

橋梁耐震



橋梁耐震

- 01. midas Civil機能紹介2018 株式会社マイダスアイティジャパン
- 02. Tutorial アーチ橋体験セミナー資料 株式会社マイダスアイティジャパン
- 03. Tutorial 斜め組杭桟橋の耐震解析(L2) 株式会社マイダスアイティジャパン
- 04. 杭の支持力解析 新日鐵住金株式会社
- 05. 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
- 06. 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
- 06. 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

橋梁耐震

01. midas Civil 機能紹介2018

MIDAS

midas Civil 機能紹介

midas Civil 機能概要

■ あらゆる土木構造物のモデリングと解析が可能

→ 静的解析から高度な解析まで、あらゆる解析に対応



midas Civil 機能概要

■ 最新インターフェイスを用いた便利なモデリングと 簡単なデータの検討と修正



midas Civil 機能概要

■ 64ビット対応の優れた計算性能
 → プリポスト、ソルバー共に64ビット対応



midas Civil 機能概要

■ 多彩な結果表示

→ビュジュアル表示だけでなく、EXCELやWordと連動して結果分析をサポート



midas Civil 解析機能





midas Civil 解析機能



8

7

midas Civil 解析機能

ファイバーモデルの検証



midas Civil 解析機能

ファイバーモデルの検証



9





11

midas Civil

活用例1 - ファイバーを利用した鋼アーチ橋の耐震解析



 活用例① - ファイバーを利用した鋼アーチ橋の耐震解析
 midas Civil

 Total Engineering Solution
 Total Engineering Solution



活用例① - ファイバーを利用した鋼アーチ橋の耐震解析





C



活用例① - ファイバーを利用した鋼アーチ橋の耐震解析 Total Engineering Solution



4. 大変形を考慮した耐震解析



活用例1 - ファイバーを利用した鋼アーチ橋の耐震解析





5.ファイバー断面の応力・断面力履歴の確認 ファイバー街面の解析結果 ァイバー断面の解析結果 ファイバー新面結果 ファイバー新面の降伏強度算定 ファイバー新菌結果(ファイバー新面の降伏強度算定) airs bit bit 112 122 122 1 En 要条 1 En Element 1 , Dx-Fx(N 要索 nt 1 , SN-SS(kN/m2 荷重ケーフ 荷重ケース 表示オプション ● 新士 079+1パー 位置 1-Pos ~ 表示オプション 〇新語 ④ 7ヶイバー 位置 グラフタイプ Dx=Fx My=Fx Ry=My グラフタイプ SN-SS Mz-Fx Pz-Mz My-Mz X-88 Dx V Y-88 Fx V X-66 Y-66 X-88 SN ~ Y-88 SS ~ A =8.0h=3 =4.00a=3 =2.0b=3 0.00e0 1.50a=3 3.00a=3 4.50a=3 6.00a=3 7.50 -5.50a-3 -4.00a-3 -2.50a-3 -1.00a-3 5.00a-4 2.00a-3 3.50a-3 5.00a-3 6.50 19-ブル表示 グラフ表示 □テーブル表示 グラフ表示 20 10 10 0 0 B □セル数表示 2. © 🖸 ସ Q Q B □セル数表示 ファイバー状態 ファイバー状態 (W12 -2125 9#1± • ●引張 ○ 圧縮 ●引張 ○ 圧縮 .----อบระท 📘 -อบชหา 📘 -□ 通明化 体数 0.3 磁域 ■・ 口通用化 □ 通明化 路伏 □ • 係数 0.3 破壊 ■ • 応力-ひずみを取り出す ウインドウをBMPファイルに保存 ウインドウをBMPファイルに保存 セルを選択 アニメーション ステッ 0 増分値 1 時間 0.000 辞画 アニメーション ステッ 0 増分値 1 時間 0.000 辞画 🗌 辞画 🗌 ÷. ġ. 閉じる 閉じる 『断面力の履歴結果』 『 セルの応力履歴結果 』 断面全体の断面力履歴を確認 ✓ 軸力、曲げモーメントなど断面の合力である断面力を確認。軸力と軸ひずみの数値結果を出力して、ひずみ照査に利用 $0.8(1 - N/N_y)^{0.94}$ $\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.8(1 - N/N_y)^{0.94}}{(R_f \cdot \overline{\lambda}_s^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1 - N/N_y)^{0.68} \le 20.0$ 断面内の各ファイバー・セルの応力履歴を確認 \rightarrow √ セル毎の応力-ひずみ関係を確認

