

3次元地中RC構造物に作用する地震荷重 およびその応答に関する実験的検討

宮川義範¹・大友敬三²・末広俊夫¹・河井正³・金谷賢生⁴・岡市明大⁴

- ¹工修 (財) 電力中央研究所 構造部 (〒270-1194 我孫子市我孫子 1646)
- ²工博 (財) 電力中央研究所 地盤耐震部 (〒270-1194 我孫子市我孫子 1646)
- ³工修 (財) 電力中央研究所 地盤耐震部 (〒270-1194 我孫子市我孫子 1646)
- ⁴工修 関西電力株式会社 土木建築室 (〒530-8270 大阪市北区中之島 3-3-22)

The present paper discusses seismic performance of an in-ground RC structure under three dimensional ground deformations. For this purpose, the authors conducted the shake table test that realizes orthogonal ground shaking on a RC model structure. Although the RC model structure has higher rigidity contrast to the model ground, relatively good correlation was observed between structure and ground. This observation was intensified in large ground strain range. Measured soil forces arising from three dimensional dynamic soil-structure interaction clearly showed their contribution to structural deformation. Normal and horizontal shear stresses facilitate structural deformation, while vertical shear stress plays reaction role.

Key Words : reinforced concrete, in-ground structure, three dimension, shake table test

1. はじめに

鉄筋コンクリート製地中構造物 (以下 RC 地中構造物) の設計は、応答変形と限界変形との比較によって行われている。したがって、応答変形の評価は可能なかぎり精度の良いものでなければならない。また、十分な安全率を設けることで安全性を保証していた既設の構造物が、実際地震時にどの程度の応答を示し、どのような損傷を被るのかを明らかにする、いわゆる性能照査を実施する上でも高精度の応答評価手法が必要である。

こうした鉄筋コンクリート構造物の設計や性能照査は、

現在、危険二次元断面を対象に行えば三次元を考慮した場合よりも安全であるという前提に基づいて行われている。しかし、地中土木構造物のようなケースにおいて、設計断面と直交する方向の壁の存在や地震入力方向などの三次元的な効果が、構造物に作用する荷重分布やその応答変形に及ぼす影響は明らかにされていない。そのため応答評価の高精度化を図るには、三次元的な検討が不可欠である。

筆者らはこれまでに二次元断面を対象とした RC 地中構造物の塑性変形特性に関する実験的研究を行ってきた^{1),2)}。一方、三次元断面については、模型振動実験で検討

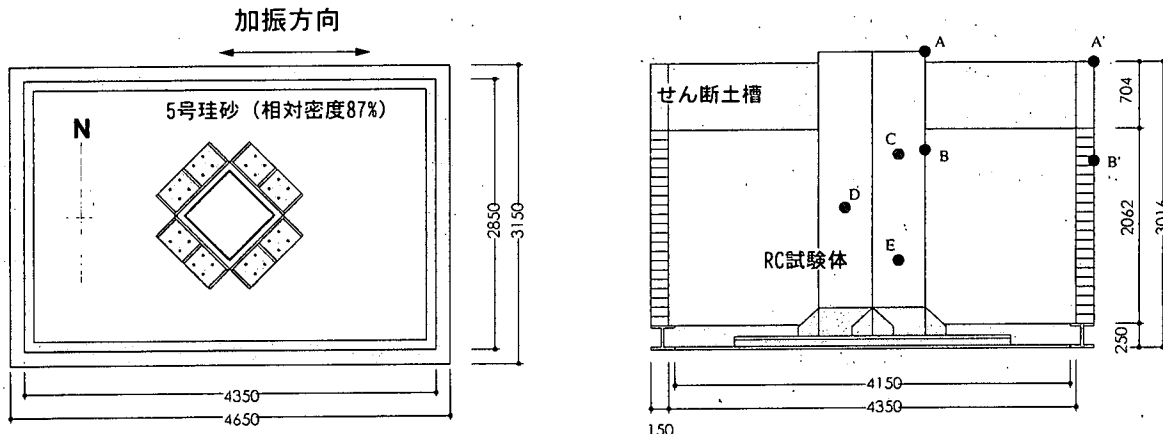


図-1 せん断土槽と RC 試験体 (単位 mm)

