大型セル式岸壁の地震時の挙動に関する数値解析

NUMERICAL ANALYSIS ON A BEHAVIOR OF LARGE STEEL CELL TYPE QUAY WALL DURING EARTHQUAKES

諸星　一信[1]・小濱　英司[2]・渡部　昌治[3]・清宮　理[4]・山本　修司[5]・佐藤　成[6]
Kazunobu MOROHOSHI, Eiji KOHOMA, Masaharu WATANABE,
Osamu KIYOMIYA, Syuuji YAMAMOTO and Shigeru SATOH

[1]正会員　工修　関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所（〒221-0053 横浜市神奈川区橋本町2-1-4）
[2]正会員　工博　関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所（〒221-0053 横浜市神奈川区橋本町2-1-4）
[3]関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所（〒221-0053 横浜市神奈川区橋本町2-1-4）
[4]フェロー　工博　早稲田大学教授（〒169-8555　新宿区大久保3－4－1）
[5]正会員　博士（工学）　沿岸技術研究センター　理事（〒102-0092　千代田区隼町3－16）
[6]正会員　工修　パシフィックコンサルタンツ（株）　交通事業本部　構造部　保全・防災グループ
（〒163-0730　新宿区西新宿2-7-1）

A high seismic resistant quay wall at Yokohama Port is designed in conformity with the new technical standard for port and harbor structures revised in April 2007. The cell type quay wall is largest in the world (24.5m in diameter and 32m in height of the cell). Two-dimensional finite element analysis in effective stress is conducted for dynamic response of the quay wall. Stresses of steel cells, arcs and their joints are examined with three-dimensional static finite element analysis, in case of not only uniform but also inequable quay wall foundation.

Key Words : *Steel cell type quay wall, finite element analysis, effective stress analysis, three dimensional analysis*

1．概要

関東地方整備局は，平成 19 年 4 月に改訂された港湾の施設の技術上の基準（以下，新基準という）に基づく大水深コンテナ耐震強化岸壁の実施設計を，全国で初めて横浜港南本牧地区 MC-3 岸壁において行った．計画水深は 16m 以上で，世界最大級の施設である．現地は 27～30m程度の大水深海域で，支持層上部の軟弱層の厚さは 2～20m と大きく変化する（図－1）．本設計においては，レベル 1 地震動に対する性能照査までの段階で，CDM で改良した地盤の上に鋼板セルを設置する構造が選定された．（図－2）

新基準における耐震強化岸壁の設計では，レベル2地震動に対して地震応答解析または模型実験による性能照査が求められている．レベル2地震動に対する性能照査では2次元動的解析が用いられるのが一般的であるが，鋼板セル構造の設計でこの解析を行った事例はなかった．このため，セル式岸壁のモデル化を行い，2次元動的解析によりセル式岸壁の地震時挙動および変形量を照査するとともに，その挙動の特性について調べた．

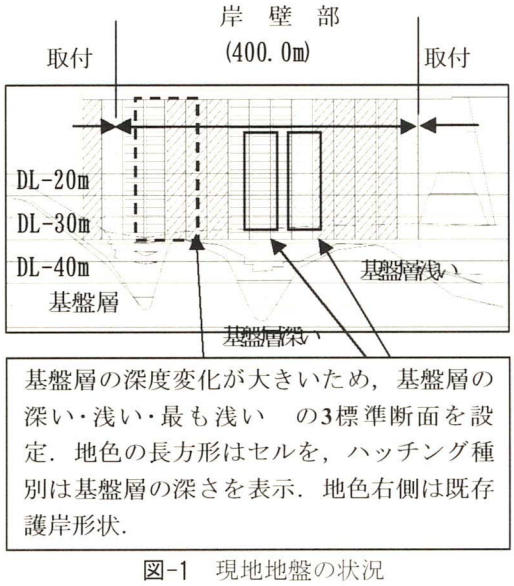


図-1　現地地盤の状況
(破線部を3次元計算でモデル化)