 活用例① - ファイバーを利用した鋼アーチ橋の耐震解析
 midas Civil

 Total Engineering Solution
 Total Engineering Solution



活用例2 - 橋梁施工時の安全性検討

1. 桁橋の多様なモデリング

Ctrl+Shift+

Ctrl+Shift+

節点/要素

材料/断面

Ctrl+Shif

- 梁 柱 ∧ ア−チ 田骨組

🕰 トラス

🔛 板要素

100

C

A

基本設定

木設定

シェル

ウィザ

🗹 基本構造

料吊り橋

◆ 斜張橋

midas Civil

C





活用例② - 橋梁施工時の安全性検討

midas Civil Total Engineering Solution



活用例2 - 橋梁施工時の安全性検討

.....





・ 桁橋の多様なモナリ	ンク								
反力 変形 1500 応力度 合力図 可重ケース/組合わせ (GBSmin:sLCB1	Fin Base 🗷 Fin								
スラップ 断面力の成分 Fx Fx Fy Fx My オジッン 倍率: 1 数値 反転 「上側整列 数値を表示する断面 I J			V						
適用 閉じる			Virtu Ber	al Load 2 SW of Girders 2 SW of Girders	Part Axial (kgf) 1 501.74 J 501.74	Shear-Y (kgf) Shea (kg -245.62 -22 -245.62 -18	-Z Torsion (kgf*m) 19.74 14.80 70.91 22.75	Moment-Y (kgf*m) 2636.96 5130.62	Voment-Z (kgf*m) -243.32 56.13
	『 合力分布図 』			2 Wind 2 Wind 2 Seasonal Temp 2 Seasonal Temp 2 MV-P(max) 4 MV-P(max) 2 MV-N(all) 2 MV-N(all) 2 gLCB7(max) 2 GLCB7(max) 2 STL EMV STR(max)	I 150.65 J 150.65 I 150.65 J 150.65 I 1954.27 J 1954.27 I 1936.99 J 2614.94 J 2614.94 I 3419.98	-188.07 -25 -188.07 -22 -186.07 -22 -186.07 -22 438.15 25 438.15 25 -1247.51 -87 -1247.51 -87 -592.31 34 592.31 34	74.51 -22.65 25.68 -14.70 25.68 -14.70 55.26 337.16 55.28 337.16 55.28 337.18 70.18 -1282.31 94.30 455.03 94.30 455.03 92.65 590.03	-88.46 2837.74 -88.46 2837.74 10103.30 20877.30 10014.00 20692.70 13518.90 27935.10 17680.80	-141.15 85.71 -141.15 85.71 662.73 1368.01 = 859.63 1355.91 866.78 1355.91 1355.91 1355.91 1355.91 1355.91 1355.78
		『 合力テーブル 』	< > Res 4 Mor	2 STL ENV_STR(max) 2 gLCB3(al) 2 gLCB3(al) 2 gLCB3(al) 2 STL ENV_STR(al) 2 STL ENV_STR(al) uitant Forces / Result-[Resulta	J 3419.98 1 3369.74 J 3389.74 1 3419.98 J 3419.98 ant Force Diagram]	767.81 45 -2183.13 -153 -2183.13 -155 -2202.61 -154 -2202.61 -154 -2202.61 -154	29.65 590.03 47.80 -2261.54 47.80 -2261.54 84.70 -2281.71 84.70 -2281.71 11 11	36535.20 17524.50 36212.10 17680.80 36535.20	2394.01 -1504.35 2372.84 -1517.77 2394.01 -
→ 格子梁と3次元モデルの両方で	テル化: 板要素や梁要素	から成る合成断面の含	合力(Fx、	FY、Fzを、№	1X、Mz)をラ	ーブルと断	面力図で表	眎	
→ 合成梁断面									
✓ 施工段階用の合成断面									
→ テーパー断面									

