元骨組動的解析を実施し，実験から得られた重錘衝撃力を等分布荷重として簡易に入力することにより，変位波形や最大変位，残留変位などの挙動の整合性や鉄筋ひずみについて実験結果と比較検討を行った。更に，従来設計法である許容応力度法を用いて求めた耐力（入力エネルギー）と本解析を比較した。検討結果を整理すると，以下のように示される。

(1) 二次元骨組動的解析を用いて，有効長を考慮することで頂版部の応答変位は精度良く再現可能となる。ただし，側壁および柱の減衰自由振動は再現できなかった。

(2) 各部材によって有効長は異なり，入力エネルギーが増加すると有効長は小さくなる傾向を示す。

(3) 本模型の終局限界耐力は，従来までの設計法（許容応力度法）で求めた耐力（入力エネルギー）に対して 30 ～ 40 倍の安全率を有している。

(4) 二次元骨組動的解析を用いて，有効長を柱間隔とすることで安全側の評価は可能となり，許容応力度設計法と比べ，より合理的な設計が可能となる。

本検討においては，ロックシェッド模型への重錘落下実験に対し，実験から得られた重錘衝撃力波形を作用荷重として，簡易に作用させることで数値解析を実施した。破壊性状が曲げ破壊型の場合においては，載荷点直下における数値解析結果は，比較的精度良く実験結果を再現できることが明らかになった。一方，柱および側壁については再現性が低いことも明らかとなった。今後は，ロックシェッドの合理的な性能照査型設計法の確立に向けて，三次元衝撃応答解析を用いた検討を進めると共に，より簡易な解析モデルを用いた場合に対して，有効長の決定方法や支持条件，モデル化等に関する検討が必要であるものと考えられる。

参考文献

1) （社）日本道路協会：落石対策便覧，2000.6.

2) 岸　徳光，中野　修，松岡健一，菅田紀之：RC 覆工の衝撃応答解析手法の適用性に関する実証的検討，土木学会論文集，第 483 号，pp97-106，1994.1

3) 岸　徳光，佐藤昌志，今野久志：敷砂や三層緩衝構造を設置した場合の柱式 RC 覆道の衝撃挙動解析，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1773-1782，1998.3

4) （社）北海道開発技術センター：道路防災工調査設計要領（案）落石対策編，2001.3.

5) （社）土木学会：コンクリート標準示方書［設計編］，2007.3.

6) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2002.3.

04
midas Civil 適用事例_研究論文編

7.
THE DESIGN OF A NETWORK ARCH BRIDGE CROSSING OVER ARACHOS RIVER IN ARTA, GREECE
IBSBI 2014, Athens, Greece

IBSBI 2014, October 16 -18, 2014, Athens, Greece

THE DESIGN OF A NETWORK ARCH BRIDGE CROSSING OVER ARACHTHOS RIVER IN ARTA, GREECE.

Dimitris Mouroukis[1], Panagiotis Veros[2], Kostantinos Liontos[3].

[1,2] Structural Engineesrs BEng,Msc. Liontos and Associates, Athens, Greece
[3] Managing Director, Liontos and Associates, Athens, Greece
e-mail: info@liontos.gr

ABSTRACT: This paper describes the structural design of a network Arch bridge located in Arta over Arachthos River. A network arch is defined as an arch bridge with inclined hangers where some hangers cross other hangers at least twice.
The development of the road Network and the peripheral road in the Area of Arta-Greece set the opportunity to design an innovative road Arch bridge that is intended to be a landmark for the city and to contribute to the quality of a new leisure area.

KEY WORDS: Bridge; Network Arch; Hanger

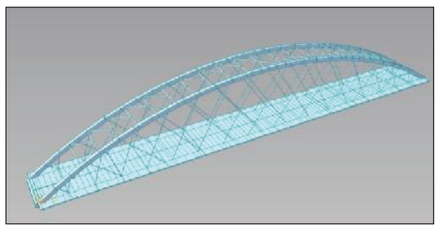
*Figure 1.*Architectural visualization of the Bridge.

1 INTRODUCTION

Optimal hanger arrangement in arch bridges not only lead to minimum values of the axial forces and force variations in the hangers and minimum values of bending moment and moment variation in the arch, but also it allows to use small cross sections and low weight with aesthetical and structural advantages.

In literature there are more bridges with fan and vertical hangers arrangement than network arch bridges; fan arrangement is generally chosen for aesthetical reasons even if other solutions show better structural behavior. Some network arch solutions with aesthetical advantages and very good structural behaviour have been designed by Tveit (1987, 2001). Brunn and Schanack (2003) proposed a new hanger arrangement for railway bridges with concrete decks. In our design we adopted these methods and we optimized the angle of hangers by solving multiple models.

The bridge is 160m long with spans 20m-120m-20m. The Central span is a network Arch Bridge.(Fig 2.). The central span crosses the river Arachthos which has constant flow during the winter and the summer.



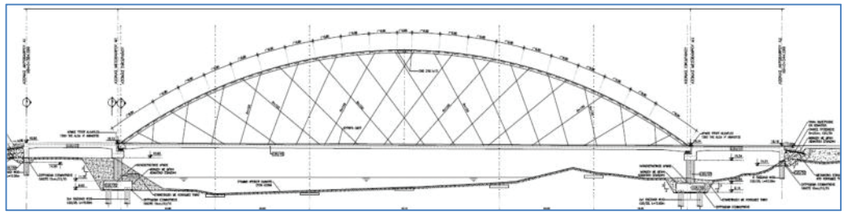


Figure 2. Structural Model using MIDAS Civil.

2 DESIGN

2.1 Hanger Arrangement and Arch.

Since bending moments in arches depend on the configuration of the line of thrust and they ought to be reduced in arch bridges, it is necessary to align the line of thrust with the center line of the arches. To have the best distribution of efforts, the upper hanger nodes should be placed equidistantly (shown with the distance d on the figure 3) and the hangers should cross the arch with the same angle (represented by α). This angle is actually the angle between the hanger and the line starting in the middle of two hangers to the center line of the arch (the dotted line in Fig.3).

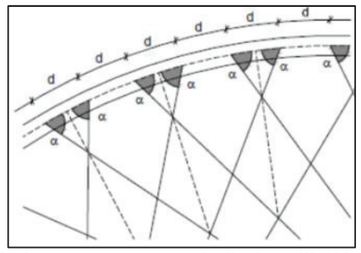


Figure 3. The hangers cross symmetrically the radii with same angle.

Following the above literature recommendations Arta bridge has 18.0m rise of the arch keeping a value close to optimal 15% of the span as Tveit advised. Larger arch rises decrease internal forces but respecting aesthetics it should not exceed 17% of the span. Also by making test with the hanger inclination and by literature it was decided to be 35^0. Also by increasing the number of hangers the bridge behavior doesn't significantly change. There were used 30 rods hangers in each side with 100mm diameter and structural steel material S460 ML. The upper hanger connections are spaced 4.10m along the arch length.

The arches have a constant box cross section with external dimensions of H/W = 0.71 m / 0.55 m. (Fig 4.). The webs and flanges consist of 50 mm thick steel plates, respectively, and are made of structural steel S 350 ML. The cross section has a parallelogram shape with the web plates parallel to the arch planes; the flanges are horizontal. The arches are laterally supported by a wind bracing formed by rhombuses made of circular hollow steel sections (S 235) with an external diameter of 219.1 mm and a thickness of 10 mm.

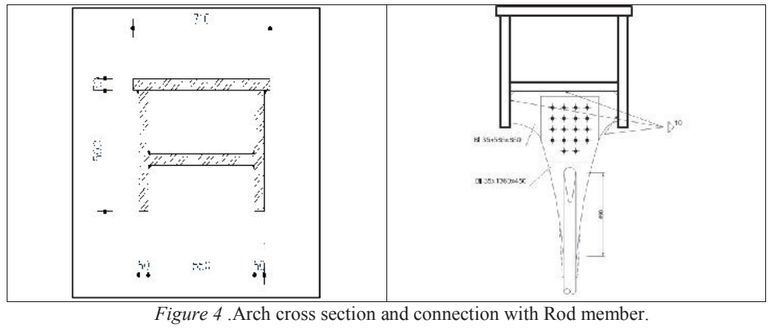


Figure 4 .Arch cross section and connection with Rod member.

Each set of hangers is shifted half the diameter of the hangers out of the arch plane. This allows them to cross without deflections. The eccentricity causes torsional moments in the arch profiles, which are partially taken by the wind bracing. The direction of the eccentricity changes from each hanger connection to the next, so the torsional moments counteract each other. In the bridge that we designed no relaxation occurred in the hangers.

2.2 Deck Cross section.

The tie of the bridge consists of a solid concrete slab spanning 10.65m between the hangers. The prestressing in longitudinal direction mainly counteracts thrust of the arches. The depth of the slab is 0.7m in middle span and 1.0m at supports.

When the distance between the arches is less than 18 m, the deck should be made of concrete and prestressed. This gives a slender structure, less noise and saves materials.(Fig 5.)