されているものの³⁾、RC 構造物としての塑性変形特性を考慮した実験的研究は見られない。このような背景の下、比較的単純な RC 地中構造物に三次元的な地盤変形を与える振動実験によって三次元構造の応答特性を把握するとともに、解析的検討の妥当性を検討する目的の研究を実施した。本報告ではその振動実験の結果ならびに考察を述べる。

2. 実験方法

(1) 概要

振動台にせん断土槽を設置し、正方形中空断面の鉄筋コンクリート製試験体を乾燥砂中に埋設して、試験体の対角方向に対して加速度レベルの異なる数種類の振動を与えた。

(2) 試験装置

振動台には、電力中央研究所所有の大型振動台を使用した。本振動台は、最大振幅 50mm、最大速度 32kine、最大加速度 1G (上載重量 980kN の場合) の 3 種で限界が定められている。

図-1 にせん断土槽の寸法を示す。せん断土槽は、250mm×250mm の H 鋼をベースとして、幅 150mm×高さ 100mm×厚さ 4.5mm の角型鋼管製フレーム 19 段および、高さ 704mm の上部嵩上げ部により構成されている。各フレーム間にスライドベアリングを設置し、外側にステンレス板をボルト締めとした板バネ構造となっている。

(3) RC 試験体

RC 試験体は図-2 に示す一辺 800mm、厚さ 60mm、高さ 3000mm の中空の鉄筋コンクリート柱である。縦筋・横筋ともに 70mm 間隔で D4 筋を 2 層配した。下部 300mm は試験体を振動台に固定するための治具を設置する領域とした。

コンクリートは、水結合材比 45%、粗骨材のやや細かい普通コンクリートである。強度発現を抑制して流動性を向上させるためにセメントの 40%を石粉で代替させており、水セメント比にすれば 75%となる。粗骨材には大

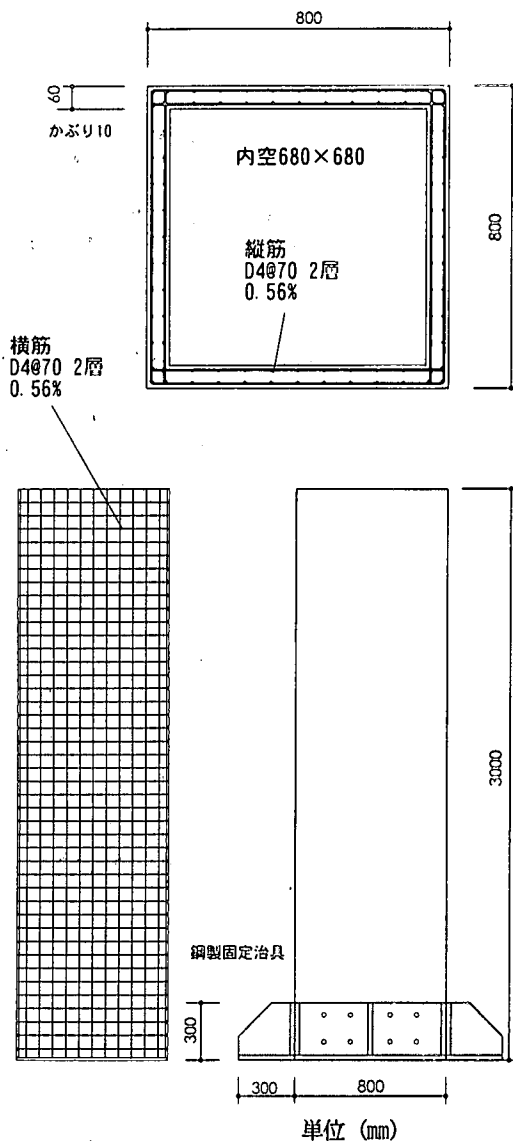


図-2 RC 試験体 (上) 平面図
(左下) 配筋図 (右下) 立面図

船渡産の 7 号碎石 (実積率 57.6, 表乾比重 2.69) を用い、細骨材には君津産の山砂 (表乾比重 2.56) と大船渡産の砕砂 (表乾比重 2.64) を 8:2 の比率で混合して用いた。混和剤としてレオビルド SP-8S、および気泡連行剤マイクロエア 101 を使用した。練混ぜ時間を 90 秒で試練りを行ったところ、フレッシュコンクリートは、空気量 3.0%、フロー値 700mm×680mm (60 分)、単位容積重量 2.31kg/m³

