

断層変位が長大杭式構造物に及ぼす影響

清水 有人¹・清宮 理²

¹大学院院生，早稲田大学大学院建設工学専攻（〒169-8555東京都新宿区大久保3-4-1）

²工博 早稲田大学教授 理工学術院社会環境工学科（〒169-8555東京都新宿区大久保3-4-1）

1. はじめに

海上及び沿岸部に岸壁，橋梁，海上空港等大規模構造物を建設する場合，代表的な構造形式の一つとして鋼管杭式がある．この構造形式では，多数の鋼管杭とその上に設置されるコンクリート製の床板より構成される．沿岸部では軟弱な地盤にこれらの構造物が建設される機会が多い．この構造形式において懸念すべき問題点の一つは，地震の発生が予想される地域では，断層変位による影響である．東京湾，伊勢湾など軟弱な表層地盤が存在する場合，一般的に基礎地盤での断層の状況を把握する事が困難である．また問題点が指摘されているにもかかわらず，構造物に及ぼす具体的な検討が進んでいないのが現状である．本研究では，基礎洪積層とその上の軟弱地盤層からなる地盤に施工された長大杭式栈橋に対して，基礎地盤に正断層，逆断層強制変位として与え，それらが鋼管杭と鉄筋コンクリート床版に与える影響について，材料非線形性を考慮した静的な有限要素法で検討した．構造物に計算される断面力の状況を把握すると共に，あわせてトラス補強などの対策の有用性について検討した．

2. 断層変位

国土地理院による首都圏および周辺海域の主な活断層分布図を見ると，東京・川崎・横浜などの大都市直下では断層線が明示されていないが，これは都市化の進展のため，断層調査が容易でないこと，沖積層下に埋もれている断層を推定するには，ボーリング調査では限界があること等が原因である．これまでに確認されている首都圏周辺の活断層のうち，

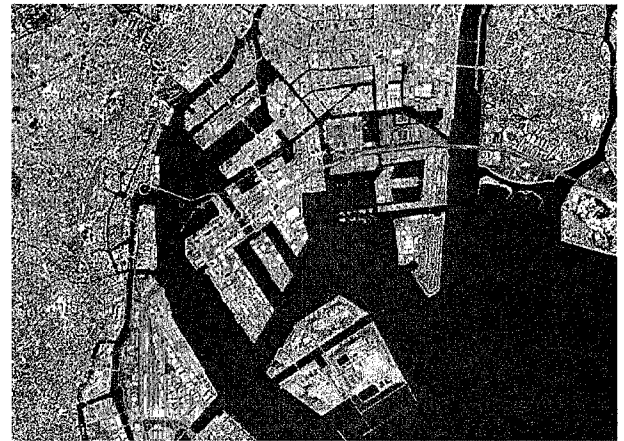


図-1 東京港臨海地域

代表的なものとして，荒川断層・綾瀬川断層・立川断層が挙げられ，いずれも陸域で地表面のずれその他で判明しているものである．活断層は地震を起こす源であり，1回の地震における断層のずれ（水平的・鉛直的）が大きいほど，地震の規模が大きく，また再来する間隔が長いことが知られている．また，断層のずれ量（m）と地震の規模（マグニチュードM）とは，等式で関係付けられており，日本の例ではM8ののずれ量6m，M6.9でずれ量1.5m程度と考えられている．地盤工学的には，活断層の上やその付近には施設・住居を避けることが最善であるが，過密化した首都圏臨海部では断層を特定することと施設を避けることが大変困難な状況である．

3. 解析方法

(1) 解析モデル

a) 解析モデル概要

解析モデルは図-2に示すような仮想の長大杭式栈

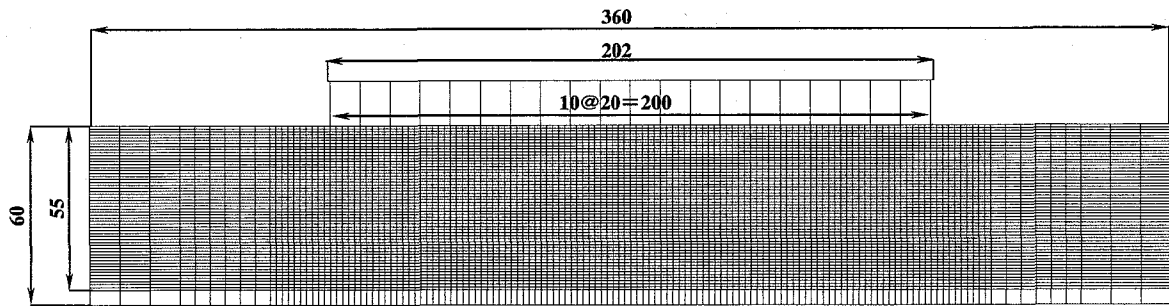


図-2 解析対象栈橋モデル図 (単位 : m)

橋の横断方向の2次元モデルを対象とした。栈橋構造は直鋼管杭式とし、栈橋の水平方向の長さを202mに、表層地盤の水平方向360m、深さ60mに設定した。杭本数は21本、杭間隔はそれぞれ10m、杭の打ち込み深さは55m、突出長さは15mとし、杭先端部は硬い基礎洪積層によって支持されているものとした。この栈橋の鋼管杭と上床版の断面諸元は当該地盤におけるレベル2地震動により設定した。この際入力地震動をPI波（最大加速度振幅679Gal）とし鋼管杭の杭頭部がほんのわずかに降伏応力度を超え上床版は無被害の条件とした。