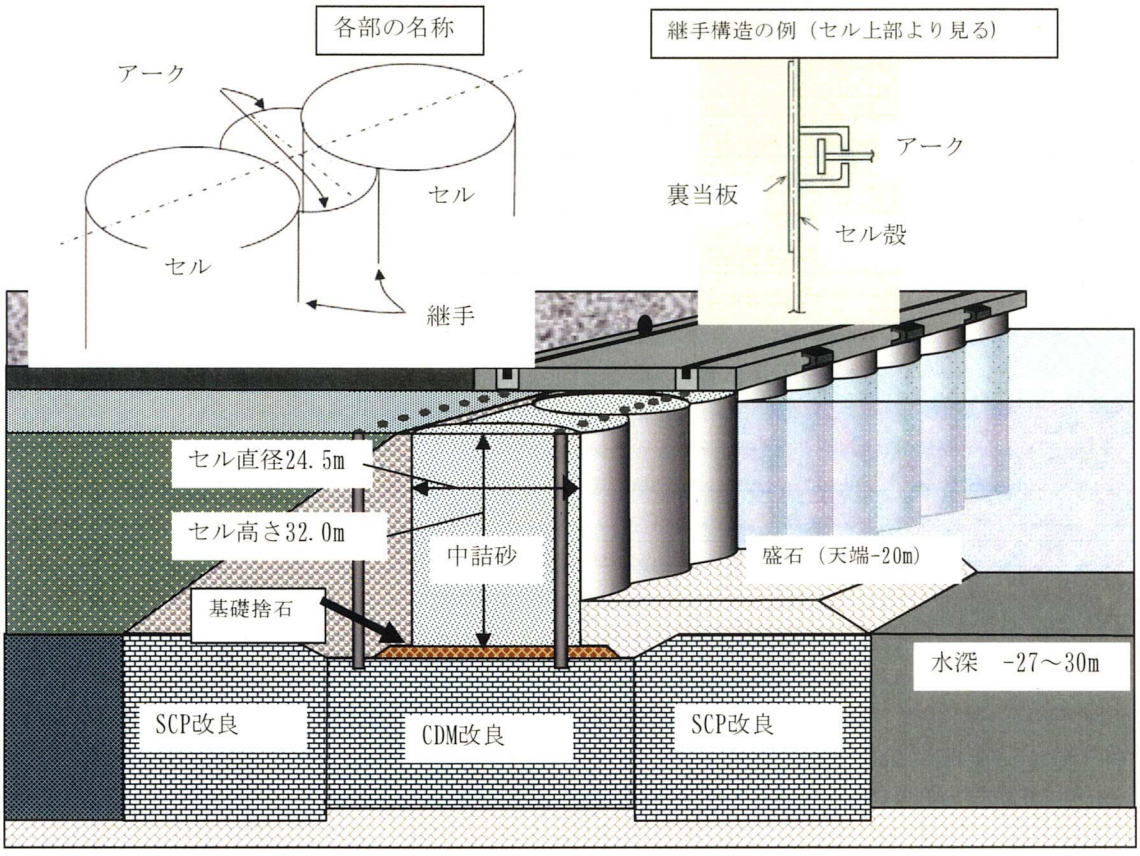


図-2　選定された鋼板セル構造

さらに，選定された構造はセル径24.5m，高さ32.0mと世界最大級のものであり(図-2)，作用する地震動も強大なものと想定され，既存の知見では構造体の挙動や部材の応力性状等の把握が困難であり，別途部材の損傷限界の確認を行う必要があると考えられた．このため，3次元静的FEM解析によりセル殻，アーク及び両者の継手部分に発生する応力および変形の照査を行い，レベル2 地震動の作用を受けても性能を満足していることを確認した．