活用例2 - 橋梁施工時の安全性検討

midas Civil Total Engineering Solution

1. 桁橋の多様なモデリング

合成 I-桁	施工段階解析用の合成断面
日本 中本 日本 <	bulleting and a mathematical and a mathmatical and a mathematical and a mathematical and a mathematic
→ 格子梁と3次元モデルの両方でモデル化	• •
→ 合成梁断面: 合成断面の定義	
✓ 施工段階用の合成断面:主桁と床版が合成されるステージを定!!	義、合成断面プロパティで定義した剛性が使用される

活用例2 - 橋梁施工時の安全性検討



1. 桁橋の多様なモデリング	テーパーI端とJ端の剛性計算
断面サーク 新面参号 10 新面参号 10 で PC-1室 名称 TAP-PC2 名称 TAP-PC2 日本の10 第一〇 日本の10 日本の	出面性能 × 自動計算された間性の実更 前の10歳276での10歳2000年の10歳200月111111111111111111111111111111111
107 20000 Imm 107 1880.8 Imm 107 1980.8 Imm	Perio 2.023192+004 1.980072e+004 mm Perio 1.010748e+004 1.000498e+003 mm Centery 4.000000e+003 4.000000e+003 mm y1 -4.000000e+003 mm y2 4.000000e+003 mm y2 4.000000e+003 mm y3 2.00000e+003 mm y3 2.400000e+003 y3 y3 2.400000e+003 y4 y3 2.400000e+003 mm y3 2.400000e+003 mm
□ 附田計算用のかり2394ズ mm 備心:中央-上編 回込の原示 備心の定意	1#17 OK
 → 格子梁と3次元モデルの両方でモデル化可能 → 合成梁断面 	
 ✓ 施工段階用の合成断面 → テーパー断面: テーパー付きの合成断面を定義 	

活用例② - 橋梁施工時の安全性検討

midas Civil Total Engineering Solution



1. 桁橋の多様なモデリング





活用例② - 橋梁施工時の安全性検討

midas Civil Total Engineering Solution



2. ウィザードを利用した架設データの作成 橋梁形状 テーパー断面 PC鋼材 -----174 | 188 H2 119 H8 835 H8 825 H2-1 835 H2 845 жт. В 1018 Daniel H 6.75 6.26 6.22 -Iner1 124 I 10407 1 48435 10407 1 48435 材料 & 橋脚断面 喬梁形状 & セグメント分割数 各セグメントの施工期間 部材の初期材齢 → 架設工法ウィザード ✓ 張出し架設工法(FCM): ウィザード上で橋梁形状や施工段階、PCケーブル配置や損失条件などが定義可能 ✓ 押出し工法(ILM) ✓ 固定支保工式架設工法(FSM)、移動支保工式架設工法(MSS)

midas Civil CA 活用例2 - 橋梁施工時の安全性検討 Total Engineering Solution 2. ウィザードを利用した架設データの作成 橋梁形状 ウェブ内PC鋼材 床版内PC鋼材 Azers #217 Actes Mar.At Det 188 - -18er - -1.1 18 -1000 4217 198 198 107,0 81,0 81,0 10 19.88 . 141 11歳日 11歳日 11歳日 11歳 71歳 1 1 ----架設工法ウィザード \rightarrow ✓ 張出し架設工法(FCM) ✓ 押出し工法(ILM) : ウィザード上で橋梁形状や施工段階、PCケーブル配置や損失条件などが定義可能 ✓ 固定支保工式架設工法(FSM)、移動支保工式架設工法(MSS)

活用例② - 橋梁施工時の安全性検討

midas Civil Total Engineering Solution

C





活用例2 - 橋梁施工時の安全性検討

Total Engineering Solution



2. ウィザードを利用した架設データの作成 Tala Tala AMANA → 架設工法ウィザード 多重箱桁橋の格子モデルウィザード \rightarrow 横方向解析モデルの生成 \rightarrow PC鋼材生成 \rightarrow