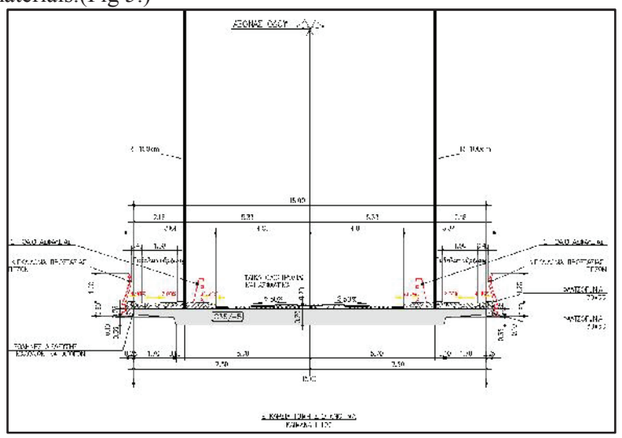


Figure 5.Cross section of the Deck.

Certainly, the increased dead load increases the bending moment. But the higher effective depth and the increased lever arm of the tendon counteracts the negative effect of the higher dead load. Therefore the required additional depth will be moderate and the compression reinforcement can be made redundant.

Approximate calculations showed that a thickness of about 70 cm at the slab's mid-span would be enough to eliminate compression reinforcement. Besides, a thicker tie improves the torsionaly rigidity and stiffness of the deck.

A thinner deck could be achieved by applying transverse prestressing in the length of the bridge. Although this could be the optimal solution it would lead to increased cost and design time.

The deck is made of C35/45-XC3 concrete (according to EN 1992-1-1 and EN 206-1 and is longitudinally prestressed by twelve 22-strand prestressing tendons.

The Design of the bridge adopted the Eurocode2-2 for the deck design. Midas Civil has compliance with the new codes and that was of great help.(Fig. 6.)

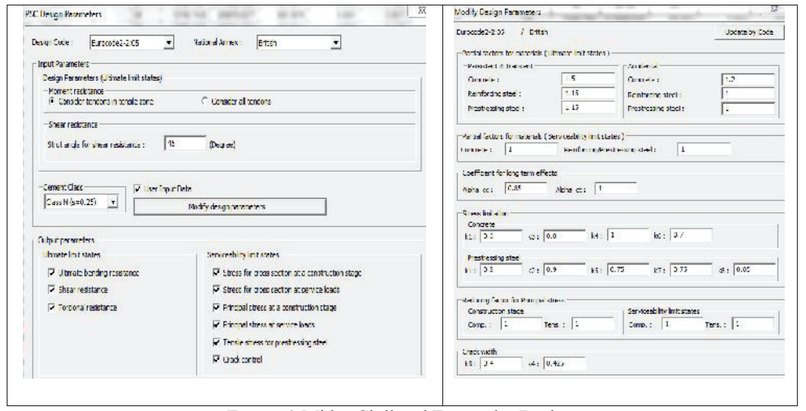


Figure 6. Midas Civil and Eurocodes Design.

3 FEM-CALCLULATION

3.1 General.

For the FEM-calculations a single structural analysis software package was used. Most of the investigations were performed with MIDAS CIVIL-KOREA.

Several models were created in order to perform the necessary check. (ULS, SLS, Dynamic, Buckling, etc).

Mainly two models were created. One by simulating the deck as beam elements, and one by using plate elements.

For the model with plate elements their nodes were aligned to the bottom plane of the tie. In that way it was possible to shape the bridge deck like the real cross-sections by applying different thickness to the plane elements. The cantilevers were connected by couplings to the nodes of the bridge deck elements providing fixed connection to the rigid body at the reference nodes. (Fig. 7)

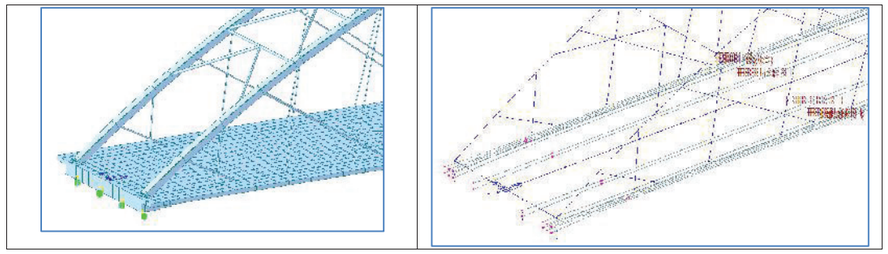
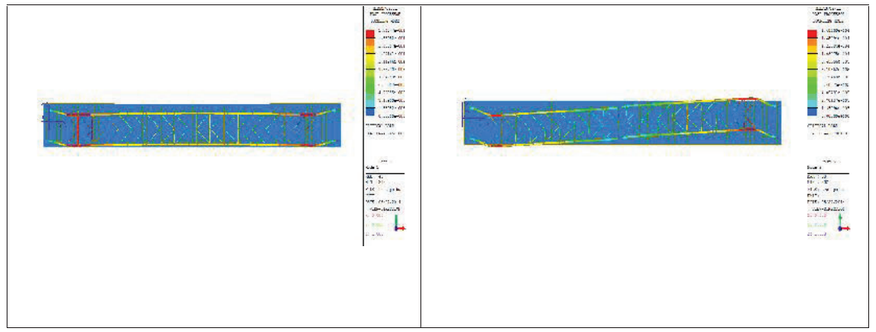


Figure 7. 3D plate elements model and beam element with prestressing tendons.

The arches were modeled using beam elements with a length of about 0.5 meters. The truss members of the wind bracing were also beam elements with truss properties. They originate mainly in the torsional moments in the arch due to the eccentric connection of the hangers and can be ignored for the assessment.
The hangers were modeled using cable elements that only sustain tension in case of non-linear analysis. This has to be considered when calculating influence lines. Since analysis is carried out in linear fashion, hangers will take compression forces, instead of relax. This leads to increased internal forces and is therefore on the safe side. The cable elements were connected eccentrically to the arch. At their intersections the horizontal deflection perpendicular to the arch plane was coupled. In that way it was possible to calculate deflections and mode shapes of the hanger web.

3.2 Buckling analysis of the Arch.

The arches receive mainly axial compression forces and are therefore in danger of collapse due to buckling. Additionally, there are in-plane bending moments My due to the hanger forces and out-of-plane bending moments Mz and torsional moments Mt due to horizontal forces (like wind) on hangers and arches. Additionally the eccentricity of the hanger connections causes torsional bending. The arches were verified using second order analysis to prove the buckling resistance.
For this purpose it is required to apply the initial bow imperfection specified in EN 1993-1-1: 5.3.2 on the arch. The relevant buckling curve is the first mode shape for each axis of the arch profile.
The mode shapes were determined by the dynamic analysis of MIDAS CIVIL(Fig 8.)
The stability verification of the arch is performed according to the following steps:
Step 1: Determining decisive buckling mode
Step 2: Calculating imperfections
Step 3: Implementing imperfections in the MIDAS model
Step 4: Running a geometrically nonlinear analysis
Step 5: Verification of the results



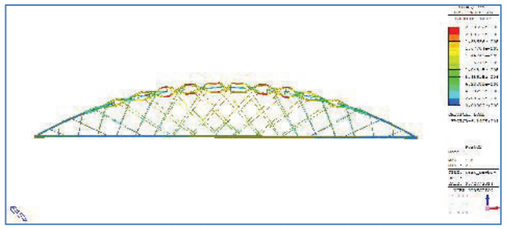


Figure 8. First three Buckling mode shapes.

4 FATIGUE INVESTIGATION.

Bridges are subjected to dynamic loading, which makes the consideration of the fatigue behavior necessary. This is especially important for hangers and hanger connections, since they receive larger force variations than other bridge members. Subjected also to horizontal loading, hangers and their connections are therefore significantly prone to fatigue failure. In our bridge two fatigue assessments were made.

- Fatigue assessment based on nominal stress ranges.
- Fatigue assessment based on geometric stress ranges.

The second method of assessment is necessary because the hanger connection details are more complex than the test specimen with which the detail categories and fatigue strength curves, such as in the Eurocode 3, were created. If the geometry and the loading differ significantly from the listed detail categories, the nominal stress is not meaningful, and its application would lead to wrong results. Therefore, local stress concentrations at geometric discontinuities were investigated.

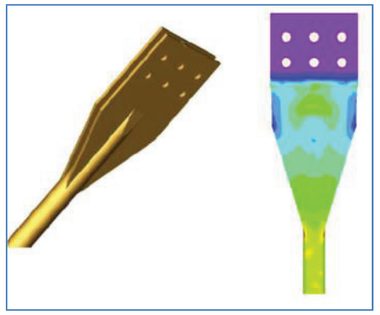


Figure 9.Fatigue assessment based on geometric stress ranges.

5 CONCLUSION

In this work the design of Arachthos bridge in Arta-Greece was discussed. The reduction of cost, resulting from the use of network arch bridges is of great interest. The structural members of network arches are mainly subjected to axial forces. Generally, structures with this characteristic are considered as efficient.
The arch root calls for special attention while designing it. The stress range due to live load is likely to exceed the allowed limits, because of the skew weld between the arch and the end plate which takes nominal stresses and shear stresses from the large axial force in the arch. One possible solution to improve this detail is enlarging the flanges of the arch profile and transferring the forces partially to the horizontal plate above the bearings. The minimum distance of the prestressing strand anchorages and the end cross girder require an enlargement of the concrete tie at the arch root.
Also care must be taken in the buckling calculation analysis and the fatigue of the steel components of the bridge.

