OUKA
Osaka University Knowledge Archive

Title	交通機関を発生源とする地盤振動の軽減対策に関する研究
Author(s)	早川, 清
Citation	大阪大学, 1992, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.11501/3088058
rights	
Note	

Osaka University Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

Osaka University

交通機関を発生源とする
地盤振動の軽減対策に関する研究

平成 3 年 12 月

早　川　　清

交通機関を発生源とする
地盤振動の軽減対策に関する研究

平成 3 年 12 月

早　川　　清

交通機関を発生源とする地盤振動の軽減対策に関する研究

目　次

1. 序　論……1
2. 地盤振動に関する研究の経緯……6
2.1 道路交通振動に関する研究……6
(1) 道路交通振動の発生源特性並びに伝播特性に関する研究……6
(2) 道路交通振動の予測に関する研究……11
(3) 道路交通振動の軽減対策に関する研究……13
2.2 鉄軌道振動に関する研究……13
(1) 鉄軌道振動の発生源特性並びに伝播特性に関する研究……13
(2) 鉄軌道振動の予測に関する研究……15
(3) 鉄軌道振動の軽減対策に関する研究……17
2.3 振動伝播の遮断に関する研究……19
(1) 空溝による振動伝播の遮断に関する研究……20
(2) 地中壁による振動伝播の遮断に関する研究……22
(3) 地中柱列による振動伝播の遮断に関する研究……25
参考文献……27
3. 地盤振動の軽減対策……35
3.1 地盤振動の軽減対策の考え方……35
3.2 発生源における対策……35
3.2.1 道路交通振動の軽減対策……35
(1) 自動車構造の改善……35
(2) 道路構造の改善……35
(3) 交通規制……37
3.2.2 鉄軌道振動の軽減対策……37
(1) 車両での対策……38
(2) 軌道での対策……38
(3) 構造物での対策……38
(4) 基礎構造物での対策……39
3.3 伝播経路における対策……39
(1) 環境施設帯による対策……39

(2) 振動伝播の遮断による対策 …… 39
(3) 地盤改良による対策 …… 40
3.4 受振部における対策 …… 40
3.5 まとめ …… 41
参考文献 …… 41
4. 交通機関による地盤振動の実態 …… 42
4.1 道路交通振動の実態調査 …… 42
4.1.1 一般道路における道路交通振動の実態調査 …… 42
(1) 調査目的 …… 42
(2) 道路交通振動の発生メカニズム …… 42
(a) 自動車の振動特性と路面状況の影響 …… 42
(b) 交通特性と発生振動レベル …… 43
1) 走行速度の影響 …… 43
2) 車種による発生振動レベルの相違 …… 43
3) 交通量，走行車線の影響 …… 44
(3) 道路交通振動の伝播メカニズム …… 45
(a) 地盤の振動数特性 …… 45
(b) 地盤の弾性的要素の影響 …… 45
(c) 舗装版の動的たわみの影響 …… 46
(d) 距離減衰特性 …… 47
(4) 道路交通振動の要因分析 …… 48
(a) 振動値及び各要因の算定方法について …… 48
(b) 要因分析方法について …… 48
(c) 要因分析の結果及び考察 …… 49
4.1.2 試験車走行による道路交通振動実験 …… 51
(1) 測定方法 …… 51
(2) 測定結果 …… 51
(a) 距離減衰特性 …… 52
(b) 波動の性質 …… 53
(c) 振動スペクトル …… 54
1) 車体の振動スペクトル …… 54
2) 地盤の振動スペクトル …… 54
(d) 振動速度と走行速度の関係 …… 55

(e) 走行路線方向の振動程度の変化 …… 55
4.2 鉄軌道振動の実態調査 …… 56
4.2.1 在来線における鉄軌道振動の実態調査 …… 56
(1) 調査目的 …… 56
(2) 調査概要 …… 56
(a) 測定場所 …… 56
(b) 振動の測定方法 …… 56
4.2.2 在来線における鉄軌道振動の実態調査の結果及び考察 …… 57
(1) 振動加速度波形，振動変位波形及び振動レベル波形 …… 57
(2) 質点の運動軌跡 …… 58
(3) 地表における地盤振動の距離減衰 …… 59
(a) 振動レベル及び振動加速度レベルの距離減衰 …… 59
(b) 1/3オクターブバンド振動加速度レベルの距離減衰 …… 60
(c) 振動加速度の距離減衰 …… 60
(d) 振動変位の距離減衰 …… 60
(4) 線路構造物による振動レベルの比較 …… 62
(5) 盛土の高さと振動レベル …… 62
(6) 列車速度と振動レベル …… 63
(7) 列車重量，車両数と振動レベル …… 64
(8) レール凹凸と振動レベル …… 65
(9) 車体及び枕木・レールの周波数特性 …… 66
(10) 地盤の地表上における周波数特性 …… 66
(a) 1/3オクターブバンド周波数分析によるもの …… 66
(b) パワースペクトル分析によるもの …… 67
(11) 地盤の地中における周波数特性 …… 68
4.2.3 まとめ …… 70
参考文献 …… 72
5. 交通機関による地盤振動の予測 …… 73
5.1 道路交通による地盤振動の予測 …… 73
5.1.1 道路交通による地盤振動の予測手法 …… 73
(1) みかけのパワーレベルを用いる予測手法 …… 73
(a) 調査概要 …… 73
(b) 振動の調査結果 …… 73