有限要素メッシュについては、地盤は横360m×深さ60mの地盤を平面歪み要素に置換し、水平方向に10m×3、5m×6、2m×120、5m×6、10m×3に分割し鉛直方向には下から層厚5m×1、1m×55に分割し、総要素数は7728個とした。杭は2次元非線形梁要素とし、下方杭先端から鉛直方向に5m×5、1m×40、0.5m×10でメッシュを切った。要素数は杭21本全体で1115個とした。床版は2次元非線形梁要素として扱い、水平方向に1m×202とし、要素数は202個とした。

b) 表層地盤

表層地盤の基本諸元を表-1に示す。表層地盤は軟弱な粘性土で構成されており、N値=5、層厚55mと設定した。その下に硬い砂質土で構成された基礎洪積層を配置し、N値=50、層厚5mとした。表層軟弱地盤については静的非線形としてDuncanモデルを基本としているがバイリニアモデルで置換し、基礎洪積層については線形モデルとして扱った。

c) 基礎杭と地盤ばね

今回の解析で用いた栈橋の鋼管杭は材質SKK400で、外径D=700mm、板厚t=12mmとした。解析に当たって杭の挙動は非線形性を考慮し、鋼管杭の曲げモーメント～曲率関係は図-4に示すように全塑性モーメントを上限值とするバイリニア型として扱った。全塑性モーメント M_p 及び勾配変化点の曲率 ϕ_p は次式により求める。

$$M_p = M_{p0} \cos(\alpha \pi / 2)$$

表-1 地盤基本諸元

| 層番号 | 層厚 (m) | 弾性係数 E (kN/m ²) | ポアソン比 | 質量密度 γ (kN/m ³) | 土質区分 |
|-----|--------|-----------------------------|-------|------------------------------------|------|
| 1 | 55 | 140000 | 0.49 | 19.6 | 砂質土 |
| 2 | 5 | 14000 | 0.49 | 14.7 | 粘性土 |

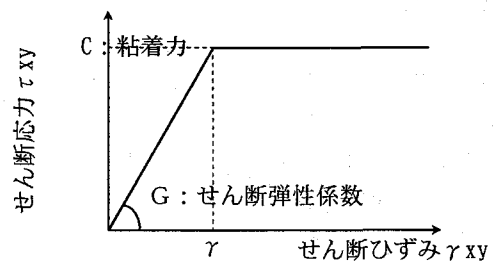
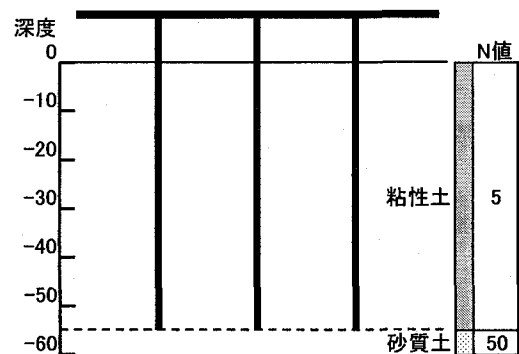


図-3 地盤条件と地盤の静的非線形モデル

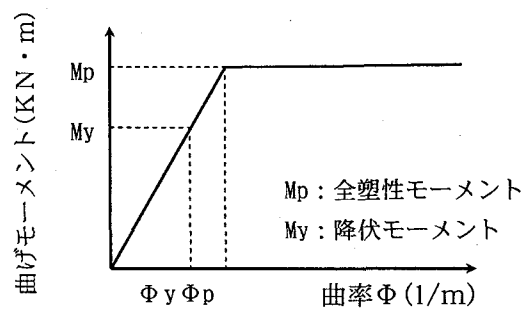


図-4 鋼管杭バイリニアモデル

$$\phi_p = (M_p / M_Y) \phi_Y \quad (1)$$

ここに、 M_p ：鋼管杭の全塑性モーメント (k N・m)、 ϕ_Y ：勾配変化点の鋼管杭の曲率 (1/m)、 M_{p0} ：軸力ゼロでの鋼管杭の全塑性モーメント (k N・m)、 M_Y ：鋼管杭の降伏モーメント (k N・m)、 α ：モーメントがない場合の降伏軸力と作用軸力比である。鋼管杭の断面諸量を表-2に示す。

表-2 鋼管杭断面諸量

| 杭径D (mm) | 鋼厚t (mm) | M_y (kN·m) | ϕ_y (1/m) | M_p (kN·m) | ϕ_p (1/m) |
|-------------|-------------|-----------------|-----------------------|-----------------|-----------------------|
| 700 | 12 | 1051 | 3.42×10^{-3} | 1391.77 | 4.53×10^{-3} |