2．2次元動的解析の概要と解析結果

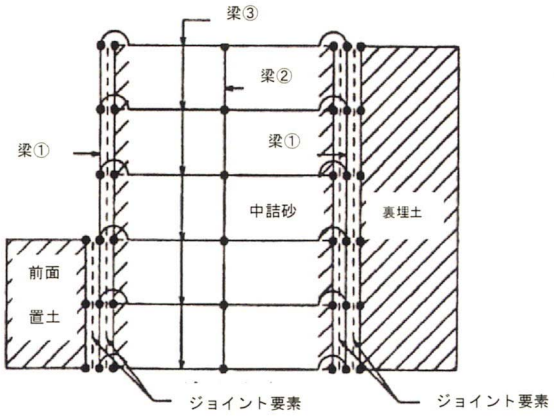
(1) 鋼板セル構造のモデル化

鋼板セル構造のモデル化は，菅野らにより提唱されたモデル[1)～4)]を用いて行った．その概要は以下の通りである．

セル及びアークのモデルを図－3 に示す．この方法は，梁部材(セル･アーク)，マルチスプリング要素(中詰砂及び前後埋土)及びジョイント要素によってモデル化を行うものであり，梁①はセル本体及びアーク部の奥行き1m当たりの堤体中心軸周りの曲げ剛性EIの1/2の曲げ剛性を有する梁部材，梁②はセル本体及びアーク部の奥行き１ｍ当たりの断面積に対する軸剛性EAと，十分小さな曲げ剛性を有する梁部材，梁③は梁①～梁②～梁①を連結し，十分小さな軸剛性と十分剛な曲げ剛性を有する梁部材である．

このモデルでは，梁①で曲げ剛性，梁②で軸剛性，梁③でこれらを連結することにより，セル及びアーク部の深度方向の曲げ変形をそれぞれ表現しており，構造全体のEIとEAを表現できるように工夫している．

また，セルやアークと前面及び背後地盤との間及びセル･アーク部と中詰め土の間にはジョイント要素を配置し，鉛直方向のずれを表現している．



図－3　セルのモデル化

(2) 地震動の設定とレベル2地震動に対する照査結果

地震応答解析に用いるレベル 2 地震動は，新基準

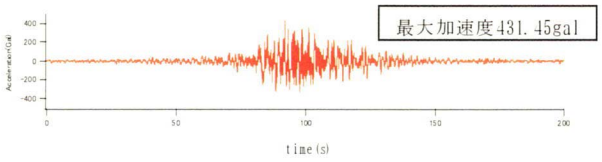


図-4　算出した地震動

に準拠して設定した最大加速度は約 430gal，継続時間は約 90 秒の波形で，関東地震(1923 年，Mg7.9)の再来を想定したものである．(図－4)

解析に用いたプログラムはFLIPである[5]．現地は支持層の深さが大きく異なるため代表的な3断面について計算を行っている．解析結果は表－1の通りであり，岸壁天端の残留変計量は地盤条件により1.7mであった．他の断面ではこれよりやや小さい値であった．

表-1　支持層が深い断面での残留変位等の計算結果（数値の符号は水平方向は海側方向が負，鉛直方向は沈下方向が負）

位置	残留変位 (m)		最大変位(m)		残留傾斜角
	水平	鉛直	水平	鉛直	
岸壁天端	-1.692	-0.516	-1.970	-0.524	1.834deg
岸壁底面	-0.920	-0.513	-1.067	-0.519	
海側レール	-1.753	-0.184	-1.970	-0.184	
陸側レール	-1.243	0.029	-1.683	0.058	

(3) 構造物の挙動特性の検討

構造物の挙動を明らかにするため，レベル2地震動作用中に発生するせん断応力・ひずみを時刻歴で追跡した．図-5は岸壁天端変位の時刻歴である．セル近傍地盤の応力は，80s～110s付近で大きくなる．図-6,7 は，最大変位発生時刻(t=109.4s：図-5の矢印)におけるせん断応力τmaxとせん断ひずみγmaxの分布を図示したものである．これらの図から，以下の事項が示された．

1) セル本体はモデルの想定どおり剛体挙動となっている．
2) せん断応力はセル前趾・後趾直下の CDM 改良体に集中していることから，セル本体は CDM 改良体により支持され安定している．
3) せん断ひずみはセル下端付近の三角形で囲まれた部分の中詰め土と，前趾，後趾付近の盛石・捨石・裏込石に集中していることから，中詰め土のせん断変形はセル本体と前面盛石により抑制されている．
4) 中詰土のせん断応力は一様ではなく，セル内で分布しており，時刻によってもかなり変化する．
5) セル背後の地表面付近における埋立土と裏込め石および陸側クレーン基礎杭周辺の地盤にひずみが集中し，局部的な沈下性状が認められる．