REFERENCES

[1] Tveit P. Consideration for design of network arches. J Struct Eng 1987;10: 2198-207.
[2] Tveit P. The network arch_An extended manuscript from 21 lectures in 12 Countries. Grimstad (Norway): Internet Edition; 2001.
[3] Tveit P. The network arch. Bits of manuscript in September 2008 after lectures in 50 Countries. Internet Edition. 2008. http://pchome.grm.hia.no/~ptveit/.
[4] Brunn B, Schanack F. Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards. Technische Universität Dresden; 2003.
[5] De Zotti A, Pellegrino C, Modena C. A parametric study of the hanger arrangement in arch bridges. In: 5th international conference on arch bridges. ARCH '07. 2007.

04
midas Civil 適用事例_研究論文編

8.
THREE DIMENSIONAL GLOBAL NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSES OF INSTRUMENTED BRIDGES TO VALIDATE CURRENT BRIDGE SEISMIC DESIGN PROCEDURES
el CSMIP Paper, 2013

THREE DIMENSIONAL GLOBAL NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSES OF INSTRUMENTED BRIDGES TO VALIDATE CURRENT BRIDGE SEISMIC DESIGN PROCEDURES

Anoosh Shamsabadi[1,*] Tom Ostrom[1], Ertugrul Taciroglu[2]

[1]Office of Earthquake Engineering,
California Department of Transportation, Sacramento, CA

[2]Civil & Environmental Engineering Department
University of California, Los Angeles, CA

Abstract

California Department of Transportation (Caltrans) and California Geological Survey (CGS) have instrumented a number of bridges, and have been collecting their strong motion response measurements for more than two decades (Hipley and Huang, 1997). The deployed instrument sets usually include down-hole sensor arrays, and accelerometers installed on piles, pile-caps, and decks. These bridges are located relatively close to faults identified on the Caltrans Seismic Hazard Map (Mualchin, 1996). The intent has been to select different bridge types, ranging from standard ordinary bridges to those such as toll bridges with unique features.

This paper presents three-dimensional *global* high-fidelity numerical (finite element) models for three representative bridges—namely, a standard ordinary non-skewed bridge, a skewed bridge, and a non-standard long-span bridge. There are multiple sets of acceleration records due to nearby earthquakes for each of the selected bridges. We carefully, albeit heuristically, calibrate the parameters of these models to improve the agreement between the measured and predicted responses. Upon model calibration, the calculated displacement responses of the simulation models match remarkably well with those obtained from the acceleration records at major locations on the specimen bridges.

Introduction

The main objective this paper is to explore the recorded seismic responses of various types of instrumented bridges, and to improve the current seismic analysis procedures and guidelines through comparisons of recorded responses with predictions from forward simulation models. The primary metrics in these comparisons are the natural frequencies, vibration modes and damping.

Herein, two “standard ordinary” bridges and a “nonstandard bridge” (Caltrans SDC, 2013) are selected for detailed analysis. The *Meloland Road Overcrossing* (MRO)—located near El Centro, California—is the selected non-skewed ordinary standard bridge; the *Painter Street Overcrossing* (PSO)—located in Rio Dell, California—is the selected ordinary standard bridge with a high (39^o) abutment skew angle; and the *Samoa Chanel Bridge* (SCB)—located in Humboldt County, California—is the selected long-span nonstandard bridge. MRO was

* Presenting Author (Email: anoosh_shamsabadi@dot.ca.gov).

04-8 THREE DIMENSIONAL GLOBAL NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSES OF INSTRUMENTED BRIDGES TO VALIDATE CURRENT BRIDGE SEISMIC DESIGN PROCEDURES_IBSBI 2014, Athens, Greece

constructed in 1971. It is a two-span reinforced concrete box-girder bridge supported on a single-column bent and integral (monolithic) abutments. PSO is a two-span cast-in-place prestressed reinforced concrete box-girder bridge supported by integral abutments and a two-column bent. The SCB consists of 20 spans with four pre-stressed reinforced concreted I-girder bridges supported on single-column bents, and seat-type non-skewed abutments.

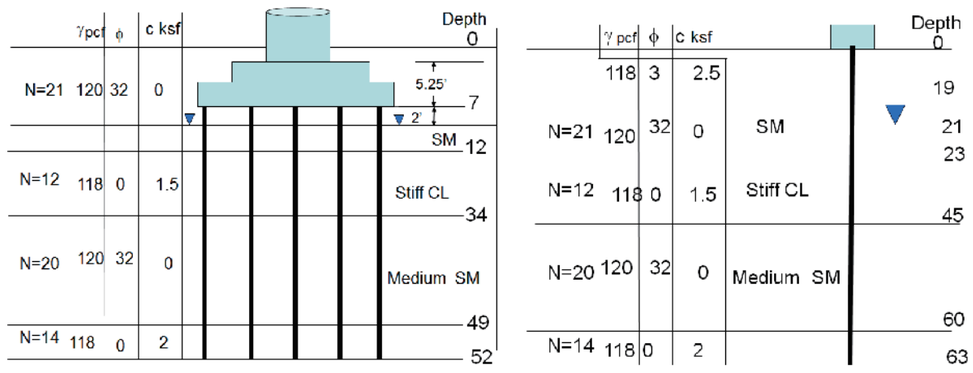
Description of Investigated Bridges

MRO is approximately 208 ft long and 34 ft wide with each span measuring 104 ft. The depth of the deck is 5.5 ft. The height of its 5ft-diameter column is approximately 21 ft, which is supported on 25 timber piles with a square concrete cap. The monolithic abutment backwalls have a height of the approximately 13 ft. Each abutment is supported on a single row of 7 timber piles. A photograph of MRO and a schematic showing the locations of its seismic sensors (on deck and abutments) are displayed in Figure 1. Figure 2 displays an idealized soil profiles for MRO along the piles and behind the abutments that were used in our analyses.

Figure 1. Meloland Road Overcrossing (top) and its seismic instrumentation (bottom).

PSO is approximately 265 ft long and 52 ft wide with spans measuring 146 ft and 119 ft with a 39^o skew angle. The depth of the deck is 5.67 ft. The average height of the columns is approximately 24 ft, and each is supported on a 4×5 arrangement of concrete piles. The average height of the monolithic abutment backwall is approximately 12 ft. The west abutment wall rests on a neoprene bearing strip lubricated with grease to allow thermal movement between the abutment wall and the backfill. There is a 2.54-cm gap between the abutment wall and the abutment backfill. The west abutment is supported on a single row of 16 concrete piles. The east abutment backwall is monolithic—i.e., the wall is cast to the deck and the pile-cap, and it is supported on a single row of 14-ton driven concrete piles. The locations of the seismic sensors on the bridge deck and abutments are shown in Figure 3. Figure 4 displays the idealized soil

profile along the piles and behind the abutments. Table 1 summarizes the engineering properties of the existing backfills and natural soils for PSO that were used in the analyses.



(a) Soil profile along pile group at the bent (b) Soil profile along pile group at abutments

Figure 2. Idealized soil profile for the Meloland Road Overcrossing.

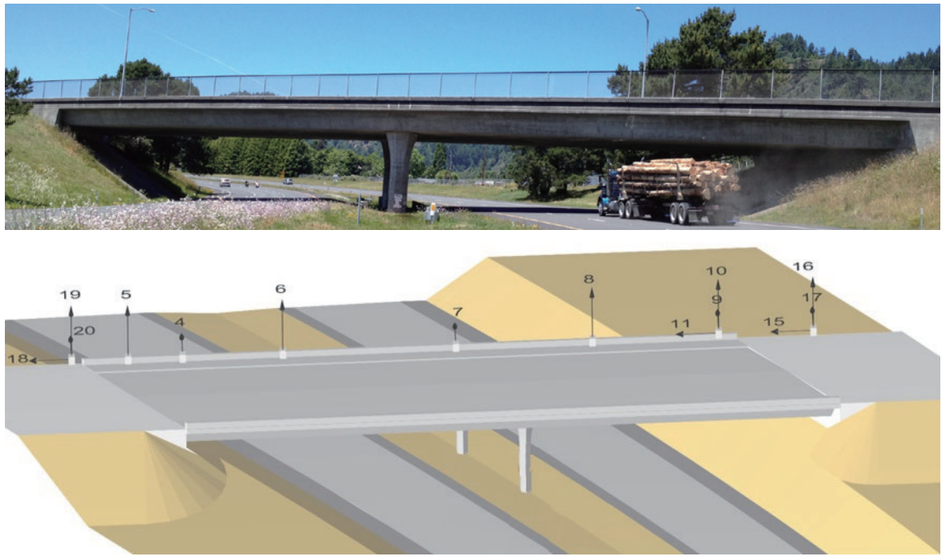


Figure 3. The Painter Street Overpass (top) and its seismic instrumentation (bottom).