midas Civil Total Engineering Solution



活用例② - 橋梁施工時の安全性検討

midas Civil Total Engineering Solution





活用例2 - 橋梁施工時の安全性検討

midas Civil Total Engineering Solution

(C



活用例2 - 橋梁施工時の安全性検討

midas Civil Total Engineering Solution





橋梁耐震

02. midas Civil Tutorial アーチ橋体験セミナー資料



画面構成と操作方法



1

モデル概要

■ 解析モデル

:アーチ支間150m、橋長204mの鋼上路式アーチ橋を対象に、レベル2相当の地震時における部材の耐震性を検討します。



■ 3次元骨組モデル

:対象橋梁を梁要素とトラス要素の3次元骨組でモデル化します。

アーチリブと支柱はファイバーモデル化することで、軸力を考慮した材料の非線形性と2軸曲げの影響を考慮します。



モデル概要

■ 上部工

コンクリート床版とI形の2 主桁から構成される合成断面です。 主桁間の幅が広いため、中央に2本のストリンガーを追加して上部工を支えています。 本例題では上部工を2本の主桁から成る合成断面で定義し、ストリンガーはH型断面の梁要素で別途モデル化します。



表2 上部工の断面諸元				
区分	断面	説明		
補剛桁	H 2000×800×14/22	合成断面		
ストリンガー	H 1000×800×14/22	ユーザー定義断面		
横桁	H 800×400×20/20	ユーザー定義断面		
上横構	H 250×250×9/14	規格断面		

解析条件

■ アーチエ

アーチ工は大きくアーチリブと支柱で構成されます。 アーチリブはリブ材と下横構、支材で構成され、鉛直部材は支柱(端支柱)と支材、斜材で構成されます。



区分	断围	記明
アーチリブ	□ 1800×1300×14/16	リブ付きボックス断面
アーチリブ支材	H 1000×500×20/27	ユーザー定義断面
下横構	H 300×300×10/15	規格断面
支柱	□ 500×500×13/13	ボックス断面
端支柱	□ 1000×800×18/18	ボックス断面
支柱支材	H 300×300×10/15	規格断面
支柱斜材	H 250×250×9/14	規格断面



解析条件

■ 荷重条件

1. 死荷重

部 材	鉛直荷重(kN/m)
上部工舗装	2.55(主桁負担) / 2.83(ストリンガー負担)
地覆	4.4 (主桁負担)
高欄	0.5 (主桁負担)
自重	単板体積重量 77.0(kN/m³) を「自重」機能を利用して、分布載荷

2.地震動

- 橋軸直角方向に入力、加速度大きさを1.3倍増大



■ 境界条件

- 1. 上部工端部:ローラー
- 2. アーチ端部:ピン(橋軸直角軸回り)





新規プロジェクトの開始

手順 ファイルの保存 0000 C 新規プロジェクト 2000 をクリック プログラムを起動すると「スタートページ」が表示されます。 🙀 そこで、「新規プロジェクト」をクリックするとモデルビューが開きます。 2 ファイル>[保存] ③ ファイル名:[arch.mcb] ④ [OK]ボタンをクリック 1 Anne 12 (6) BIR 単位系及びスナップの設定 4785-78 48県ラーブル 31日 邱点 | 要素 | 材料 & 断面 | 境界条件 Miso | 荷重 表示 | 設計 ⑤ 単位系:kN,m 2 UCS触 2 視点 1 解説 ビダイナミックビュー制御 「ツール>セッティング>単位系」で フォント-設定することも可能です。 □><ルの傾斜角度 アイコンツールバー [Fィスプレイ] 表示>視点 チェックオン 全体座標系を表示 選択グループのみ通用 選択実会:指点のみ通用 算状実会:指点のみ通用 ラベルは経緯会表示 ディスフレイオジシン 8 0 ⑧ [OK]ボタンをクリック X 逾用 5 7 // 材料の定義 構造部材の材料データを入力します。 手順 2 #8 | 林 材料データ 3 1 メインメニュー[材料&断面] > 追加.. (A) 修正.. (M) ら称 タイプ 規格 種別 SM490 材料番号 名称 [材料] > []] 材料特性] 削除 (D) 弾性データ 複製 (C) 鉄骨 鉄骨 2 [材料] タブを選択 タイプ 読み込み (1) 規格 5 7 JIS-Civil(S) 番号並べ替え(R) SM490 種別 3 [追加] クリック ④ タイプ: "鉄骨" コンクリート 規格 材料のタイプ 規格 5 種別: **"SM490"** ● 等方性 直交異方性 種別 鉄骨 弾性係数 6 [適用]ボタンをクリック 閉じる 2.0000e+008 kN/m2 ポアハルト 0.3 種別: "SM400" 1.2000e-005 1/[C] 線膨脹係数 比重 77 kN/m3 8 [OK]ボタンをクリック 7.852 kN/m3/g □ 質量密度 ヨンクリー 弾性係数 0.0000e+000 kN/m2 材料 & 断面 ポアソン比 線膨張係数 0.0000e+000 1/[C] 材料 | 断面 | 厚さ | 比重 0 kN/m3 追加..(A) lo 名称 タイプ 1 SM490 鉄骨 2 SM400 鉄骨 規格 種別 JIS-Civil(SM490 JIS-Civil(SM400 曾量密度 0 kN/m3/e 修正..(M) 前明余 (D) 塑性データ コピー (C) 塑性材料名 NONE ~ 読み込み (1) 熱伝導 番号並べ替え(R) kJ/kN*[C] 比熱 熱伝導率 0 kJ/m*hr*[C] 0.02 滅衰比 OK 8 閉じる 適用(A) 6