表-1 コンクリートの材料試験結果

弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
29.1	32.7	3.07

表-2 鉄筋の材料試験結果

呼び径	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)
D4	198	414

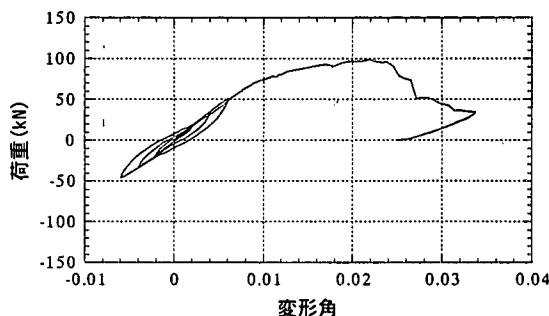


図-3 RC 試験体の荷重-変形関係

という特性を示した。硬化後のコンクリートは、4週で圧縮強度 32.7N/mm²、引張強度 3.07N/mm²、弾性係数 2.91×10⁴ N/mm²を示した(表-1)。

D4 鉄筋は、345N/mm²級のもので今回特別に製作した。引張試験によって表-2に示すような特性が得られた。

図-3に、土槽から取り出した構造物に対する水平載荷試験より得られた構造物の荷重-変形曲線を示す。振動実験ですでに損傷を受けた試験体の結果であるため、初期剛性はかなり低下しているが、振動実験では鉄筋破断・コンクリートの大規模な剥落・せん断破壊などの現象が認められなかったことから、耐力に関してはこの図から読み取ることができる。

(4) 地盤

模型地盤に用いた砂は、乾燥状態の栃木産5号珪砂である。表-3に深さごとの物性値を示す。平均単位体積重量は 1.53t/m³、相対密度は 87%である。

(5) 加振条件

入力波は、図-4に示す 3Hzの漸増正弦波を用いた。最初の10波で最大加速度まで漸増し、5波の最大加速度振幅領域を経て、漸減する。

加振は、最大加速度振幅を変化させて表-4に示す計6

回のスケジュールで行った。表中の値は土槽底部に設置した加速度計記録の最大値であり、土槽からの反力の影響が含まれている。

(6) 計測項目

主要な計測項目としては、RC試験体・地盤の水平変位を高さ別にそれぞれ5点、RC試験体の南東・南西面それぞれ4レベルの高さにおいて壁面に作用する土圧・水平せん断応力・鉛直せん断応力の3成分を計測した。RC試験体の鉄筋には計128点のひずみゲージを添付した。また、地盤内部随所に加速度計を設置した。

3. 実験結果および考察

(1) 地盤およびRC試験体の応答

表-4に主要な実験結果を、図-5にCASE6におけるRC試験体頂部および地表面の変位時刻歴波形を示す。最大変位で見ると、RC試験体、地盤ともにCASE4から急激な増大を示しており、大別して弾性域の3ケースと塑性域の3ケースに分けることができる。時刻歴を見ると、加振後2.5~6秒の範囲では構造物と地盤の間で位相差が認められるものの、基本的に3Hzの振動をしている。

表-3 地盤の物性

深度(m)	初期せん断剛性 (MPa)	せん断強度 (kPa)
-0.0625	5.34	6.23
-0.1875	9.88	7.47
-0.3125	13.16	8.71
-0.4375	15.88	9.95
-0.5625	18.28	11.19
-0.6875	20.46	12.44
-0.8125	22.46	13.67
-0.9375	24.34	14.92
-1.0625	26.11	16.16
-1.1875	27.78	17.40
-1.375	30.16	19.27
-1.625	33.12	21.75
-1.875	35.88	24.23
-2.125	38.49	26.71
-2.375	40.96	29.19

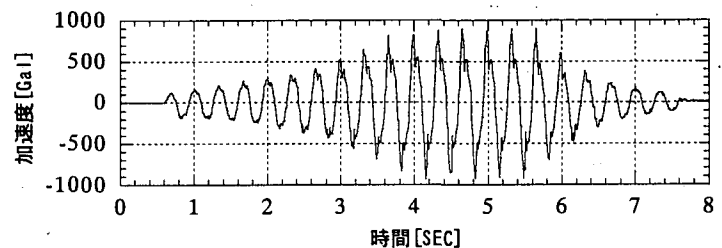


図-4 入力加速度波形 (CASE6の例)