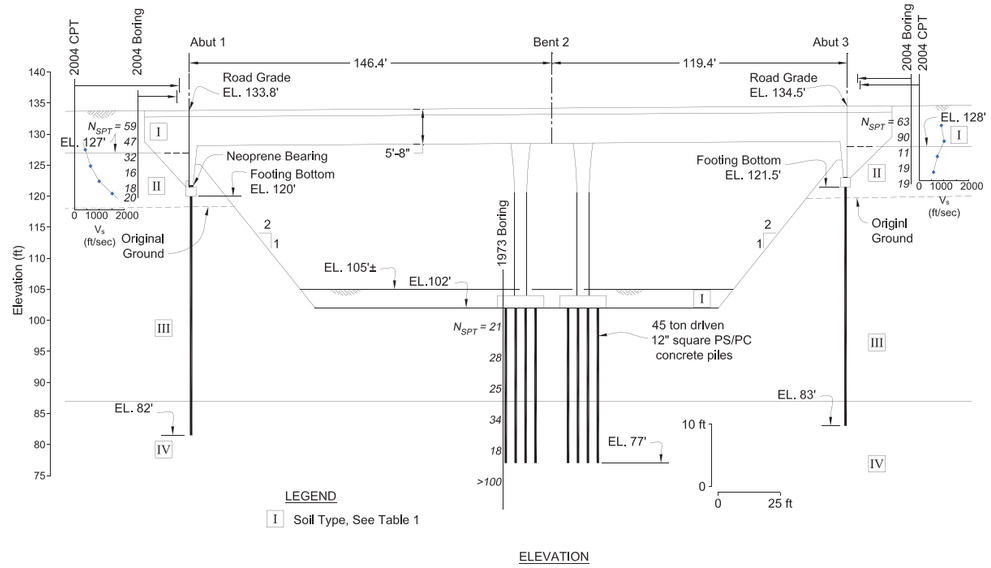


Figure 4. The geometry and idealized soil profile for the Painter Street Overpass.

Table 1. Soil properties for the Painter Street Overpass.

Type	Soil Type (USCS Symbol)	Soil Properties					*p-y* Curve Parameters			Soil Stiffness		
		γ' pcf	ϕ deg	c psf	ν -	v_s fps	k pci	ε_{50} -	J -	E_s ksf	E_{50} ksf	E_r ksf
I	Compacted Sandy Fill (SP, GP)	130	38	50	0.35	670	60	-	-	n/a	n/a	n/a
II	Stiff Silt and Clay (ML/CL)	128	11	3,300	0.40	1,000	-	0.005	0.5	90	110	300
III	Medium dense Sand (SP)	57	34	0	0.35	n/a	60	-	-	n/a	n/a	n/a
IV	Dense Sand with Gravel (SP)	63	36	0	0.35	n/a	80	-	-	n/a	n/a	n/a

Notes: γ' = Effective Unit Weight, ϕ = Friction Angle, c = Cohesion, ν = Poisson ratio, ε_{50} = Strain Parameter for p-y curve, J = Empirical Coefficient for *p-y* curve, v_s = Shear wave velocity, k = Modulus of subgrade reaction, E_{50} = Stiffness at 50% of Ultimate Stress, E_r = Unloading/ Reloading modulus.

The SCB carries Route 225, linking the city of Eureka to Samoa Peninsula (Figure 5). It was constructed in 1971 (construction started in 1968) and underwent a seismic safety retrofit in 2002 (Caltrans, 2002). The bridge is approximately 2506 ft long and 34 ft wide. The locations of the seismic sensors on the bridge deck and the piers, and the basic soil profile at the bridge site are shown on Figure 5. Detailed soil profile data for the SCB are omitted here for brevity, but can be accessed through the California Strong Motion Instrumentation Program's (CSMIP) internet-accessible database (cf. CSMIP Station No. 89734).

The SCB superstructure comprises 6.5in-thick concrete deck slabs resting on four pre-stressed precast concrete I-girders with intermediate diaphragms. The composite deck is supported on concrete bent-cap and hexagonal single-columns and seat-type abutments. The bridge consists of 20 spans. The typical span length is 120 ft except the main channel, which is

225ft-long, and extends from the centerline of pier 8 to the centerline of pier 9. The 150ft-long concrete I-girders of the superstructure begin at pier 7 and pier 10, and are cantilevered 30ft past piers 8 and 9 into the main-channel crossing span. The 165ft-long pre-stressed precast concrete I-girders resting atop the cantilevered portions cross over the main-channel (Figure 5, bottom).

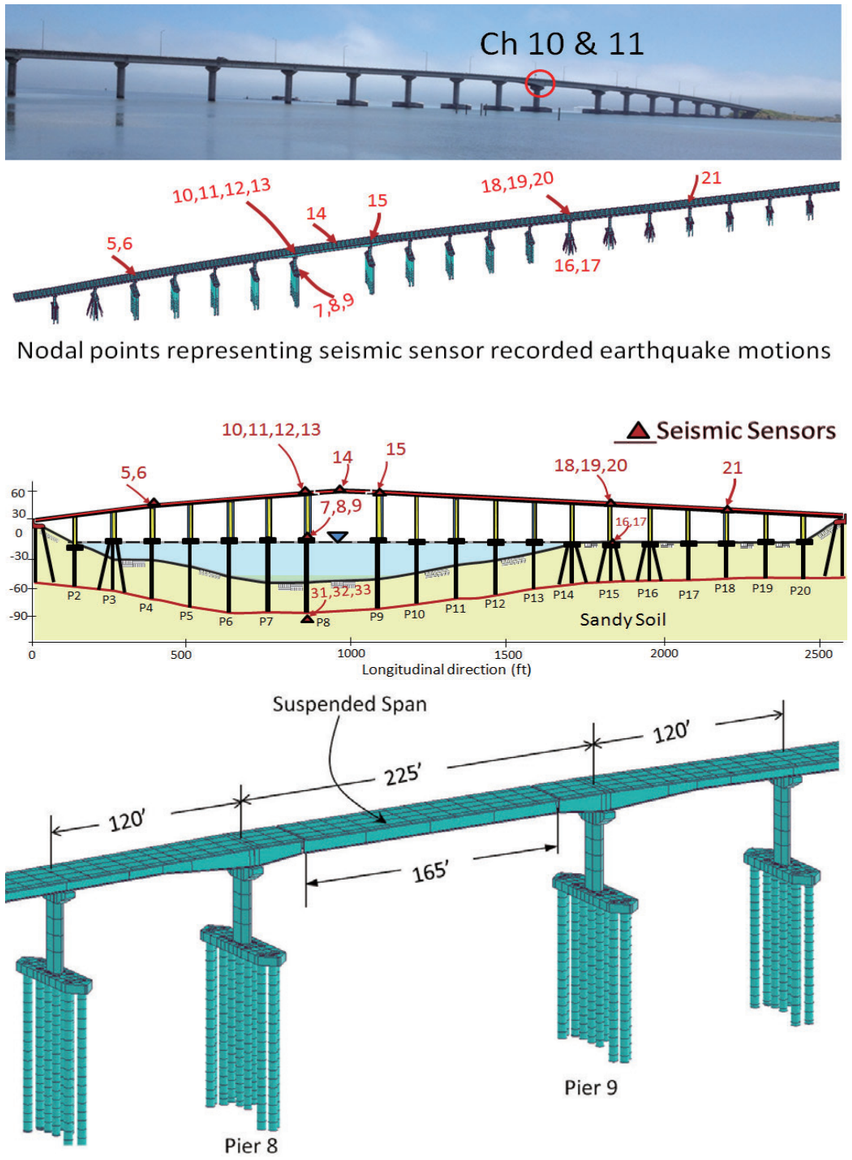


Figure 5. Samoa Channel Bridge (top), its seismic instrumentation (middle), and a close-up view of its finite element model at the main channel crossing.

Bridge Finite Element Models

Detailed global three-dimensional finite-element models of all three bridges were developed (see Figure 6) using the *Midas Civil* (MIDASoft, 2012) computer program. These models featured macroelements to simulate the nonlinear foundation-soil-interaction effects at the abutments and the pile foundations, as well as elements for abutment shear keys. The bridge deck and the abutment walls were modeled as shell elements with appropriately chosen structural properties.