(c) 交通量，車種別混入率と車頭間隔 …… 74
(d) 予測手法の検討 …… 75
(2) 理論的予測手法 …… 76
(a) Lambによる理論式 …… 76
(b) 実測値と予測値の比較 …… 77
(3) 簡易予測手法 …… 78
(a) 調査概要 …… 78
(b) 記録の整理方法 …… 79
(c) 簡易予測手法に関する検討 …… 79
5.1.2 道路交通振動予測式の適合性に関する検討 …… 81
(1) 土研式と実測値との適合性 …… 81
(2) 土研式の修正による適合性の改良 …… 81
5.2 鉄軌道による地盤振動の予測 …… 85
5.2.1 理論的手法による鉄軌道振動の予測 …… 85
(1) 地盤振動の測定概要 …… 85
(2) 変位波形と加速度波形 …… 85
(3) 周波数スペクトル …… 86
(4) 変位波形の距離減衰 …… 88
(5) シミュレーション方法 …… 88
(a) 変位波形について …… 88
(b) 加速度波形について …… 90
5.2.2 回帰的手法による鉄軌道振動の予測 …… 93
(1) 線形回帰による影響因子の検討 …… 93
(2) 地盤振動の距離減衰を考慮した回帰予測 …… 94
5.2.3 まとめ …… 95
参考文献 …… 97
6. 発生源における振動軽減対策 …… 98
6.1 道路交通振動の軽減対策 …… 98
6.1.1 模型地盤による振動軽減対策実験 …… 98
(1) 実験目的 …… 98
(2) 実験方法 …… 98
(a) 実験用の土槽とＥＰＳ材料 …… 98
(b) 加振方法と振動の計測方法 …… 99

6.1.2 模型地盤による振動軽減対策実験の結果及び考察 …… 99
(1) 表面上の波動の運動軌跡 …… 99
(2) ＥＰＳ内の振動減衰 …… 100
(3) ＥＰＳ表面上及び深さ方向の振動減衰 …… 100
(4) 衝撃加振時の振動スペクトル …… 101
(5) 振動低減量の検討 …… 101
6.1.3 盛土道路における振動軽減対策実験 …… 103
(1) 実験目的 …… 103
(2) 施工概要 …… 103
(3) 測定方法 …… 104
6.1.4 盛土道路における振動軽減対策実験の結果及び考察 …… 106
(1) 車速 …… 106
(2) 振動レベル …… 106
(3) 振動加速度値 …… 106
(4) 卓越振動数 …… 108
(a) 高架道路走行時 …… 108
(b) 盛土道路走行時 …… 109
(5) 質点の運動軌跡 …… 109
(a) 高架道路走行時 …… 109
(b) 盛土道路走行時 …… 109
(6) 振動低減効果の検討 …… 111
(a) 高架道路における検討 …… 111
(b) 盛土道路における検討 …… 112
6.1.5 ＥＰＳブロックによる道路交通振動の軽減対策実験 …… 115
(1) 実験目的 …… 115
(2) 実験場所及び施工概要 …… 115
(3) 実験内容 …… 116
6.1.6 ＥＰＳブロックによる道路交通振動の軽減対策実験の結果及び考察 117
(1) 振動加速度波形 …… 117
(2) 波動の運動軌跡 …… 118
(3) 地表面上での振動伝播特性 …… 119
(a) 距離減衰特性 …… 119
(b) 振動加速度スペクトル …… 122

(4) 深さ方向の振動伝播特性……123
(a) 振動加速度レベルの地中分布……123
(b) 振動加速度スペクトル……124
(5) 内部減衰係数と周波数との関係……125
(6) 振動伝達比……125
6.1.7 ＥＰＳブロックによる道路交通振動低減量の評価……126
(1) 波動透過理論による振動低減量の評価……126
(2) インサーションロス理論による振動低減量の評価……128
6.2 鉄軌道振動の軽減対策……131
6.2.1 バラストマットによる鉄軌道振動の軽減対策実験……131
(1) 実験目的……131
(2) 測定概要……131
(a) 測定場所及び軌道構造……131
(b) 測定項目……132
(c) 測定期日……133
(d) 土質状況……133
6.2.2 バラストマットによる鉄軌道振動の軽減対策実験の結果及び考察……134
(1) 地表面上での距離減衰……134
(2) 地盤振動の低減量……136
(a) 地表面上での振動低減量……136
(b) 地中での振動低減量……138
(3) 地表と地中の振動加速度の関係……139
(4) 質点の運動軌跡……139
(5) 振動加速度のスペクトル特性……140
(a) 地表と地中のスペクトル特性……140
(b) 軌道から地盤までのスペクトル特性の変化……142
(c) マット面上を基準とした振動加速度レベル差の変化……142
(6) バラストマットによる振動低減量とマットの静的ばね定数との関係……143
6.2.3 バラストマットによる振動低減量の評価……143
6.2.4 ＥＰＳブロックによる鉄軌道振動の軽減対策実験……148
(1) 実験目的……148
(2) 実験概要……148
(a) 実験場所及び軌道構造……148