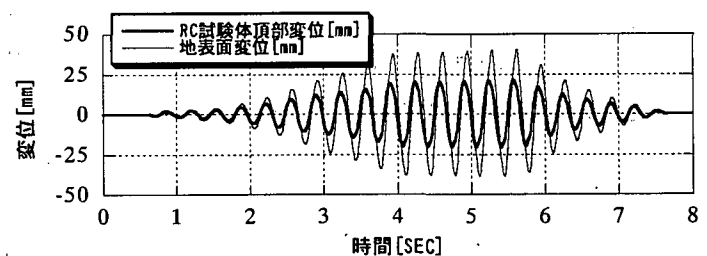


図-5 地盤とRC試験体の変位時刻歴

表-4 加振ケースと実験結果

加振ケースNo.	振動台最大加速度 (Gal)	構造物(A点)最大変位 (mm)	地表面(A点)最大変位 (mm)	構造物/地盤変位比	構造物(B点)最大変位 (mm)	地表面(B点)最大変位 (mm)	構造物/地盤変位比
1	53	0.07	0.08	0.88	0.028	0.05	0.56
2	128	0.15	0.2	0.75	0.076	0.21	0.36
3	243	0.505	0.8	0.63	0.3	0.86	0.35
4	748	9.48	30.8	0.31	5.537	22.14	0.25
5	927	17.4	38.72	0.45	10.739	26.16	0.41
6	931	21.2	40.2	0.53	12.232	27.44	0.45