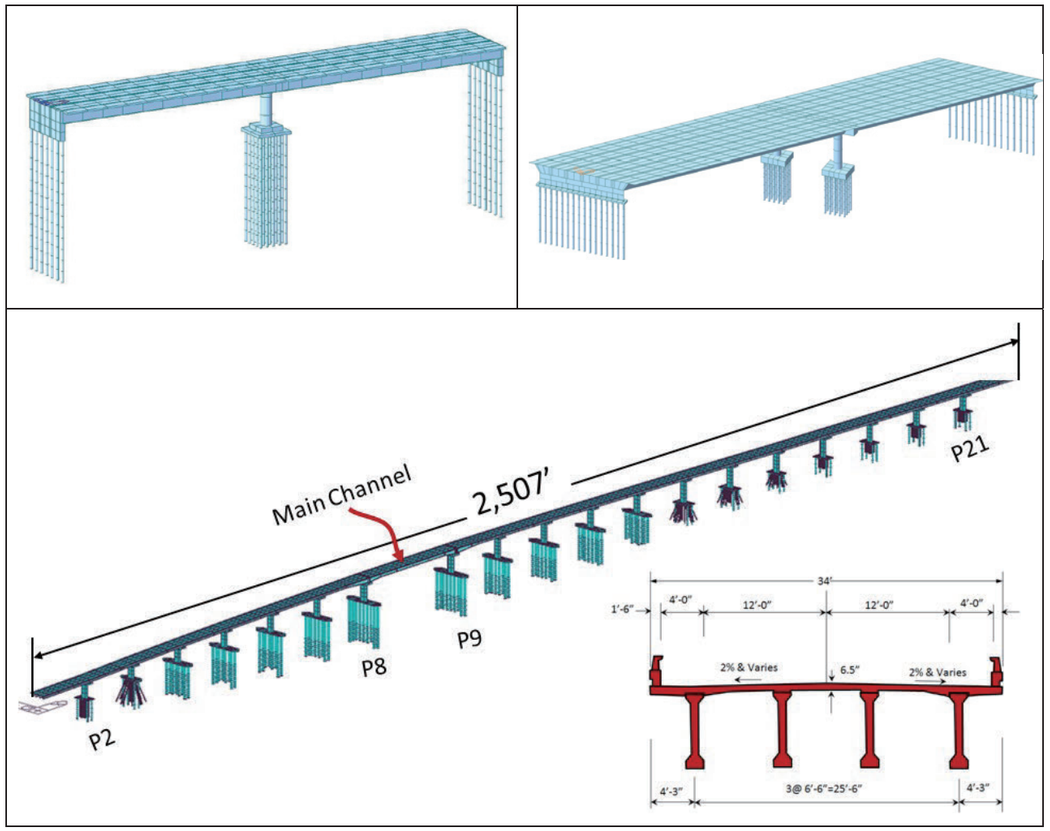


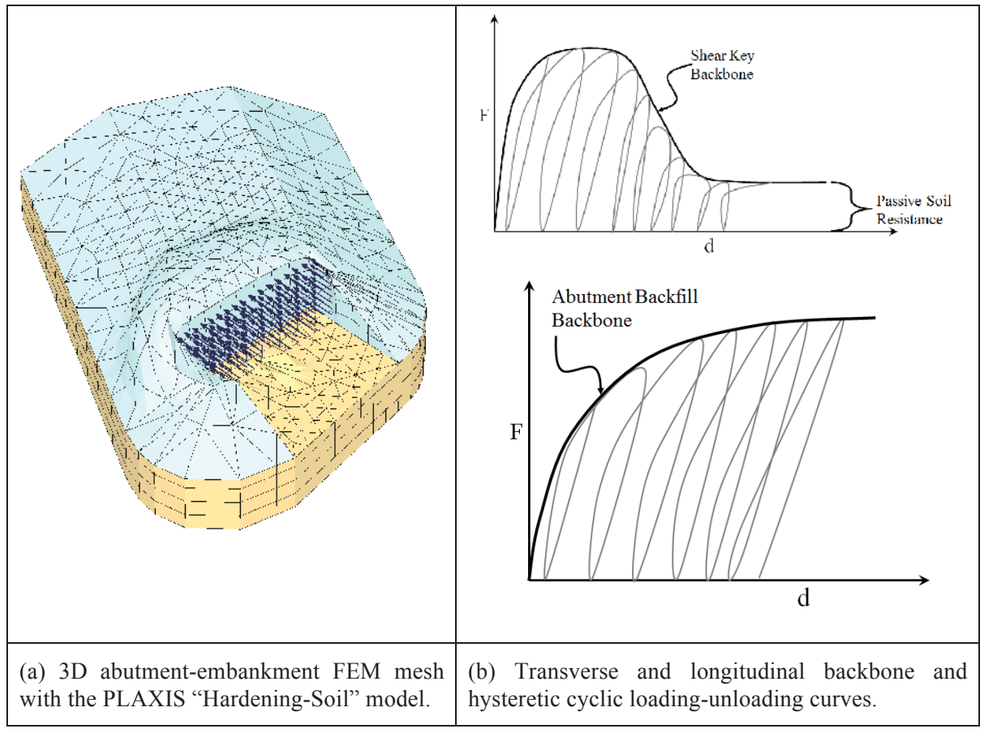
Figure 6. The three-dimensional finite element models of the Meloland Road Overcrossing (top left), Painter Street Overpass (top right), and the Samoa Channel Bridge (bottom).

Abutment and Pile Models

The bridge abutments play a significant role in the global seismic behavior of bridges. This is especially true for ordinary, short-span, bridges like MRO and PSO. For the longitudinal nonlinear spring at the abutment-embankment soil interface, a separate continuum finite-element

model was developed using the computer code PLAXIS with a strain "hardening-soil" model (Vermeer and Brinkgreve, 1998) to develop abutment backbone curves and cyclic unloading-reloading rules (Figure 7a,b) for both the MRO and PSO (a 39^{o} skew angle was used for PSO).

The behavior of the abutment shear keys in the transverse direction was developed based on a prior Caltrans-UCSD field experiment dataset (Bozorgzadeh et al., 2006, Shamsabadi A, 2007). The nonlinear backbone curve was scaled to produce the structural shear-key capacity of the abutment as a function of displacement between bridge deck and abutment pile-cap (Figure 7b). At the tail-end of the curve, a fourth segment was added to account for the tangential component of the abutment-backfill passive capacity due to deck rotation and the passive capacity contribution of the exterior embankment soil.



(a) 3D abutment-embankment FEM mesh with the PLAXIS "Hardening-Soil" model.

(b) Transverse and longitudinal backbone and hysteretic cyclic loading-unloading curves.

Figure 7. Ingredients used in modeling the abutment systems.

The hysteretic behavior of the backbone curves both in transverse and longitudinal directions were modeled using a multi-linear plasticity model with the tension side of the curve set to zero. The transverse shears keys were modeled using a single spring attached at each corner of the abutment. The longitudinal abutment-backfill was modeled by a series of nonlinear link elements distributed along each abutment backwall in the bridge global models as shown in Figure 8.

04-8 THREE DIMENSIONAL GLOBAL NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSES OF INSTRUMENTED BRIDGES TO VALIDATE CURRENT BRIDGE SEISMIC DESIGN PROCEDURES_IBSBI 2014, Athens, Greece

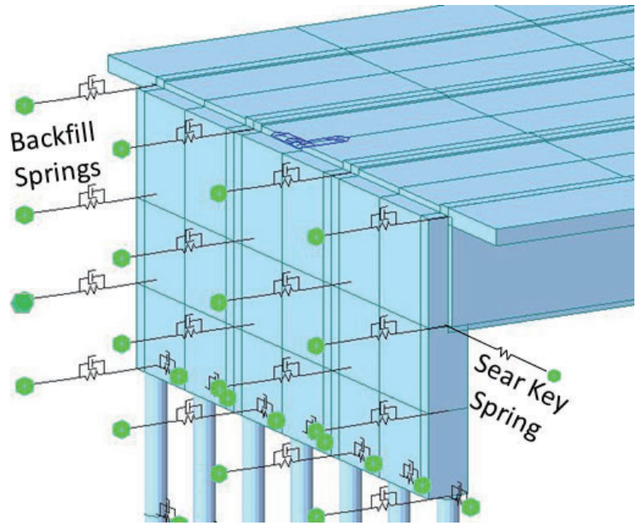


Figure 8. Distributed longitudinal and transverse abutment springs in the bridge models.

The support provided by the west abutment of PSO was modeled using a friction isolator to simulate the neoprene pad, and to decouple the superstructure and abutment backwall from the pile-cap. The isolator is fixed in the vertical direction only. The support provided by the east abutment is fixed to the pile-cap.

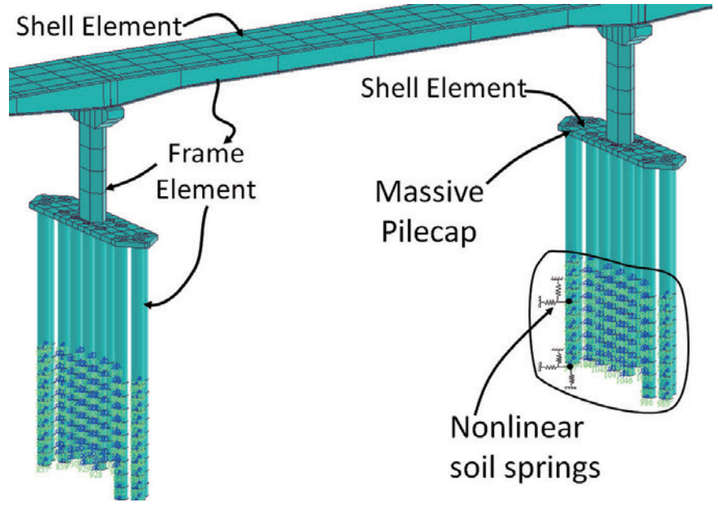


Figure 9. The nonlinear soil springs used in the finite element model of the SCB.

The pile foundations were modeled as beam elements with depth-varying nonlinear springs to represent the interaction between the piles and surrounding soil. Figure 9 displays a close-up view of the global bridge model for of Piers 8 and 9 for the SCB. The fully three-dimensional nonlinear model includes all structural components, foundation components and three-component nonlinear soil support springs. The nonlinear soil springs (Matlock 1970; API 1993) were developed using site-specific geotechnical data (CSMIP, 2012). The soil springs are not only nonlinear but also inelastic upon unloading to allow for hysteretic behavior of the soil. Because the pile caps are massive, the seismic response of the foundations to the earthquake has been found to be an important factor when matching the response of the 3D global model with the recorded seismic response of the bridge.