閉じる

株式会社マイダスアイティジャパン



上部工の断面データを入力します。



*1 合成断面の剛性計算ではコンクリートを鉄骨材料に置換して計算します。"材料"では変換する際の材料定数の比率を指定します。 Es/Ec: 鉄骨とコンクリートのヤング係数比、Ds/Dc: 鉄骨とコンクリートの重量比、Ps・Pc: それぞれ鉄骨とコンクリートのポアソン比、Ts/Tc: 鉄骨とコンクリートの線膨張係数比









区分	断面	説明
ストリンガー	H 1000×800×14/22	ユーザー定義断面
横桁	H 800×400×20/20	ユーザー定義断面
上横構	H 250×250×9/14	規格断面

5

6

m

(7)

9

02. midas Civil Tutorial -アーチ橋体験セミナー資料











図 基本構造 · ド 押出工法モデル · 阿吉国定支保工工法 い REスラブ機









| 合成断面の上床版を生成します。





- 緑色に変わったら、それぞれ作業画面か ら上部工の左端と右端の節点をクリック ⑦ 方向: "方向ベクトル"
- 入力欄をクリックしてから、アーチリブ左端 の節点と真上の節点を順にクリック
- ① 分割: "変数による任意間隔" 比率 : **"0.06,0.94"**
- アイコンツールバーの"単一選択/解除"をク リックしてから、アーチ左端の節点を選択





e P2 ジ1番目クリック 💽 🖸 🗷 🕑 🔟 🖳 🗣 🛞 I 🥆 · · -

生成形式 〇コピー/移動〇回転 投影形式

•Ni

P2

8

m

m

9

N2

直線上に投影

Pi

KDir.

基準線の定義

◎ 方向べクトル

○等間隔 ◎ 変数による任意間隔

マージ計算の許容誤差

12 適用 閉じる

比率: 0.06,0.94

-24, 0, 35 P1 P2 180, 0, 32.5

0, 0, 40 ________. ☑ 分割



10 2次元平面構造のコピー



11 アーチリブ支材の生成



適用(A) 閉じる(C)

アーチリブの中央に下横構を生成

02. midas Civil Tutorial -アーチ橋体験セミナー資料





20

75 支材と斜材の生成-1」 支柱の支材と斜材を生成します。



16 支材と斜材の生成-2」支柱の支材と斜材を生成します。





24

交差計算: ☑節点 ☑要素

し番目

 \mathcal{O}

, 2番目

名称 3 3:横桁

断面の向き _______
● β - 角度 ○参照点

○ 参照ベクトル

 x.y.z

 交差計算:

■ 要素生成で"交差計算:節点 要素"にチェックを入れると、生成する線要素と既存の線要素が途中で交差する場合、

交差位置に節点が自動生成され、線要素は分割されます。

*1

構成節点

~ ...