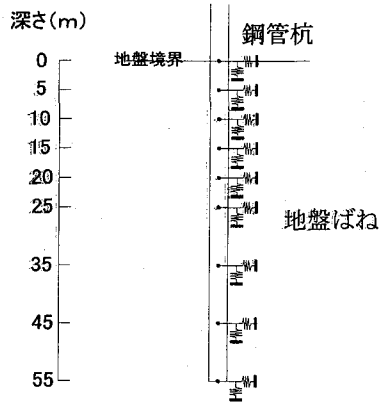


図-5 地盤ばねの状況

解析において杭は、地盤ばねによって周辺地盤に支持された梁としてモデル化した。杭と地盤間のばねには、水平方向ばねと鉛直方向ばねを考慮した。地盤ばねの導入位置は図-5に示すように杭1本につき9箇所とした。水平方向、鉛直方向それぞれのばね定数は、道路橋示方書で与えられている水平方向地盤反力係数の規準値 K_H に対して、水平方向地盤ばねは杭径 D と地盤ばねの間隔 l を乗じて

$$K_{H'} = K_H D l \quad (2)$$

鉛直方向地盤ばねは杭の周長 πD と地盤ばねの間隔 l を乗じて

$$K_{V'} = K_H \pi D l \quad (3)$$

として定めた。また地盤の弾塑性的挙動を考慮して、地盤ばねの静的非線形として図-6に示すようなバイリニアモデルを考えた。ここで水平方向及び鉛直方向地盤ばねの降伏力 P_Y は、次式で設定した。

$$\begin{aligned} P_{Yh} &= 5DC l \\ P_{Yv} &= \pi DC l \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、 K_H ：水平方向地盤反力係数、 D ：鋼管杭径 (m)、 l ：地盤ばね間の距離 (m)、 C ：表層軟弱地盤 (粘性土) の粘着力 (kN/m^2) である。

d) 上部床版

上部床版は図-7に示すように、桁高 1300 mm、奥行き (フランジ幅) 5000 mm、フランジ厚 350 mm、ウェブ幅 700 mm の T 型ばりとし、材質は鉄筋コンクリートを用いた。曲げの主鉄筋は図-7のような配筋とし、フランジ内は左右ともに D13 と D16 を交互に、フランジ中央部では両端の 2 本を D25、中央の 4 本を D22 として配置した。ウェブ内は全て D19 を配置した。

また、せん断補強鉄筋については、長さ方向にス

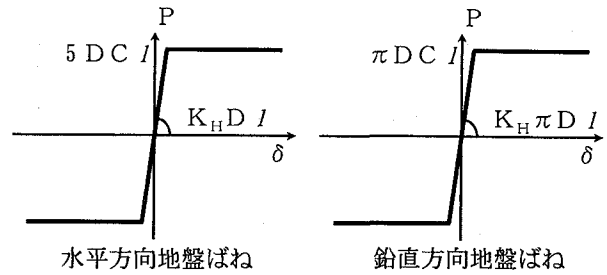


図-6 静的地盤ばねモデル

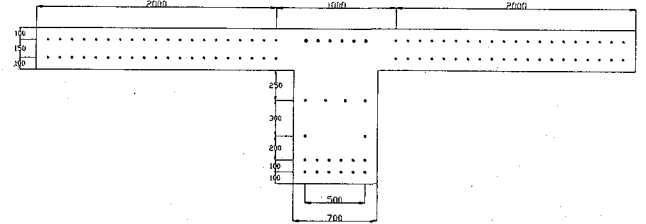


図-7 上部床版断面図

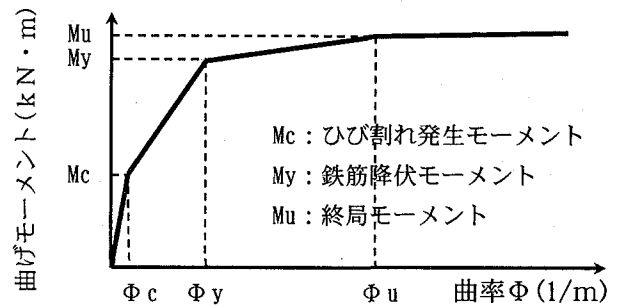


図-8 床版鉄筋コンクリート非線形モデル

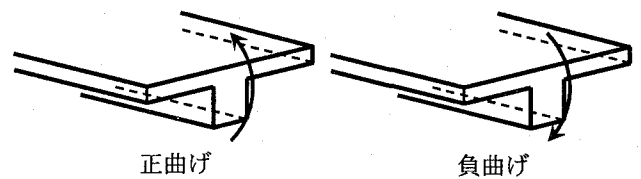


図-9 床版正曲げと負曲げ

ターラップ D16 を 200 mm 間隔で配置してモデル化した。

鉄筋コンクリートが曲げ破壊に至るまでの挙動は、曲げひび割れが発生していない段階、ひび割れは発生しているが鉄筋は降伏していない段階、鉄筋降伏から破壊に至る段階、に大別出来る。以上より床版は図-8に示すような3点で剛性が低下する非線形モデルとして扱った。また本解析においては床版が長さ方向に、正曲げ及び負曲げ (図-9) を受けると考えられるので、上部床版曲げモーメントの材料非線形性の入力モデルでは、正負非対称の非線形モデルを採用し、正負それぞれに求めた剛性低下率を入力することとした。

以下に正曲げ、負曲げ時の断面諸量および $M-\phi$ 関係の算定方法、算定により求めた値をまとめる。

表-3 正曲げ時の断面諸量

| 等価断面積 (m ²) | 断面二次モーメント (m ⁴) | 曲げ剛性EI (kN・m ²) |
|----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 1.7425 | 0.235 | 5.875×10 ⁻⁵ |

表-4 正曲げ時曲げモーメント曲率関係

| | ひび割れ発生時 | 鉄筋降伏時 | 終局破壊時 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 曲げモーメントM (kN・m) | 521 | 1189.1 | 1227.5 |
| 曲率φ (1/m) | 8.87×10 ⁻⁵ | 1.41×10 ⁻³ | 1.68×10 ⁻¹ |