Input Motions

For dynamic analyses of the MRO, the recorded free-field accelerations from the April 4, 2010 Baja California earthquake were used as the input motions (CGS Station 01336). For PSO, input motions were the free-field records of the 1992 Cape Mendocino/Petrolia earthquake (CGS Station 89324). For the Samoa Channel Bridge, free-field accelerations from the magnitude 6.5 January 2010, Ferndale Area earthquake were used (CGS Station 89686). These acceleration records were obtained from the Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD) website, which provides public access to acceleration records from a variety of seismic networks (www.strongmotioncenter.org).

Representative Results

On April 2, 2010, the Caltrans Office of Earthquake Engineering and researchers from University of British Colombia (UBC) collected ambient vibration data from various locations on MRO. Those data were subsequently to for estimated the mode shapes and the natural frequencies for the bridge. The modal data calculated using the finite element model versus those extracted from recorded ambient vibration records are shown in Figure 10.

While the various further refinements can be iteratively made to the model, the agreement between the two sets of modal properties is already observed to be remarkably well. This finite element model was subsequently used to predict the displacement time histories obtained from the earthquake acceleration records to further validate the finite element model. Transverse and longitudinal displacements at a representative location on MRO (Channels 9, and 27) are shown on Figure 11, where, again, the agreement between the actual (recorded) and predicted displacements are observed to be excellent for this two-span ordinary bridge.

04-8 THREE DIMENSIONAL GLOBAL NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSES OF INSTRUMENTED BRIDGES TO VALIDATE CURRENT BRIDGE SEISMIC DESIGN PROCEDURES_IBSBI 2014, Athens, Greece

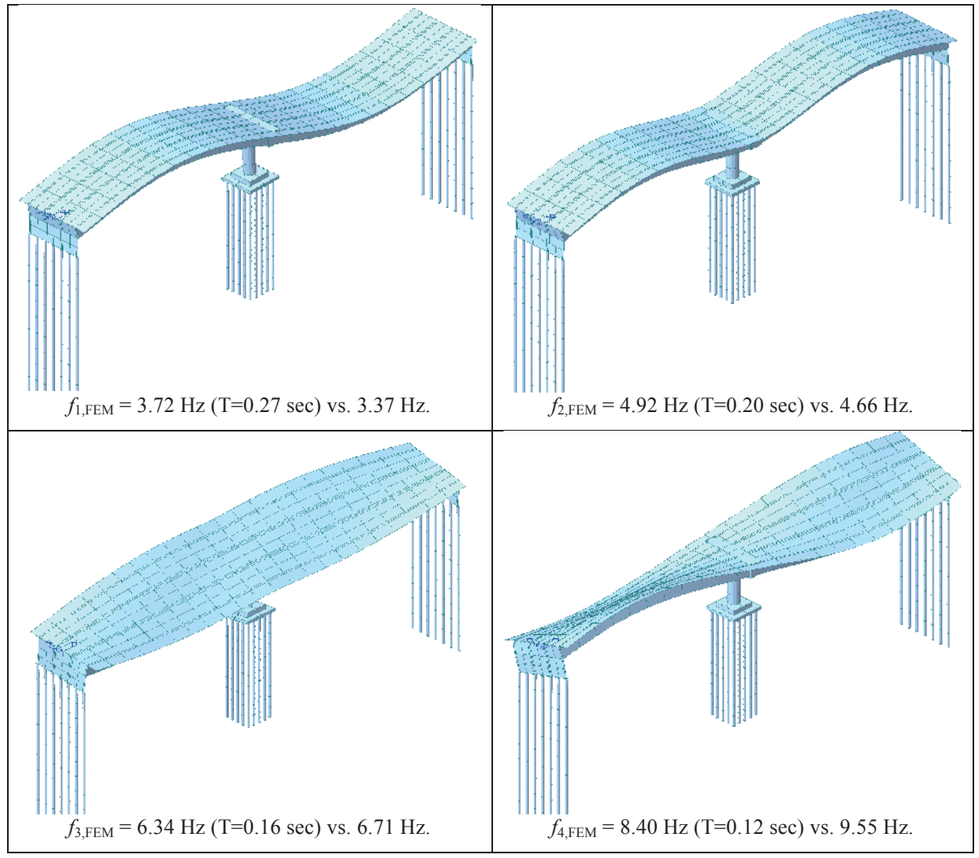


Figure 10. Mode shapes and natural frequencies of the Meloland Road Overcrossing obtained from the initial finite element model versus those extracted from ambient vibration data.

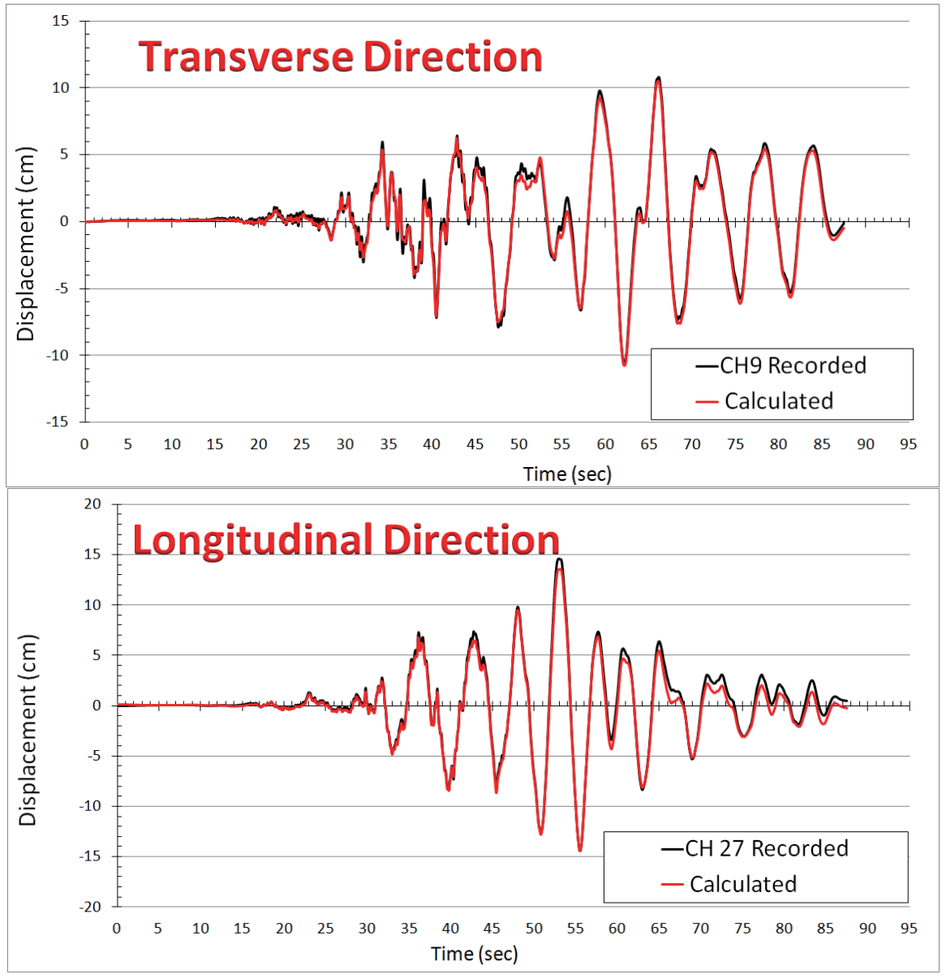


Figure 11. Computed and recorded displacements for the Meloland Road Overcrossing.

The calculated mode shapes and natural frequencies for the Pinter Street Overpass are shown in Figure 12. Unlike MRO, we did not have ambient data for the PSO. Therefore, the finite element model was directly used to predict the displacement time histories obtained from earthquake acceleration records for model validation. Transverse and longitudinal displacements at a representative location on PSO (Channels 7, and 11) are shown on Figure 13. Again, the agreement between the actual (recorded) and predicted displacements is observed to be excellent for this two-span ordinary bridge that has a skew abutment. While the considered earthquake motions—*viz.*, recorded motions due to the 1992 Cape Mendocino/Petrolia earthquake—were not severe enough to induce inelastic/permanent deformations, the aforementioned agreement between the predicted and measured responses validate—albeit indirectly—the elastic loading/unloading portions of the abutment-backfill interaction macroelement besides the model of the super-superstructure.