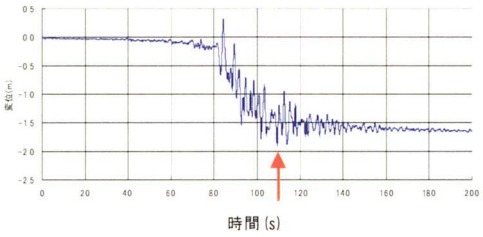


図-5　残留変形の時刻歴図

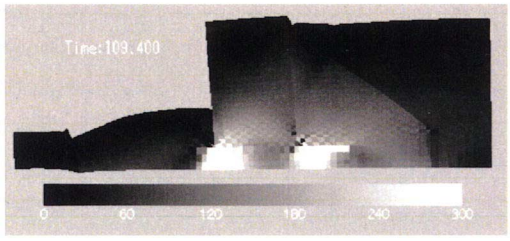


図-6　変形及びτ_{max}分布図（t=109.40s）

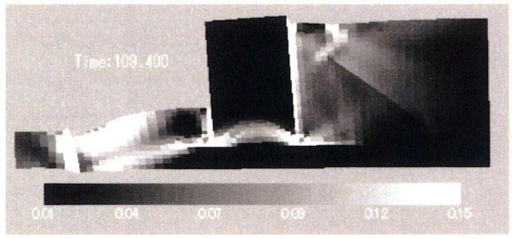


図-7　変形およびγ_{max}分布図(t=109.40s)

3．3次元静的計算

(1) 検証の必要性

2次元解析では，セル本体やアーク及び継手に作用する応力等の検証は行えない．また現行設計法では，セル及びアークに発生する応力を，中詰め土圧，上載荷重及び静水圧より求め，それぞれの板厚を設定する．

しかしながら，地震時に作用する応力についての既往の模型実験結果の結果[6]からは，作用加速度が大きくなるにつれて，中詰め土圧も大きくなることが報告されている．一方，セル殻に作用する中詰め土圧は前壁と後壁で逆位相になることが確認されており，実験結果が過大な応力を与える可能性が指摘され，今後さらに検討を要するとされている．同じく地震時の作用応力測定を目的とした現地観測は２例実施されているが，中詰め土圧を測定していなかったり[7]，最大加速度が71galと小さい[8]ものであり，実測データから地震時の中詰め土圧を評価するまでには至っていない．このように地震時に鋼板セル構造に作用する応力については未解明であるため，セル本体に作用する応力を求める目的で3次元静的解析を行った．

(2) 解析モデルの概要

解析モデルを図－8に示す．整備区間の中で基盤層の深い部分と浅い部分を含み，かつその変化が最も大きいと考えられる区間(図－1の点線部内の延長90mの区間)をモデル化し，セルおよびアークを厚肉シェル要素，中詰め土をソリッド要素でモデル化し，底面には地盤バネを配置した．また施工ステップに応じた自重解析を行って地震前の初期応力を求めた．

自重解析は実際の施工工程を再現し，セル設置，セル中詰め，アーク設置，アーク中詰め，背後地盤埋立の順に5ステップで行い，セルと中詰め・地盤の間には線形バネ要素を設けた．但し背後埋立による土圧は直接作用させた．(図－9:軸の方向は図-8と同様)

次に，前面および背面地盤をバネでモデル化し，FLIPにおけるセルの変位と加速度を抽出して底面を含めたバネ先に強制変位として入力し，同時に慣性力も作用させ構造物の応答を求めた．抽出したFLIPの応答は支持層が深い条件と浅い条件での岸壁天端変位の差が最も大きくなる時刻のものである．FLIP計算の結果は，支持層が浅い区間と深い区間のケースについて得られている．そこで計算ケースとしては次の2ケースを行った．

case1：支持層が深い条件の結果を全区間に与えるケース(一様載荷)．

case2：図-10に示す通り，支持層が深い条件と浅い条件を与え，遷移区間では2区間の値を線形補間した値を入力するケース(不等載荷)．

また，使用した要素は以下の通りである．

1) セル殻・アーク ： 厚肉四辺形シェル要素
鋼材の弾性係数 $Es = 2.0\times10^{8}$ kN/m²
ポアソン比 $\nu = 0.3$
単位体積重量 $\gamma = 77.0$ kN/m³，板厚 $t = 15$mm
材質
セル殻 ： SM490 ($\sigma_y = 315$N/mm²)
アーク ： SS400 ($\sigma_y = 235$N/mm²)