鉄筋コンクリート床版は基礎地盤の断層変位の影響により、場所に応じてそれぞれ正の曲げモーメント、負の曲げモーメントを受けるところが出てくると考えられる。よって、簡単のために圧縮側の鉄筋を無視することとし、ひび割れ発生時→鉄筋降伏時→終局時の順にそれぞれの段階の応力分布に合わせてモーメントの釣合い式を立て、曲げモーメントを算出した。

曲げモーメント M と曲率φとの関係は、コンクリートのヤング係数 E_c と、引張りを無視した換算断面の断面二次モーメント I_i を用いて、はり理論によって次式で表される。

$$\phi = \frac{M}{E_c I_i} \quad (5)$$

E_cI_i は換算断面の曲げ剛性である。E_c は応力が大きくなるに従って多少小さくなり、特に I_i は断面に入るひび割れの程度によって相当減少するので、ひび割れが発達すると曲げ剛性は低下することになる。この I_i を求める式は、標準コンクリート示方書に与えられているが、曲げ部材の変形時における断面保持則を用いて、近似的に曲げモーメント曲率関係を求めた。

以下、正曲げおよび負曲げ時の断面諸量、各段階における曲げモーメントと曲率の値を示す。次にせん断耐力について照査する。鉄筋コンクリートはりのせん断破壊は、曲げモーメントとせん断力の複合作用によって、斜め方向のひび割れを生じた後に起こる独特な形式の破壊である。そこで、多くの実験結果に基づき、土木学会コンクリート標準示方書に以下に示すような式が定められているので、それらの式を算定に用いた。

$$V_c = 0.2f_c^{1/3}(100p_w)^{1/3}\left(\frac{10^3}{d}\right)^{1/4}\left(0.75 + \frac{1.4d}{a}\right)b_w d \quad (6)$$

ここに、V_c: 斜めひび割れ発生せん断力 (N),
f_c: コンクリートの圧縮強度 (N/mm²),
d: 断面の有効高さ (mm), p_w: 引張鉄筋の鉄筋比=As/b_wd, a/d: せん断スパン比, である。

表-5 負曲げ時の断面諸量

| 等価断面積 (m ²) | 断面二次モーメント (m ⁴) | 曲げ剛性EI (kN・m ²) |
|----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 1.8396 | 0.235 | 5.875×10 ⁻⁵ |

表-6 負曲げ時曲げモーメント曲率関係

| | ひび割れ発生時 | 鉄筋降伏時 | 終局破壊時 |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 曲げモーメントM (kN・m) | 1100.9 | 4587.7 | 4820.7 |
| 曲率φ (1/m) | 1.87×10 ⁻⁴ | 2.75×10 ⁻³ | 8.65×10 ⁻³ |

表-7 せん断耐力の各種諸元

| V _c (kN) | V _s (kN) | V _u (kN) |
|---------------------|---------------------|---------------------|
| 1137.1 | 621.4 | 1758.5 |

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} j d (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} \quad (7)$$

ここに、A_w: せん断補強鉄筋一組の断面積 (D16×2), f_{wy}: せん断補強鉄筋の降伏点(300N/mm²), j=1/1.15, s: せん断補強鉄筋間隔(200 mm), α: せん断補強鉄筋の角度(スターラップでは 90°), である。せん断耐力 V_u は

$$V_u = V_c + V_s \quad (8)$$

により求めた。

また鉄筋コンクリートのせん断応力とせん断ひずみの非線形関係は、本解析ではτ~γ関係は線形モデルとして扱い、せん断耐力の上限値との比較から、破壊に至る過程を評価することとした。

(2) 断層変位の与え方

基礎地盤変状として、基礎洪積層の下部にそれぞれ正断層、逆断層型の強制変位を与え、それらが鋼管杭と上部鉄筋コンクリート床版に与える影響について検討した。なお強制変位は、東京湾での直下型地震を想定し最大150cmまでとした。変位を150stepに区切り、前stepの応力状態を次stepに引き継ぐ荷重ステップ解析を用いて解析を行った。

ここで、断層変位量D (cm) と、マグニチュードMの間には

$$\log D = 0.6M - 4.0 \quad (9)$$

の関係が示されている。現在首都圏直下型地震のマグニチュードはM6.5が想定されており、この際の断層変位量は70~80cmである。また、首都圏直下型大地震では、M6.9で最大変位量1.5m程度が予想されている。これが本解析における強制変位の最大値を150cmとした根拠である。

4. 解析結果

(1) 対策なしケース

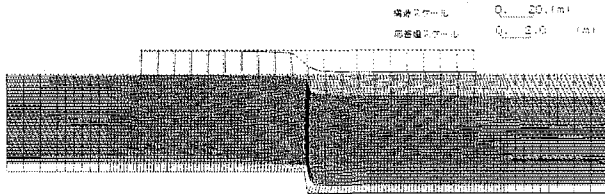


図-10 栈橋・地盤変形図 (150cm)