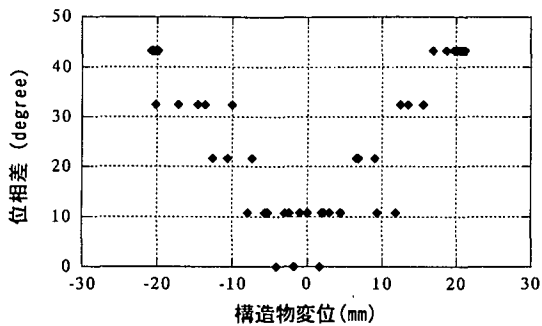


図-6 地盤とRC試験体の変位位相差

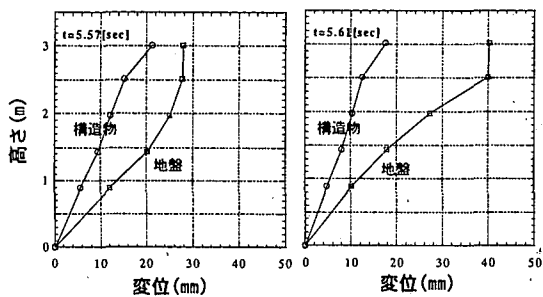


図-7 地盤とRC試験体の変形モード
(左) 構造物変形最大時 (右) 地盤変形最大時

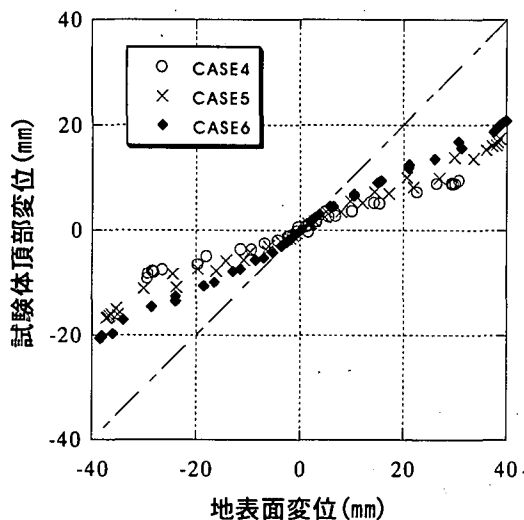


図-8 地盤変位と構造物変位の関係

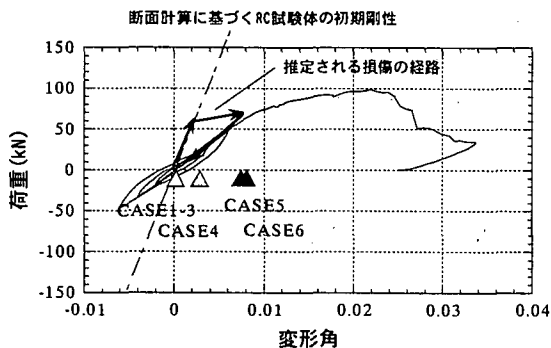


図-9 RC試験体の静的荷重試験上への
振動実験結果のプロット

試験体頂部の変位はおおよそ地盤の1/2程度である。これは、RC試験体の合成が地盤に比べて大きいことによる。図-6はRC試験体頂部と地表面の変位の位相差を、図-5の正弦波1波ごとのピークについて抽出してプロットした結果である。横軸は実質的には各時刻における変位振幅の大きさを意味している。位相差は変位振幅に依存して増大しており、最大で43.2°という値を示した。図-7はCASE6においてRC試験体が最大応答変位を示した時刻(加振後5.57秒)と地表面変位が最大値を示した時刻(加振後5.61秒)の二者について鉛直方向5点の変位を取り出し、変形モードを見た図である。RC試験体は損傷が根元に集中しているため、そこで生じる回転が変形の大部分を占めている。

図-8はCASE4~6の応答値におけるピーク毎の地表面最大変位とRC試験体頂部最大変位をプロットしたものである。両者の値が等しいとき(図中の一点鎖線に軌跡が一致するとき)、RC試験体の変形は地盤の変形に追随しているといえる。この図からは次のことが分かる。まず、RC構造物の剛性が地盤のそれに対して相対的に剛であることによって構造物の応答が小さくなる場合でも地盤変形と構造物変形の間には極めて強い相関がある。また、大きな加振レベルになるほど(CASE5)、また損傷を受けるほど(CASE6)、徐々に軌跡が一点鎖線に寄ってきていることも明らかである。CASE5の軌跡は、CASE4の軌跡に乗って変形が進行した後、CASE6の軌跡上を戻ってきている。CASE5では図-9に示すように構造物の損傷が進行し、初期剛性が低下したために、地盤と構造物の剛性が近づいたものと考えられる。同様のことが表-4に示した試験体変位と地盤変位それぞれの最大値の比からも考察できる。先述のように地表面付近の地盤は地盤中においても特に位相遅れが激しく変位振幅の大きいやや特殊な領域であるため、地表面の他に地中1m程度の点についても記している。CASE1~3ではRC試験体の弾性変形成分(鉛直方向に曲線状にたわむ)が無視できない割合を占めるため、構造物変位/地盤変位比はA点の方がB点よりも大きくなっているが、A点B点のいずれにしてもCASE4で比は最小となりCASE5,6で再び増大に転じている。CASE1~4における比の減少は、RC試験体が初期はほぼ弾性に近いのに対して、地盤が初期の段階から塑性化することが原因と考えられる。また、CASE5,6における比の増大は地盤の塑性化の進行よりもRC試験体の損傷の進行が激しいことを表している。

(2) RC試験体の損傷

図-10にRC試験体のひびわれ図を示す。メッシュは水平・鉛直とも100mm間隔で記入している。下部300mmは先述のとおり試験体を土槽に固定するための領域であり、損傷は生じない。ひび割れは主に下部1/4の領域で生じ

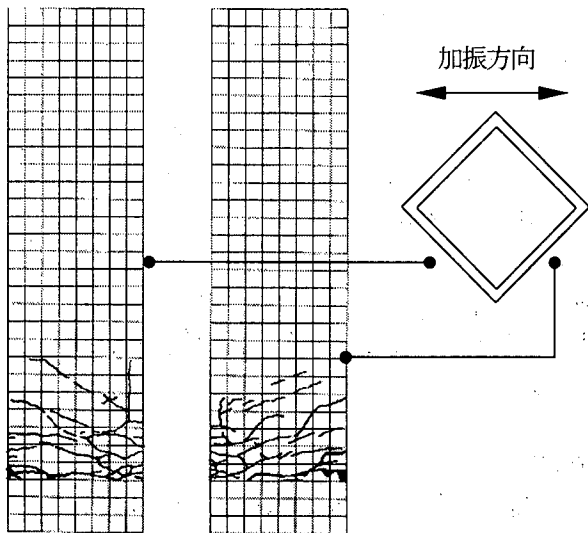


図-10 RC 試験体ひび割れ図
(左) 南西面 (右) 南東面

た。また、その方向は、下から 200mm の領域ではおおよそ水平であった。ひび割れ幅で見ると、この曲げひび割れが他のひび割れよりも顕著に開いている。それより上部にあるひび割れはやや角度を有しており、特に壁面の端部まで延びていないものも存在することから、せん断ひび割れに分類される。せん断ひび割れの発生状況の一つの特徴として、各壁面について両斜め方向に×印を形