2) 中詰砂 ： ソリッド要素
→ $\phi = 30°$ (N値=10)
変形係数 $E_0 = 2.8\times10^{4}$ kN/m²
ポアソン比 $\nu = 0.375$
設計静止土圧係数 $K_S = 0.6$
湿潤単位体積重量 $\gamma_t = 20.0$ kN/m³

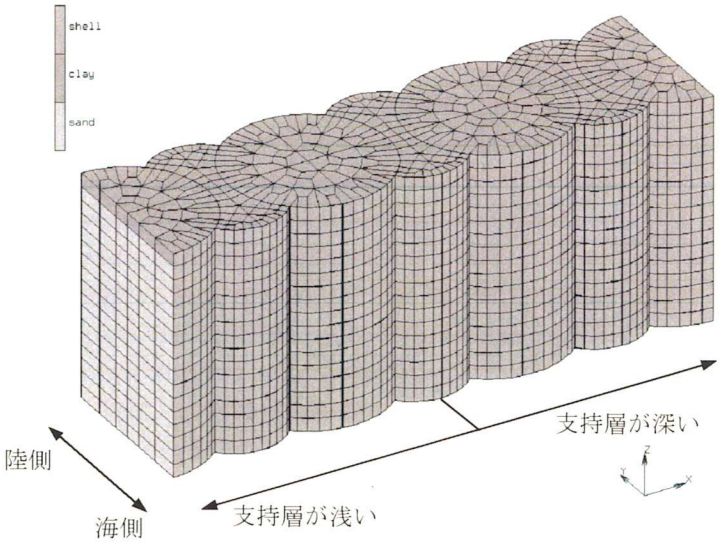
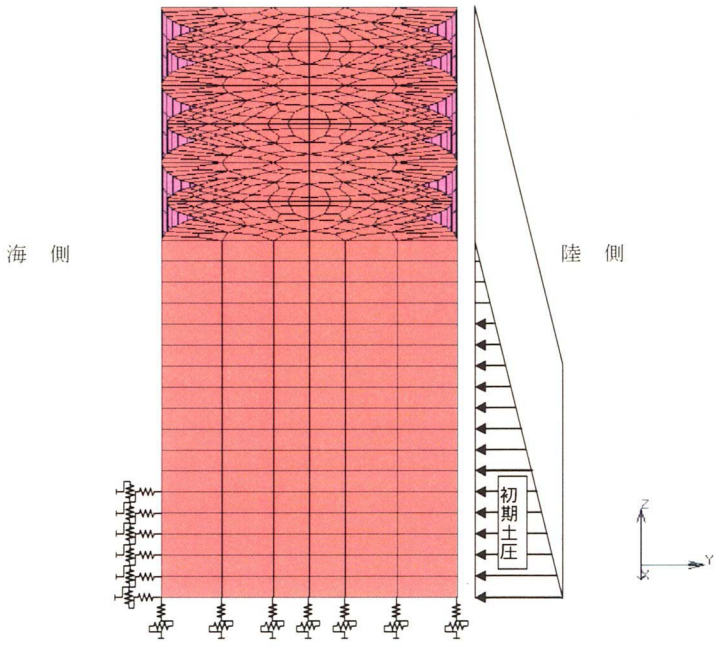
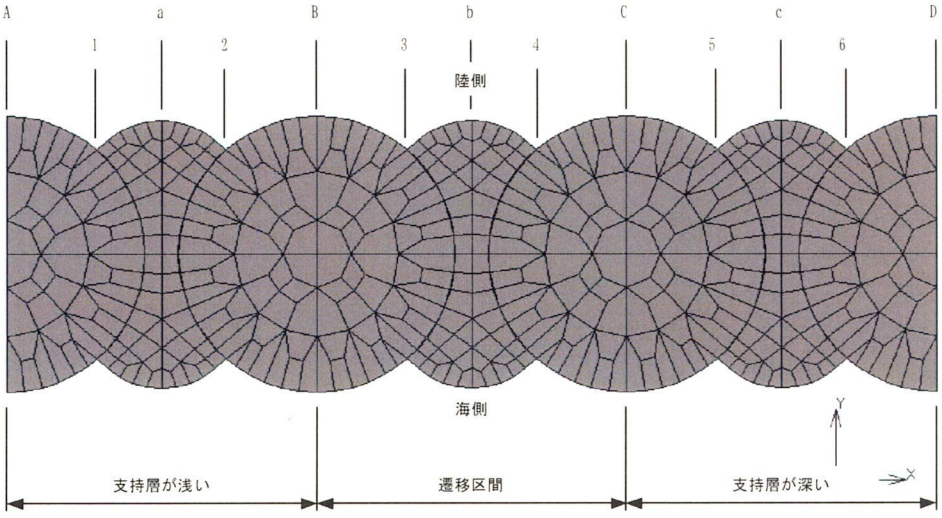