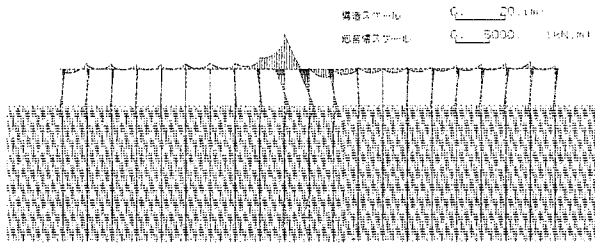


図-11 曲げモーメント分布 (150cm)

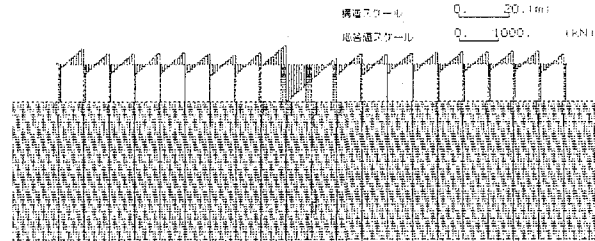
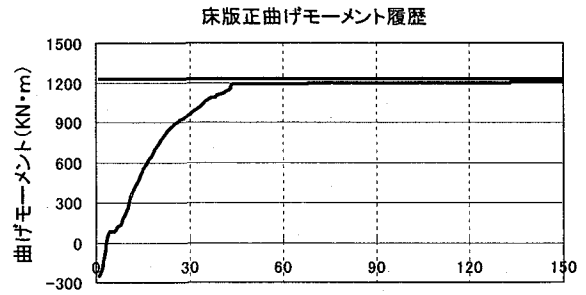


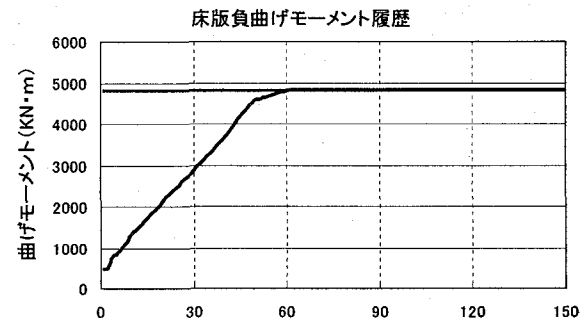
図-12 せん断力分布 (150cm)

図-10 に 90° の正断層変位を与えた際の、栈橋と地盤の変形図を示す。中央付近に部材の変形と地盤のひずみが集中することが分かる。また中央3本の杭の地盤境界及び杭頭付近での変形が顕著であり、上部床版も中央部での変形が大きい。図-11 に補強低減対策なしケースにおける変位量 150cm での床版、鋼管杭の曲げモーメント分布を示す。床版、鋼管杭共に断層が海底面に出現する中央付近の要素に応力が集中する結果となった。杭1スパンは離れると断面力は大幅に低減した。

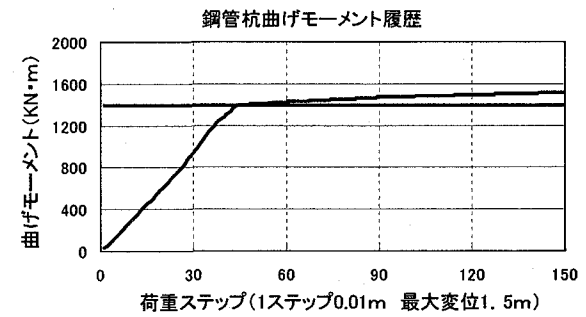
図-13 に、解析においてそれぞれ最大値を計算した要素における、床版正曲げモーメント、鋼管杭杭頭部曲げモーメント、床版せん断力の横軸を荷重ステップとする履歴結果、及び鋼管杭の深度方向の曲げモーメント分布を示す。45cm の変位で中央の鋼管杭杭頭が塑性モーメントに達し、45cm~50cm の変位で、床版の正曲げ、負曲げを受ける部材ともに鉄筋降伏、その後変位の増加に伴い 60cm 程度で床版応力が終局状態に達する結果となった。比較的小さい地震でも断層変位により被害が発生すると計算された。一方床版のせん断力は、変位量 150cm でも、せん断耐力よりも十分小さく、このケースでは、鋼管杭杭頭の曲げ破壊→床版の鉄筋降伏→床版の破壊へと至る結果となった。これは、地盤の断層変位が、断層直上の床版と鋼管杭との接合点に大きな曲げ変形を与えたことが原因と考えられる。



荷重ステップ(1ステップ0.01m 最大変位1.5m)



荷重ステップ(1ステップ0.01m 最大変位1.5m)



荷重ステップ(1ステップ0.01m 最大変位1.5m)

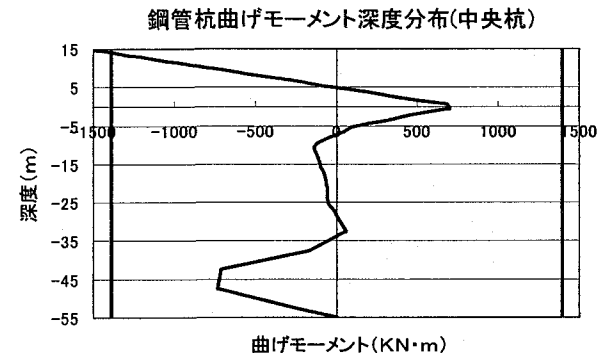


図-13 対策なしケースでの計算結果

(2) 正断層・逆断層解析

正断層の断層角 90° ((1)の解析), 45° の解析(図-14), 及び断層角 45° の逆断層変位を与えた解析を行い、それらが構造物に与える影響について、比較検討した。図-15 に履歴結果の3ケース間比較を示す。床版の正曲げを受ける部材では、断層角 90° と比較して 45° の断層角を与えたケースの方が早い段階で降伏応力に達する結果となった。正断層 45° ケースでは 20cm の変位量で、逆断層 45° ケースでは 25cm の変位で、鉄筋降伏→終局状態、に