成するように生じるのではなく、一方の斜め方向にのみ発生している。東西の角部においては、かぶりコンクリートの剥落が認められたことから大きな圧縮ひずみを生じたと考えられる。水平面内のせん断変形による損傷、壁面のねじれによる損傷は認められなかった。おむね中空の角柱が下部 1/4 の領域に塑性ヒンジを形成して曲げ変形したと判断した。

(3) RC 試験体に作用する荷重分布

図-11 に CASE6 における構造物の変形角と C, D, E 点の土圧・境界面せん断応力との関係を示す。土圧・境界面せん断応力はいずれも静止状態における初期値と動的増分を加えた値である。構造物の変形角は東を、土圧は試験体と地盤が押し合う側を、水平せん断応力は南西面であれば南東に、南東面であれば北東に作用するときを、鉛直せん断応力は上向きに作用するときをそれぞれ正としている。

土圧は、深さを問わず、試験体を押す方向に作用するときには 40kPa 程度の値を、試験体から離れる方向に作用するときには 0kPa 程度の値を示している。これは実質的に地盤と構造物の剥離を示すものである。

C 点の水平せん断応力は、地盤が試験体を押すときに -20kPa、離れるときに 10kPa を示しており、土圧による

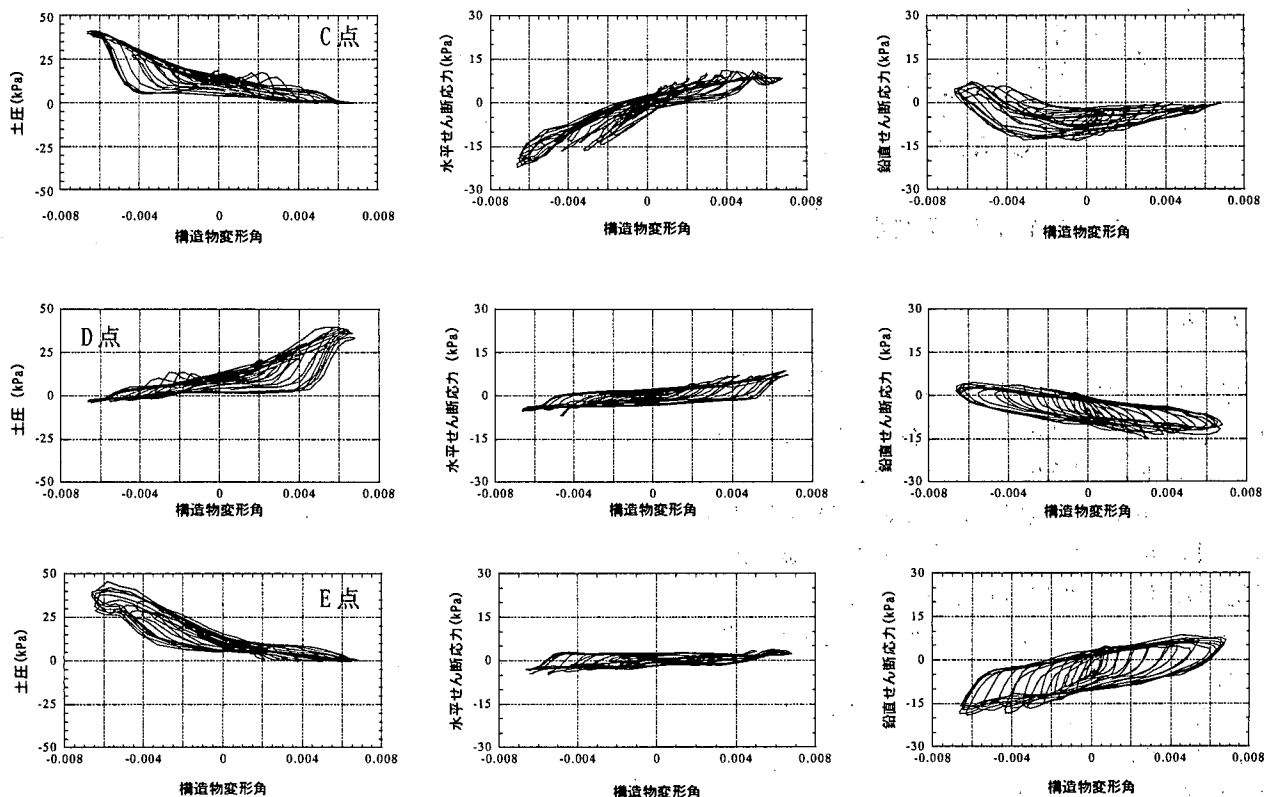


図-11 構造物変形角と境界面応力
(上) C点 (中) D点 (下) E点
(左から) 土圧, 水平せん断応力, 鉛直せん断応力

拘束圧の変化の影響を受けている様子が認められる。深さごとの値を比較すると、水平せん断応力は、深さを増すほど小さくなっていることが分かる。図-7 から分かるように、土槽の底部から離れるほど、試験体と地盤の変位差は大きくなるから、試験体上部ほどより大きな水平荷重を受けると考えられる。先述のとおり、土圧の最大値が鉛直方向で差を生じていない分、水平せん断応力にその影響が現れていると考えられる。

C 点の鉛直せん断応力は、地盤が試験体を押す場合も離れる場合もともに正の値を示している。これは地表面という自由端の存在によって、地盤が圧縮を受けるときに上方へ逃げることで生じた現象と考えられる。D, E 点の鉛直せん断応力は、比較的乱れのない紡錘形のループを描いている。