図-8 解析モデル図



図－9 自重解析説明図(背後地盤埋立)



図－10 入力変位及び計算位置
(1，A，a等は計算位置を示す)

飽和単位体積重量 $\gamma_t' = 10.0\ kN/m^3$

3) 継手（**図－9**）：バイリニア型非線形2節点バネ
(3並進バネ＋1回転バネ)

鉛直方向のみ高強度幅広継手特性を設定

バネ値：$kz = 1200\ MN/m^2$

バネ反力の上限値：$Puz = 0.2 MN/m^2$

2次勾配は初期勾配の1/1000として設定

4) 基礎敷石：線形2節点バネ
（鉛直＋水平せん断バネ）→N値$=10$

変形係数 $E_0 = 2.8\times10^4\ kN/m^2$

ポアソン比 $\nu = 0.33$

鉛直方向バネ $k_V = k_{V0}\ (B_V/0.3)^{-3/4}$,

$k_{V0} = \alpha E_0/0.3$

ここに，B_V：基礎の換算載荷幅

α：地盤反力係数推定における係数

水平せん断バネ $k_S = 0.3k_V$

5) 前面盛石：線形2節点バネ
(水平＋鉛直せん断バネ)→$\phi = 40°$ 相当 (N値$=30$)

変形係数 $E_0 = 2.8\times10^4\ kN/m^2$

ポアソン比 $\nu = 0.33$

水平方向バネ $k_H = \alpha_k \cdot k_{H0}\ (B_e/0.3)^{-3/4}$,

$k_{H0} = \alpha E_0/0.3$

ここに，α_k：セル側面のせん断抵抗や中詰め内部の抵抗の割り増係数なので本検討では1.0.