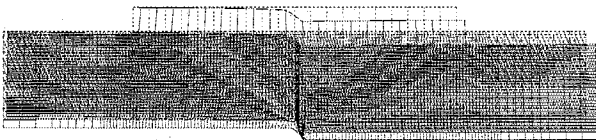


図-14 正断層 45° 栈橋・地盤変形図
床版正曲げモーメント履歴

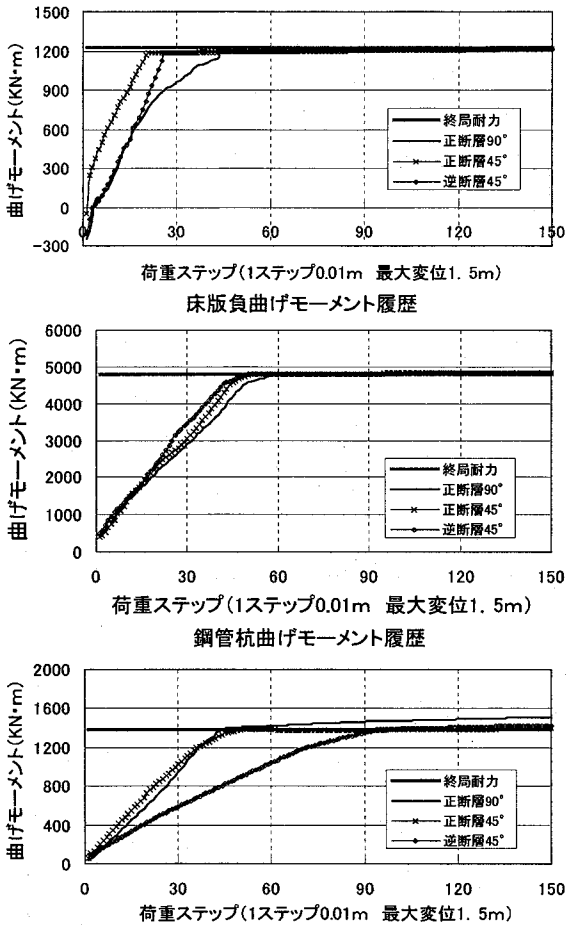


図-15 断層の種類による結果比較

到る結果となった。これは、正断層 45° ケースでは、水平方向の変位が床版に引張力を加えたことによるコンクリートの応力低下、逆断層 45° ケースでは、水平方向の変位が床版の曲げ変形を大きくしたことが原因であると考えられる。床版の負曲げを受ける部材では、正断層 90° ケースと比較して、水平方向変位が加わったことにより、断層角 45° の 2 ケースの方が多少早い段階で降伏応力に達したが、3 ケースにそれ程の差は生じなかった。鋼管杭杭頭の曲げモーメントに関しては、正断層 2 ケースでは 45~50cm で塑性モーメントに達したのと比べ、逆断層 45° ケースでは変位 90cm 程度まで塑性モーメントに達しない結果となった。これは杭頭と床版の接合点での曲げ変形が水平方向変位によって軽減されたことによると考えられる。床版のせん断力は 3 ケースともほぼ同じ履歴結果を示し、せん断耐力