以上より、今回の実験において RC 試験体に作用した荷重を微小な位相差を無視して概略まとめると図-12 のようになる。

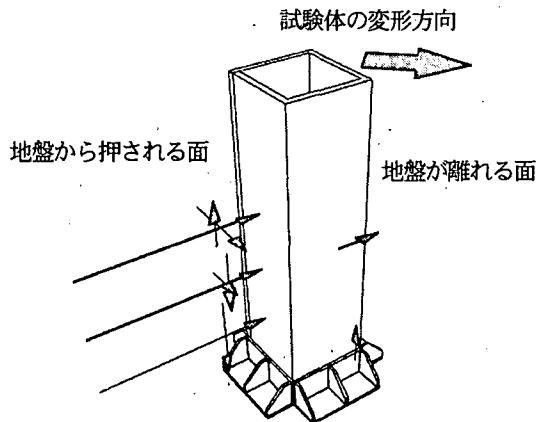


図-12 作用荷重模式図

4. まとめ

本実験によって三次元的な荷重を受ける RC 地中構造物の応答に関する基礎的データが得られた。また、その結果から以下の定性的事項を確認した。

- 1) RC 試験体の剛性が地盤のそれに対して相対的に剛である本実験のようなケースにおいても地盤変形と構造物変形の間には極めて強い相関がある。
- 2) 大きな加振レベルになるほど、同一地盤変形に対する構造物の変形は大きくなる。
- 3) 損傷を受けるほど、同一地盤変形に対する構造物の変形は大きくなる。
- 4) 加振方向と 45° の角度をなす構造物の壁面に作用する土圧の最大値は深さによらず一定に近い。
- 5) 加振方向と 45° の角度をなす構造物の壁面に作用する水平せん断応力は深さとともに減少する。

6) 地表面付近で構造物に作用する鉛直せん断応力は、構造物を押す側も離れる側も、構造物を押し上げる方向に作用する。

7) 6) の現象が生じなくなるだけ十分深くなると、加振方向と 45° の角度をなす構造物の壁面に作用する鉛直せん断応力は深さとともに減少する

謝辞：本研究は電力 9 社と日本原子力発電（株）による電力共通研究の一部として実施した。関係各位に謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 末広俊夫, 大友敬三, 松本恭明, 岡市明大: RC 地中構造物の損傷過程に関する実験的研究 (その 2) 小型振動台実験で得られた RC 試験体挙動について, 第 25 回地震工学研究発表会講演概要集, pp. 625-628, 1999
- 2) 末広俊夫, 大友敬三, 金津努, 松本恭明: 地盤とボックスカルバート連成系の大型振動台実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, pp. 1483-1488, 2000
- 3) 大嶋義隆, 渡辺啓行: 3 次元地中構造物と地盤の弾塑性動的相互作用に関する実験的研究, 土木学会論文誌 No. 489/I-27, pp. 261-268, 1994