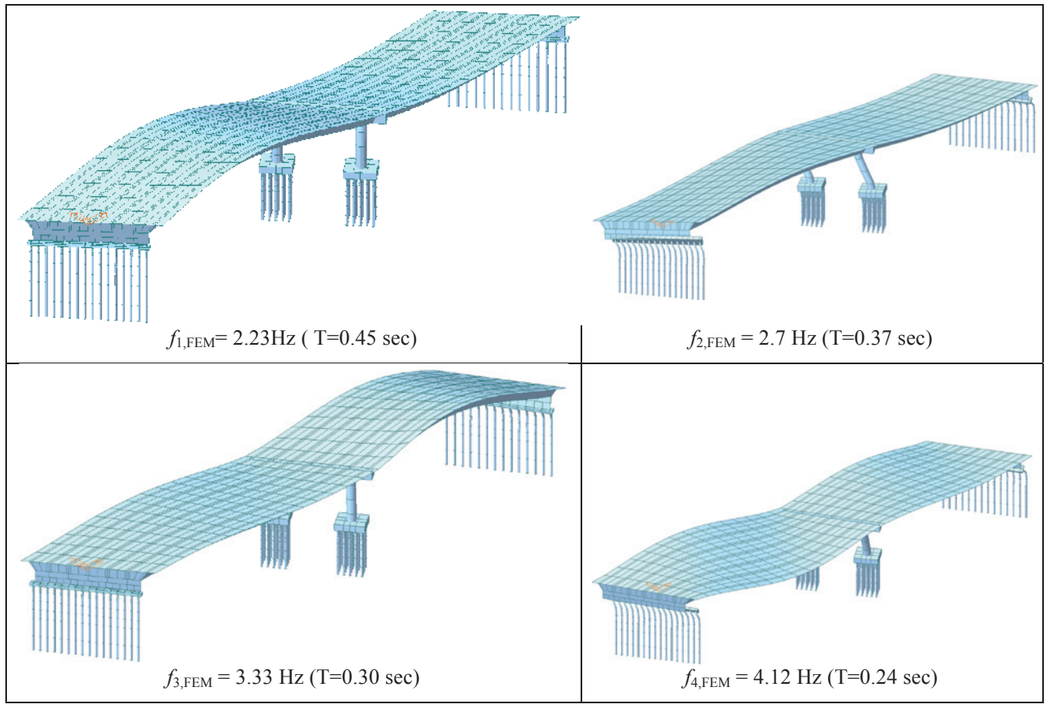


Figure 12. Mode shapes and natural frequencies of the Painter Street Overpass obtained using the initial finite element model.

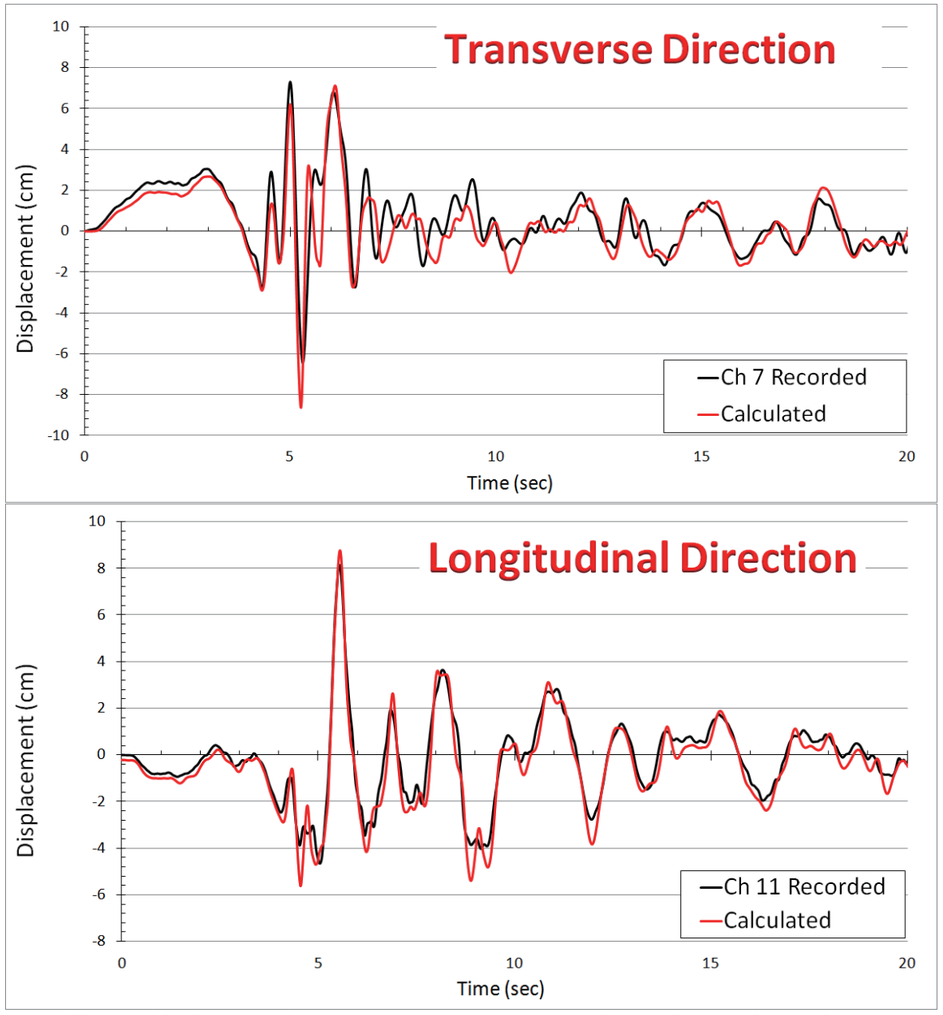


Figure 13. Computed and recorded displacements for the Painter Street Overpass.

The calculated transverse and longitudinal modal data for the Samoa Channel Bridge are shown in Figure 14 (only the first two modes are presented here, for brevity). Unlike the ordinary bridges, the SCB model required multiple iterations from the initial finite element model so that the computed motions matched the recorded motions. The key ingredients in these model-updating studies were the use of cracked section stiffness values for the superstructure elements, the correct values for the mass of the pile caps, and the pile-foundations' lateral stiffnesses. Details of these iterative model-updating studies are omitted for brevity, and may be found in (Shamsabadi et al., 2012). The updated finite element models ultimately displayed very

good agreement with the earthquake-recorded motions. Representative results (Channels 10 and 11) are shown in Figure 15.

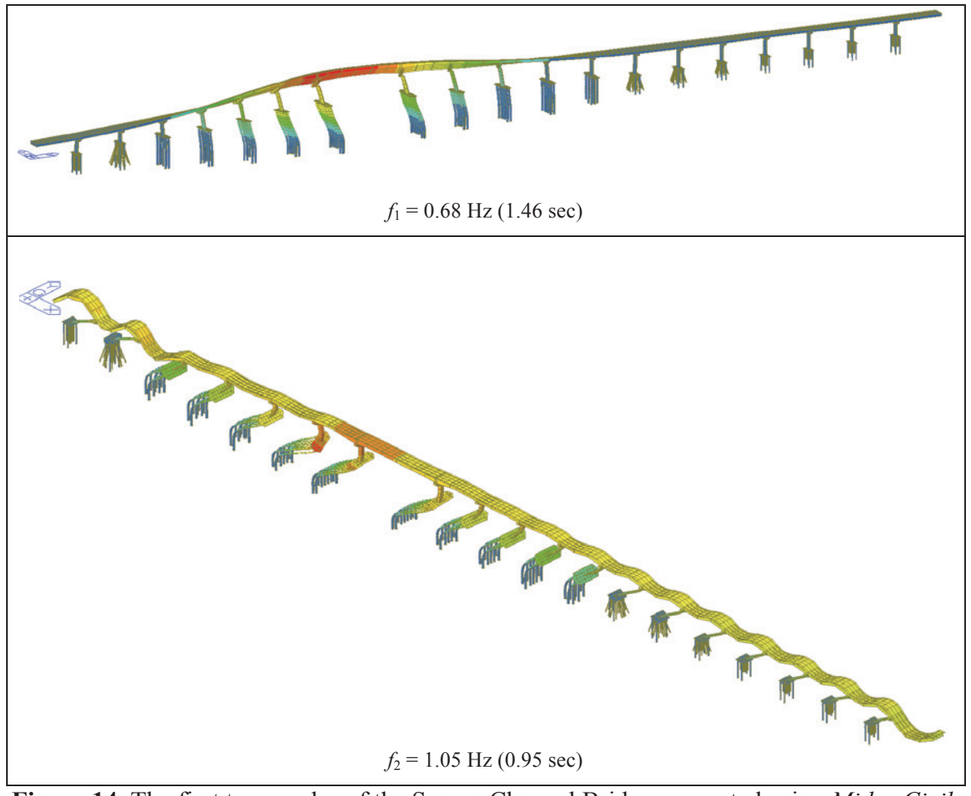
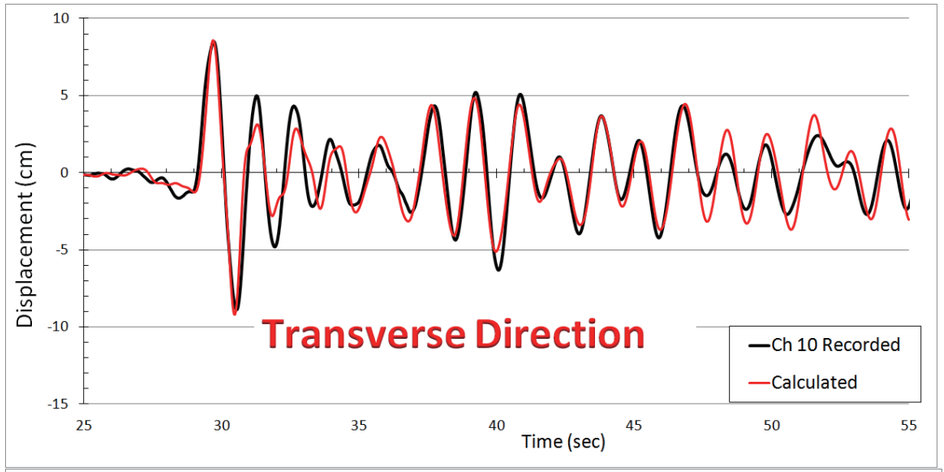


Figure 14. The first two modes of the Samoa Channel Bridge computed using *Midas Civil*.