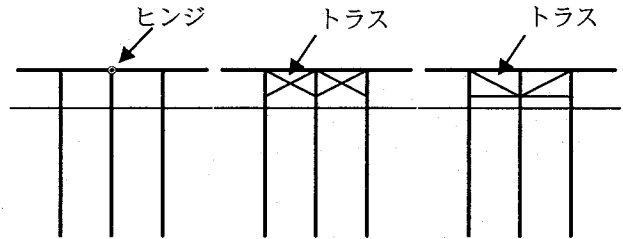


図-16 対策工法
床版正曲げモーメント履歴

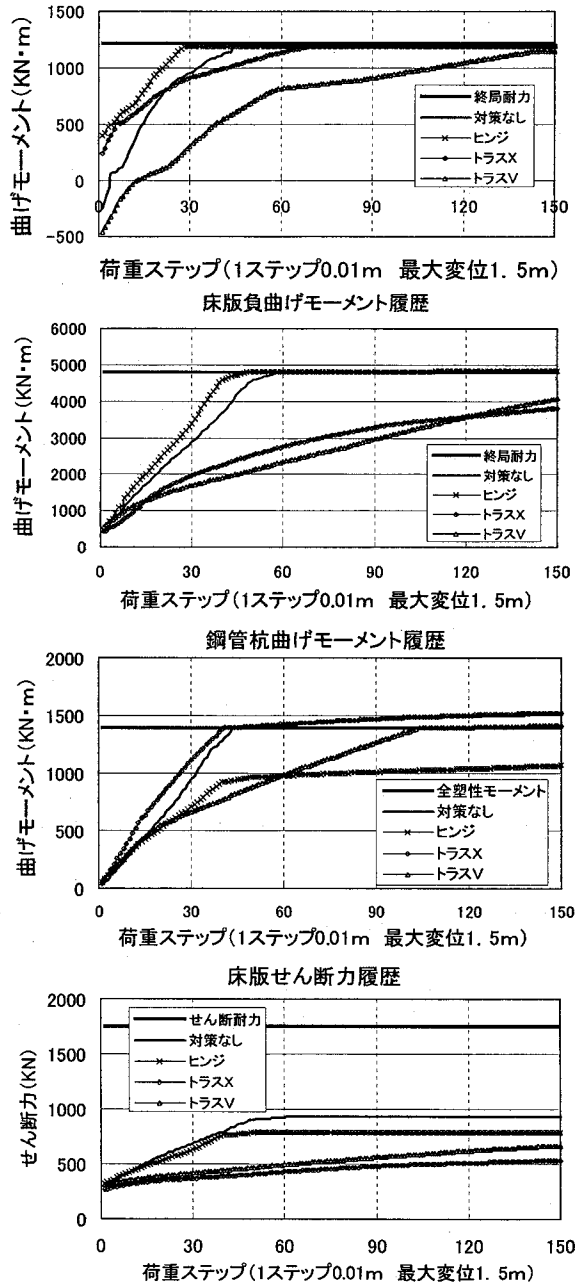


図-17 対策方法の結果比較 (正断層 90°)

には達しなかった。断層面の傾斜角度により被害状況に差が生じた

(3) 対策工法・解析と比較

基礎地盤変状に対して有効な補強策があるかを検

討するため、図-16 に示すような 3 ケースの対策工を取り上げた。これらの対策工を施した構造形式に討するため、図-15 に示すような 3 ケースの対策工を取り上げた。これらの対策工を施した構造形式に対して 90° 正断層、45° 正断層、それぞれ解析を行い、対策なしのケースと比較検討した。

解析モデルについて、ヒンジ設置モデルは、栈橋の中央及び、両端から 6 本目の杭と床版の節点の計 3 箇所ヒンジを導入した。トラスモデル①は、それぞれの杭間に X 字型にトラス補強を施し、トラスモデル②は、それぞれの杭間に斜材トラスと横方向トラス補強(V 字型)を施した。なお、トラス部材の材質は SKK400、外径 $D=350$ mm、鋼厚 $t=12$ mm の鋼管を用い、簡単のため解析においては非線形性を考慮しない線形はりモデルとして扱った。

図-16 に、90° 正断層変位を与えた解析での 4 ケース間比較の履歴結果を示す。ヒンジ導入ケースでは、床版のせん断力、鋼管杭の曲げモーメントについては対策なしケースと比較して、低減することが出来た (1.5 m 変位時で無被害) が、床版の曲げモーメントが対策なしケースよりも早い段階で終局値に達してしまい、有効な対策とはならなかった。トラスモデル①ケース (図-16, X 字型) では、床版の曲げモーメント、せん断力は大幅な低減が出来た一方で、鋼管杭とトラスの接合部に応力が集中し、早い段階で鋼管杭が曲げ破壊する結果となった

(図-16) トラスモデル②ケース (図-16, V 字型) では、床版の正、負曲げモーメント、せん断力、鋼管杭の杭頭、地盤境界の曲げモーメントともに対策なしケースより低減することが出来、トラスと鋼管杭の接合部での応力もトラスモデル①ケースと比較して、全塑性モーメント以下に抑えることが出来、この断層型の変位を与えた比較 4 ケースの中では、最も有効な対策としての結果を得られた。図-18 に、45° 正断層変位を与えた解析での 4 ケース間比較の履歴結果を示す。ヒンジ導入ケースでは、床版の正曲げモーメント、及びせん断力は対策なしモデルと比較して、大きく低減することが出来、鋼管杭頭部の曲げモーメントも塑性破壊を遅らせることが出来た (120cm 変位時に塑性破壊) が、床版の負曲げを受ける要素では、対策なしモデルより早い段階で鉄筋降伏→終局状態 (45cm 程度で終局状態) に達する結果となり、有効な対策とはならなかった。トラスモデル①ケース (図-16, X 字型) では、床版の曲げモーメント、せん断力は大幅な低減が出来た (床版の負曲げを受ける要素では 150cm 変位で降伏せず) 一方で、鋼管杭と補強トラスの接合点に応