✓ [deg]

_ 直交 En

適用(A) 閉じる(C)
株式会社マイダスアイティジャパン



En

適用(A) 閉じる(C)

x,y,z 🗸

交差計算: ✓ 節点 ✓ 要素 ○ 交差点で節点を生成



22 支柱の端部拘束解除



*1 『ピン-固定"は要素i端をピンにし、j端を剛結します。一方、"固定-ピン"は要素i端を剛結して、j端をピンにします。





境界条件の設定



*1 支持条件を設定すると、該当の節点に6角形の支持マークが表示されます。この時、拘束された自由度が緑色に表示されます。



死荷重の荷重ケース名を定義します。



自重の定義

構造躯体の自重を定義します。





荷重を質量に変換

死荷重を動的解析で考慮するために質量に変換します。









35





32 固有モードの確認-1 載荷方向別に卓越するモードを確認します。





34 ファイバー材料の定義



35 ファイバー断面分割-アーチリブ



36 ファイバー断面分割-アーチリブ





43

×

✓ ■ * …

38 ファイバー断面分割-アーチリブ



39 ファイバー断面分割-端支柱



45

40 ファイバー断面分割-端支柱



名称	断面	追加(A)
アーチリブ	アーチリブ	修正 / 末子(M)
端支柱	端支柱	INSTE / SOLUTION
		削除(D)



47 非線形特性-アーチリブ、端支柱



42 非線形特性-下横構、支柱支材





非線形特性の適用



4 時刻歴解析ケースの定義

















ここでの変形は動的解析の全計算ステップにおける変形の最大値を表示したもので、同時時刻の結果ではありません。



50 断面力確認

部材の断面力を確認します。



57 ファイバー断面の解析結果



52 アーチリブのひずみ照査



57

ここでの変形は動的解析の全計算ステップにおける変形の最大値を表示したもので、同時時刻の結果ではありません。



下横構の履歴結果



MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION

橋梁耐震

03. midas Civil Tutorial 斜め組杭桟橋の耐震解析(L2)



【解析条件】

【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	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)	C解析結果】
	MIDAS/CI-VII POST-PROCESSOR BEAM FORCE 電力 1.12748+006 9.04044+005 6.80810+005 4.57177+005 2.33743+005 0.00000+000 -2.13124+005 -4.5858+005 -8.83425+005 -9.83825+005 -9.8385+005 -9.838

58 河川・港湾構造物

MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION

橋梁耐震

04. midas Civil 適用事例 2径間単純PC桁橋の動的解析による 耐震補強検討









MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION

橋梁耐震

05. 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.)



4. 解析結果

4-1. 固有值解析結果

Mode	Frequ	iency	Period	Telerance
No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	rolerance
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)

MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION

橋梁耐震

06.

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

論文 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

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-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 φ 2.0m, 橋脚高は約 4m, 基礎は杭基礎(鋼 管杭 φ 600mm) である。本橋梁に対し,図-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⁾。







*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-o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-↓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(ϕ 10.8×19本,1740mm², 長さ1250mm)のばね定数を式(1)によって算定した。

$$K_{PC} = \frac{A_s}{l} E_s = 278.5 \text{ kN} / \text{mm}$$
 (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(ϕ 10.8×19本より: 1740 mm²), I:連結 PC 鋼材の長さ(1250 mm), E_s :鋼材 の弾性係数(2.0×10³ N/mm²)。

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 HF


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 $1.5Rd=1.5 \times 1450kN=2175kN$ ($2175 \div 4$ 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。

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

表一1 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							

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	11	有	2.8×10^4	無					
4	11	有	2.8 \times 10	無					
5	300	無(一体型)	_	無					
6	11	有	2.8 \times 10 ⁴	無					
- 7	11	有	2.8×10	無					
8	400	無(一体型)	_	無					
9	11	有	2.8×10^4	無					
10	11	有	2.8 \times 10	無					
11	200	有	2.8 \times 10 ⁴	有					
12	11	有	2.8 \times 10	有					
13	400	有	2.8 $\times10^{4}$	有					
14	11	有	2.8 \times 10	有					

表-2 解析ケース

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。

(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、 $K_t=E_c$ 、 $K_t=E_d/1000$ 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。





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。



(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。



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。

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

ここで,**t**:版の厚さ(**mm**), σ₁:版の圧縮側の表面応 力度, σ₂: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、 $E_d/1000$ 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 $E_d/1000$ 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/mm²),同裏側が圧縮(-9.6N/mm²)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。