B_e：ここでは連続壁と考え10mと設定

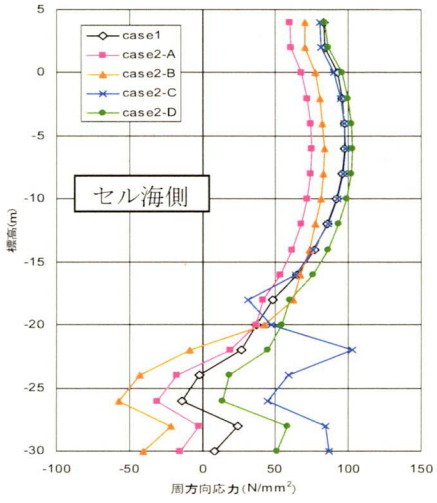
α：地盤反力係数推定における係数．地震時を適用して $\alpha = 2$

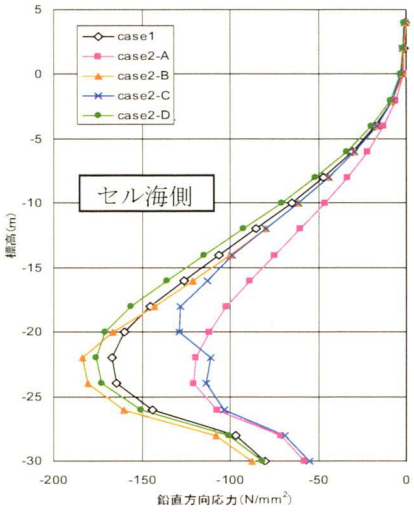
鉛直せん断バネ $k_S = 0.3k_H$

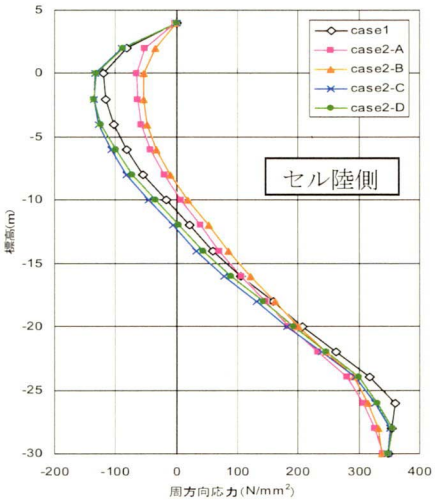
6) 背後裏込：線形2節点バネ(水平+鉛直せん断バネ)
前面盛石に同じ．

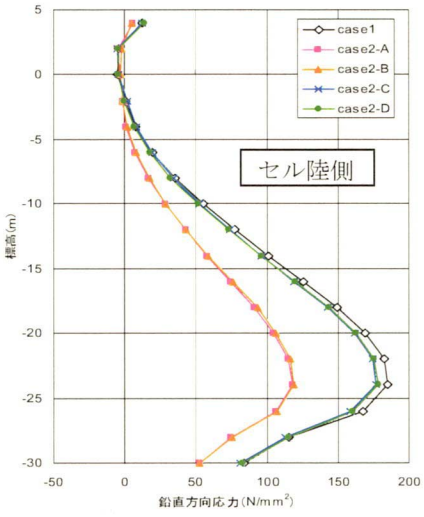
7) 接触部（中詰砂）：非線形2節点バネ
（水平＋鉛直せん断バネ）

セル殻と中詰砂を繋ぐ水平方向バネは圧縮を剛，引張は $k \fallingdotseq 0$ とし，セル殻と中詰砂の離れを考慮した特性とした．またせん断バネは，上限値をPh･tanφとしたバイリニア型非線形バネとして設置する．なおPhは設計静止土圧で，バネ値は剛な値を用いる．









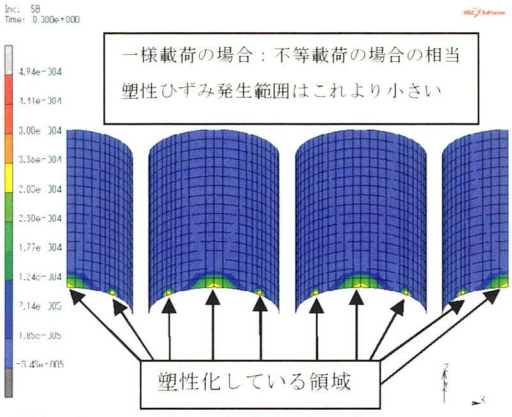
図－11 周方向応力（N/mm²）（－：圧縮，＋：引張）　**図－12** 鉛直方向応力（N/mm²）（－：圧縮，＋：引張）

(3) 解析結果と考察

解析の結果計算されたセルの残留変位量は，約 1.3m と 2 次元計算から得られた数値とほぼ同等であり，概ね妥当なモデルが構築できたものと考えられる．

セルの作用応力を図－11, 12に示す．周方向応力を見るとセル海側の上部で引張，基部で圧縮，陸側では上部で圧縮，基部で引張である．アーク部分では双方とも同様な傾向であるが応力の値は小さく計算された．

一方，セル陸側の基部には降伏応力に近い値が計算された．この影響を確認するため，図－13に相当塑性ひずみを示した．これをみると塑性領域は基部のごく一部に限られているとともに，ひずみ量は最大でも3×10^{-4}程度であり，部材の破断に至るといわれている10^{-1}程度よりもかなり小さく，構造安定性に影響を及ぼすものではないものと考えられる．