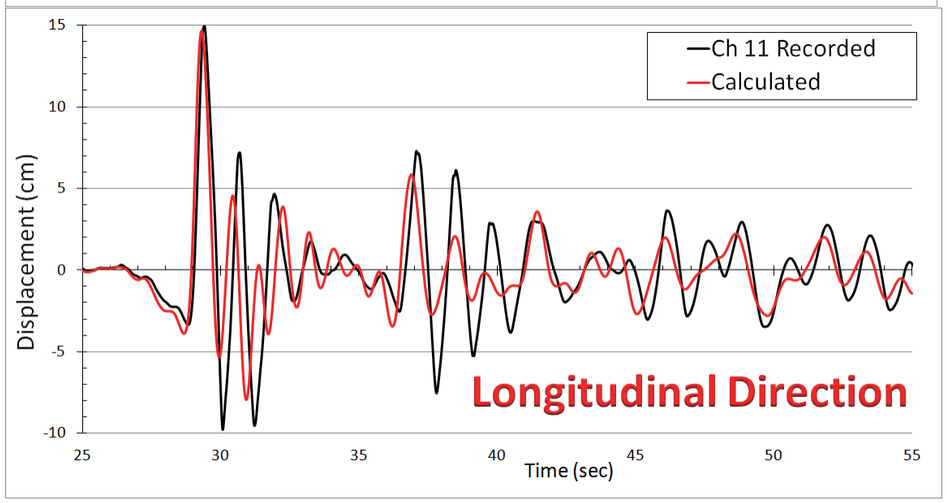


Figure 15. Computed and recorded displacements for the Samoa Channel Bridge.

Conclusions and Recommendation for Future Studies

The ability of finite element models created from structural drawings and geotechnical data in predicting the response of bridges during strong motion events were explored. To this end, three instrumented bridges that are representative of California's bridge inventory were selected. Two of the bridges were ordinary bridges one of which has an abutment with a large (39^{o}) skew angle. The other bridge was a long-span non-ordinary bridge.

Three-dimensional detailed finite element models were developed for the three bridges, which were constructed and analyzed using the *Midas Civil* computer program. These models featured nonlinear/inelastic macroelements that represented the soil-structure interaction at the abutments and pile foundations, as well as the behavior of abutment shear keys. The passive

cyclic response of backfill soils for skew abutments that were used in the macroelements were calibrated using high-fidelity three-dimensional continuum finite element models developed and analyzed using PLAXIS computer program.

The results obtained for the all of the bridges studied suggested that—provided that the abutment and pile foundations are accurately modeled, the finite element models could predict the response observed in strong—albeit non-damaging—earthquakes. The calibration of the finite element model for the long-span bridge was found more challenging, and required more careful consideration of the superstructure properties in comparison to the ordinary bridges. Further studies are needed to clearly delineate the influence of soil-foundation-structure effects in both ordinary and non-ordinary bridges. This can be achieved through parametric studies using validated/calibrated finite element models such as those presented in this study. Moreover, studies are required to investigate the expected behavior of these (and similar) bridges under damaging earthquakes in order to determine the influence of soil-structure effects on the seismic demands that these bridges will be experience.

References

API—American Petroleum Institute (1993), *Recommended Practice and Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design (RP 2A-WSD)*, Washington, D.C.

Bozorgzadeh A, Megally S, Restrepo JI, Ashford SA (2006). Capacity evaluation of exterior sacrificial shear keys of bridge abutments, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 11(5): 555-565.

Caltrans SDC (2013). *Caltrans Seismic Design Criteria, v.1.7*, April 2013.

CSMIP (2012). *California Strong Motion Instrumentation Program*, http://www.conservation.ca.gov/cgs/smip.

Hipley P, Huang M (1997). Caltrans/CSMIP bridge strong motion instrumentation. *Second National Seismic Conference on Bridge and Highways*, Sacramento, California.

Matlock, H. (1970), "Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay," 2nd Annual Offshore Technology Conference, Paper No. 1204.

Mualchin, L (1996). *A Technical Report to Accompany the Caltrans Seismic Hazard Map 1996 (Based on Maximum Credible Earthquakes)*, California Department of Transportation, Engineering Service Center, Office of Earthquake Engineering, Sacramento, CA 95816.

MIDASoft (2010). *Midas Civil: Integrated Solution System for Bridge and Civil Engineering*, MIDAS Information Technology Co., Ltd. (www.MidasUser.com)

Shamsabadi A. Three–dimensional nonlinear seismic soil–abutment–foundation-structure interaction analysis of skewed bridges, Ph.D. thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Southern California (USC), Los Angeles, CA (2007).

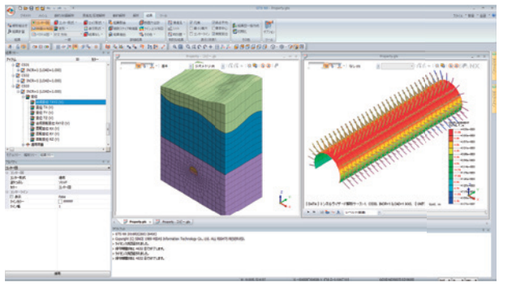
Shamsabadi A, Mitchell S, Hipley P, Zha J, Omrani R, Ghahari SF, Abazarsa F, Taciroglu E (2012). Assessment of seismic soil-foundation-structure interaction analysis procedures for long-span bridges using recorded strong motion data, *Proc. 10th Int. Congress on Advances in Civil Engineering,* Ankara, Turkey, 17-19 October.

Vermeer PA, Brinkgreve RBJ (1998). *PLAXIS: Finite-element code for soil and rock analyses* (version 7.1), Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

MIDAS CONSTRUCTION PROGRAMS

a total of over 30,000 licenses used worldwide in over 110 countries

The Largest CAE Software Developer
in Civil Engineering

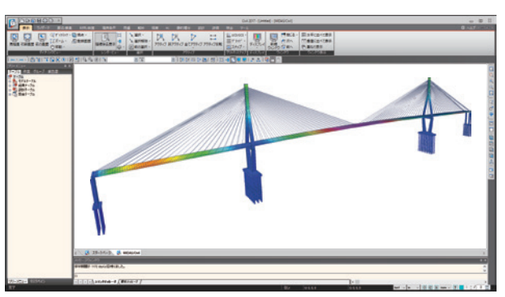


GTS NX

地盤分野汎用解析システム

GTS NXは最先端プリ・ポストと解析機能を搭載した新しい概念の地盤汎用解析プログラムです。

GTS NXは最新のOS環境変化に合わせて64ビット、並列処理を適用した統合ソルバーを搭載しており、初心者も使いやすいように直観的なリボンメニュー形式を用意しております。
また、様々な解析機能、圧倒的に速い解析速度、優れているグラフィック表現および結果整理機能などを提供します。

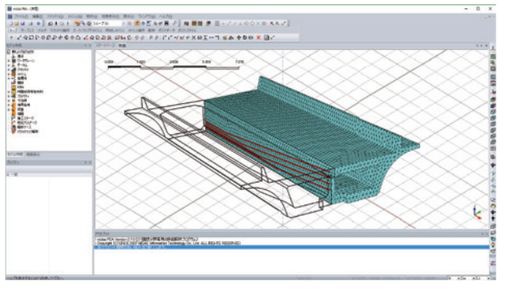


midas Civil

任意形状構造物の3次元汎用構造解析プログラム

midas Civilは、直観的なユーザーインターフェイス環境とコンピューターグラフィックス技術が適用された土木分野の汎用構造解析及び最適設計システムです。

PC橋、斜張橋、吊橋はもちろん、非定型構造物や最新施工法を適用した構造物のモデリングが自由にできますし、土木分野に必要な静的・動的解析、材料・幾何非線形解析、段階施工解析機能を提供しています。

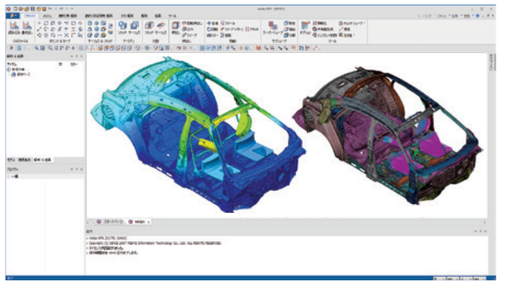


FEA NX

非線形詳細FEM解析プログラム

FEA NXは、建築・建設分野における高度な解析を行うことを目的とした解析ツールです。

補修・補強のための詳細解析はもちろん、マスコンの熱応力解析、コンクリートのひび割れ解析を行うことができます。



midas NFX

機械分野における汎用構造解析プログラム

midas NFXは、windows上で動作するプリ・ポスト・ソルバー一体型の構造解析解析ツールです。

設計者の方でも解析専任者の方でも快適にお使いいただける作業環境を提供します。
線形解析から高度な接触問題を含む非線形解析、CFD解析まで行うことができます。

midas Civil
解析事例集

株式会社マイダスアイティジャパン
〒101-0021 東京都千代田区外神田5-3-1 秋葉原OSビル7F
TEL 03-5817-0787 **FAX** 03-5817-0784 **E-mail** g.support@midasit.com **URL** https://jp.midasuser.com/geotech

ⓒ Since 1989 MIDAS Information Technology Co., Ltd. All rights reserved.