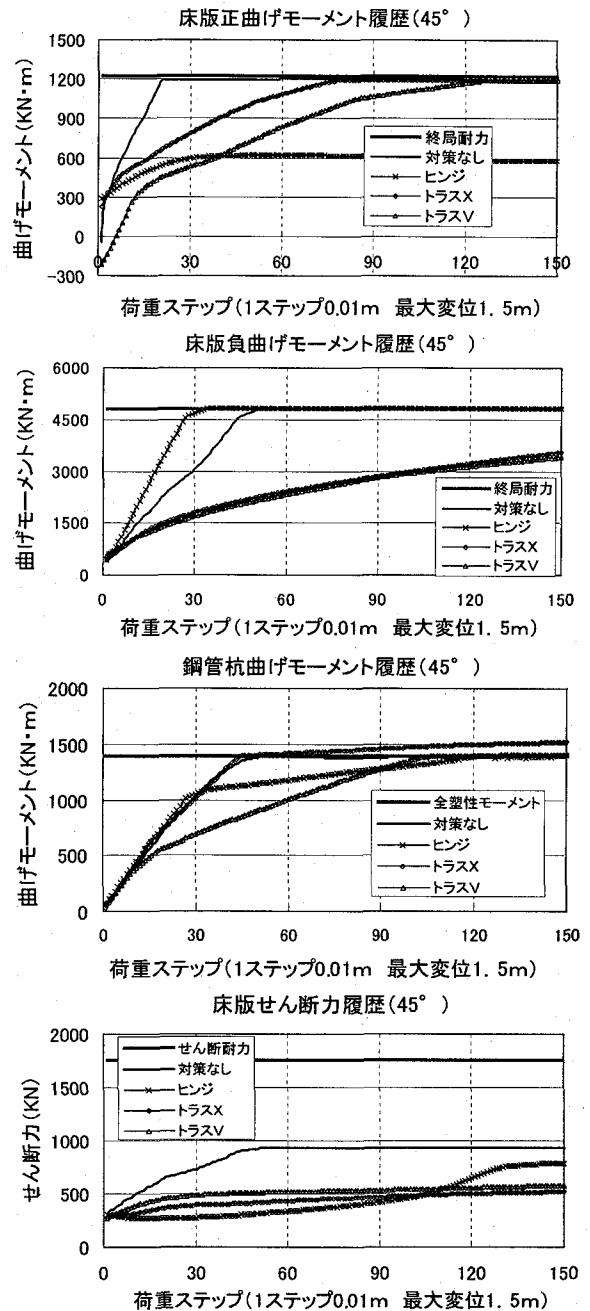


図-18 対策方法の結果比較 (正断層 45°)

力が集中し、対策なしモデルより早い段階で鋼管杭が破壊 (45cm 程度で塑性破壊) する結果となった。トラスモデル②ケース (図-16, V 字型) では、床版の正、負曲げモーメント、せん断力、鋼管杭の杭頭の曲げモーメントともに対策なしケースより低減することが出来、トラスと鋼管杭の接合部での応力もトラスモデル①ケース (図-16, X 字型) と比較して、全塑性モーメント以下に抑えることが出来、この断層型の変位を与えた比較 4 ケースにおいても、最も有効な対策としての結果を得られたと考えられる。

5. まとめと考察

本研究では、鋼管杭と鉄筋コンクリート床版からなる栈橋構造を支持する基礎地盤に正断層型、逆断層型の強制変位を与え、また断層角を 90° と 45° に変え、構造物の部材断面力を解析した。また、ヒンジやトラスを導入し、補強や低減の効果についても比較検討を行った。以下に本研究より得られた結果についてまとめる。

(1) 正断層 (90°) を与えた解析では、対策なしモデルの場合、45cm の断層変位で鋼管杭杭頭が塑性破壊し、その後床版の正曲げ、負曲げを受ける部材ともに鉄筋降伏しさらに断層変位量の増加に伴い床版応力が終局状態に達する結果となった。床版のせん断力は、変位量 150cm でも、せん断耐力に達しなかった。比較的マグニチュードの小さな直下型地震でも栈橋構造に被害を与えることがわかった。

(2) 断層角度を変えた解析では(正断層 90° , 正断層 45° , 逆断層 45°) , 床版の正曲げを受ける部材で、断層角 90° と比較して 45° の断層角を与えたケースの方が早い段階で降伏応力に達する結果となった。正断層 45° ケースでは 20cm の変位量で、逆断層 45° ケースでは 25cm の変位で、鉄筋降伏→終局状態、に到る結果となったこのように断層の種類や断層面の角度により破壊性状に大きな影響を与えることが分かった。

(3) 正断層 90° と 45° の断層変位に対して、3 ケースの補強・低減策を提案し解析を行ったが、ヒンジ導入モデルは、ヒンジ位置周辺では、床版、鋼管杭ともに応力の低減が見られたが、場所によっては対策なしモデルより早い段階で降伏する部材も見られ、有効な対策とはならなかった。X字型トラスを導入したモデルでは、大幅に応力が低減出来る部分と、応力が集中し、結果早い段階で部材が降伏する部分とが生じ、これも対策なしモデルと比較し、有効な対策とはならなかった。V字型トラスを導入したモデルでは、極端な応力集中を示す部分がなく、対策なしモデルと比較して、床版、鋼管杭ともに終局破壊を遅らせることが出来、一定の有用性を確認できた。

(4) 現在の首都圏直下型地震の予測マグニチュード及び、予測される断層変位量に照らし合わせると、M 6.5 で 37cm 程度の 90° 断層変位が予測されており、これは、対策なしモデルでは、ちょうど終局破壊に至る程度の変位量となる。M 6.9 の 90° 断層変位の予測変位量は 70~80cm と考えられており、今回の解析におけるV字型トラスモデルでは、変位

量 90cm でも変形こそあれ、終局破壊には至らなかったことから、対策工法には一定の有用性があるものと考えられる。

(5) トラス補強は、鋼管杭とトラス接合点での応力集中の問題があるため、部材の寸法や斜材の入れ方など、ヒンジについても数、及び導入位置など今後さらに検討する必要がある。

参考文献

- 1)小長井一男：地盤と構造物の地震工学, pp.40-62, 2002, 東京大学出版会
- 2)川島一彦, 下山田英介：断層変位を受ける杭基礎構造の耐震性, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.631-640, 2002.3
- 3)横井孝征, 清宮理：杭式長大栈橋の地震時杭断面力の低減の方策に関する一考察、第5回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム, pp.169~174, 2004.3