表-3 曲げ応力の検討結果

解析 ケース	M kN•m	$\sigma_{ m c}$ N/mm 2	判定	$\sigma_{\rm s}$ 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	ОК	176.1	OK	d=340mm	
110.0	133.0	6.0	OK	203.6	OK	d=640mm	
No 6	73.0	8.6	OK	210.9	OK	d=340mm	
110.0	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/mm²。 ※鉄筋の許容引張応力度σ_{sa}=270.0N/mm²。

※軸力N=226kN(横締めPC, φ 12-5,1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/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 Ec 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/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、有効高を端横桁幅一かぶり長 (400-50=350mm)とし、軸力は横締め PC 鋼材の有効緊 張力(N=226 kN)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, Ed/1000 (No.7) は OUT の判定となる。一方, 界面剛性が E_d/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/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/mm²)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

http//jp.midasuser.com/civil 75

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_d 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、 $E_d/1000$ 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。

以上のように、今回の有限要素解析のモデル化により 増しコンクリートで補強を行った場合の両部材の終局 時の破壊状態を想定できるものと考えられる。

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

- (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
- (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
- (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
- 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
- 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

MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION

橋梁耐震

06. 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 Mouroukis¹, Panagiotis Veros², Kostantinos Liontos³.

^{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.

Proceedings IBSBI 2014

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).

2

Dimitris Mouroukis, Panagiotis Veros



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° . 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.

Proceedings IBSBI 2014

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.

Dimitris Mouroukis, Panagiotis Veros

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.)

Han Curle - Firmonia 2.205	Visional Assess	Eurocode2-2:03 / Erttsh	Update by Coo
caroleere co		-Partial factors for materials () timeter (n)t states)	
Input Parameters		Rended & Issuel	
Desire Deservations & Directo Luit at date)			1.0
- Congregation (Contracting States)			1. A.
Francisco cance C Consistent all produces		Reinfording steel : 1.15 Reinfording steel	(E) [5
		Prostressing stoc : 15 Prestressing stoc	ale 🔒
-Shear redictance			
et. 1	(here)	Partial factors for materials (Serviceability imitiates)	<u></u>
storaide lo stea restance : 14	(red as	Connele: 1 BenfindingRedie-connideel:	1
		1 - Carnet in last two off and	
Cement Clace	-Deta	Moha co: 0.85 Moha co: 1	
Cass N (s=0.25) T	Modify design recenters		
· · · · ·		S ees hui e a	
		Concrete	12
Output parameters		k1: 0.0 G; 0.0 k4: 14 K0: 14	M
Ubmete in tistates	Serviceshilty init states	Prestread on steel	
		N = 23 (2) 0.9 NS (0.75 N7) 2	75
 U omate behang resistance 	 Effects for processories and construction scape. 	and	
Shear redistance	Stress for gross sector at pervice loads		
Textors redeters	Ethernal stress at a renoting tion state	-Reducing factor for Principal stress -	
		Construction stage Serviceability Imi	/:states
	A Principal stress at service loads	Comp. : 1 Tens : 1 Comp. : 1	Tens. : 1
	Tensie stress for prestression steel		
	E. L. L.	Urack width	
	M Uradi control	12 14 14 H 47 x	

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

Dimitris Mouroukis, Panagiotis Veros



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.

8

Proceedings IBSBI 2014



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.

MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION

橋梁耐震

06. 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 Ostrom¹, Ertugrul Taciroglu²

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

²Civil & 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°) 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).

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° 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 backwall 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.

Туре	Soil Type	Soil Properties				<i>p-y</i> Curve Parameters			Soil Stiffness			
	(USCS Symbol)	γ'	φ	с	v	vs	k	ϵ_{50}	J	E_s	$E_{5\theta}$	E_r
		pcf	deg	psf	-	fps	pci	-	-	ksf	ksf	ksf
Ι	Compacted Sandy Fill (SP, GP)	130	38	50	0.35	670	60	-	-	n/a	n/a	n/a
Π	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

Table 1. Soil properties for the Painter Street Overpass.

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

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 prestressed 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).



Nodal points representing seismic sensor recorded earthquake motions



Figure 5. Samoa Channel Bridge (top), its seismic instrumentation (middle), and a closeup 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° 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.



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.



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.



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°) 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.





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5-3-5-3-1秋葉原OSビル7階 TEL 03-5817-0787 I FAX 03-5817-0784 I E-mail civil.support@midasit.com I URL https://jp.midasuser.com/civil