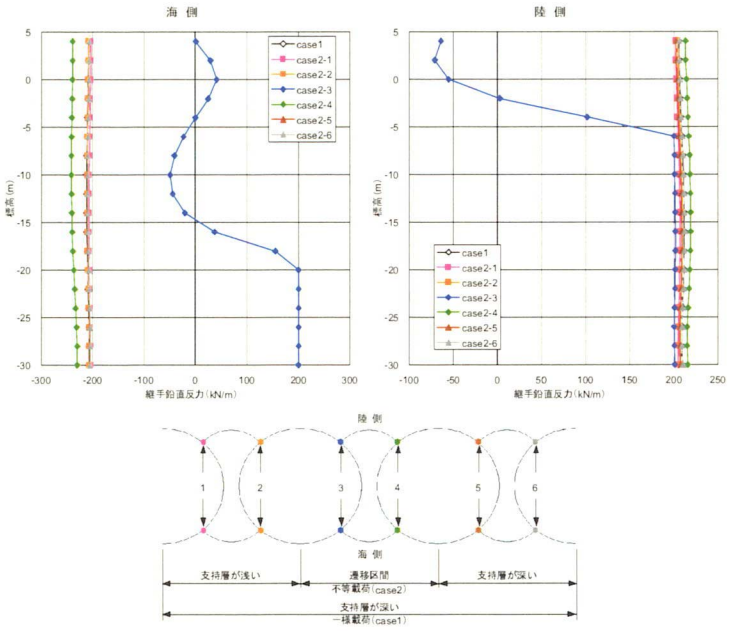
図－13　セル陸側 相当塑性ひずみコンター

継手の鉛直反力を図－14に示す．鉛直方向の反力は上限値200kN/m以上の値となっている．継手の変位量の最大はcase2-4の-10m地点で34.5mm，case1では-10m 地点で-9.7mm で35mmである．構造物のスケールに比べてこれらの値は小さかった．

以上から，継手には最大で35mm程度の滑りが計算され，セル本体陸側基部において塑性化に至る領域が計算されているが，そのひずみ量は小さく局部的な範囲にとどまっていることから，構造物全体の安定に影響を及ぼすものではないことが検証できたと考えられる．

4．主要な結論と今後の課題

大型セル岸壁の2次元動的解析に際してセル構造を梁モデルに置換して変形量の評価を行った．また，3次元静的解析を行いた地震時のセル殻，アーク及び継手に発生する応力・変形等の解析を行い，地震



図－14　継手部分の鉛直反力

時でも構造の安定に大きな問題はないことを確認した．これらの結果から世界最大規模のセル式岸壁のレベル2地震動に対する耐震性能を満足できた．

本論文では数値解析が中心であるが，模型実験による計算結果の検証が必要である．模型実験との比較についても別途発表する予定である．

参考文献

1） 菅野高弘，北村卓也，森田年一，由井洋三：鋼板セルの地震時挙動に関する研究，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp. 1867-1872，1998.

2） 長尾毅，北村卓也：セル式岸壁の最適断面設定手法に関する研究，海洋開発論文集　第 20 巻，pp. 203～208，2004.

3） 住谷圭一，長尾毅：セル式岸壁の根入れが耐震性能に与える影響に関する研究，国土技術政策総合研究所資料，No. 352，2006.

4） 長尾毅，北村卓也：セル式岸壁のレベル 1 信頼性設計法，海洋開発論文集，第 21 巻，pp. 755-760，2006.

5） Iai, S., Matsunaga,Y. and Kameoka,T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.

6） 野田節男，高橋邦夫，神田勝己，寺崎滋樹，三浦聡，水谷太作：鋼矢板セル模型の水平載荷実験　その２動的挙動，港研資料No. 639，1989.

7） 野田節男，倉田栄一，飯田毅，武藤裕之，吉田洋二郎，荻野秀雄：根入れ鋼板セル護岸の地震観測，港研資料，No. 648，1989.

8） 中村充裕，上部達生：根入れ鋼板セル護岸の地震観測と地震応答解析，港研資料，No. 932，1999.