(b) 土質状況 ……149
(c) 実験方法 ……149
6.2.5 ＥＰＳブロックによる鉄軌道振動の軽減対策実験の結果及び考察 ……150
(1) 振動加速度の距離減衰特性 ……150
(a) 地表における振動加速度の距離減衰特性 ……150
(b) 地表における1/3オクターブバンド中心振動数ごとの距離減衰特性 ……151
(c) 地中における振動加速度の距離減衰特性 ……153
(2) 地盤振動のスペクトル特性 ……153
(a) 地表の振動加速度スペクトル ……153
(b) レール・枕木及び軌道直下の振動加速度スペクトル ……155
(c) バラストを基準とした相対加速度スペクトル ……156
(3) 地中の振動加速度分布 ……156
(a) 軌道直下の振動加速度分布 ……156
(b) 軌道直下の振動加速度比の分布 ……156
(c) 軌道直下方向の振動加速度レベル分布 ……158
(d) 軌道直下の相対振動加速度レベルの変化 ……159
(e) バラスト中の振動加速度と軌道直下の各位置での振動加速度との比 160
(f) 沿道地盤の深さ方向の振動加速度分布 ……161
(g) ＥＰＳの内部減衰特性 ……162
(h) ＥＰＳ敷設前後の振動低減量の比較 ……162
6.2.6 ＥＰＳマットによる振動低減量の比較 …… 163
6.2.7 まとめ ……164
参考文献 ……167
7. 伝播経路における振動軽減対策 ……169
7.1 空溝による振動軽減対策 ……169
7.1.1 模型地盤による振動軽減対策 ……169
(1) 格子状のゴムモデルによる実験－実験Ⅰ－ ……169
(a) 模型地盤 ……169
(b) 振幅比の距離減衰 ……170
(c) 振動軽減効果 ……170
(2) 格子状のゴムモデルによる実験－実験Ⅱ－ ……172
(a) 模型地盤 ……172
(b) 振幅比の距離減衰 ……172

(c) 振動軽減効果 ……173
(3) 硬質ゴム板による実験－実験Ⅰ－……174
(a) 模型地盤 ……174
(b) 表面上での加速度振幅比の距離減衰 ……174
(c) 深さ方向の加速度振幅比の分布 ……175
(d) 等加速度分布 ……176
(e) 質点の運動軌跡 ……177
(4) 硬質ゴム板による実験－実験Ⅱ－……177
(a) 模型地盤 ……177
(b) 表面上での加速度振幅比の距離減衰 ……177
(c) 溝深さごとの振幅比の距離減衰 ……178
(d) 溝上部を充填した場合の変化 ……179
(e) 振動軽減効果の比較 ……179
(5) 硬質ゴム板による実験－実験Ⅲ－……180
(a) スリットのない場合の波動伝播状況 ……180
(b) スリット深さの相違による波動伝播状況 ……180
(c) 加振位置による波動伝播状況の比較 ……181
(d) スリットによる回折効果 ……181
7.1.2 実在地盤における空溝の振動軽減対策実験 ……183
(1) 実験概要……183
(2) 空溝の寸法と施工方法……183
(3) 加振方法及び振動測定方法……183
7.1.3 実在地盤における空溝の振動軽減対策実験の結果及び考察 ……184
(1) 振動加速度の距離減衰……184
(2) 深さ方向の振動低減量……186
(3) 振動加速度レベル（ＶＡＬ）のコンター……188
(4) 空溝の深さと波長の比(H/λ)と振動低減量との関係……191
7.1.4 空溝による振動低減量の評価 ……193
(1) 運動方程式及び計算式……193
(2) 計算手法の妥当性の検証……195
(3) 振動低減量の評価……195
(a) 空溝前後の計算波形 ……195
(b) 溝深さの影響 ……197

(c) 変位成分の伝播状況 ……202
(d) 質点の運動軌跡 ……202
(e) 深さ方向の振動分布 ……203
(f) 空溝による振動遮断効果の比較 ……206
7.1.5 まとめ ……208
7.2 地中防振壁による振動軽減対策 ……209
7.2.1 模型地盤による振動軽減対策 ……209
(1) 土槽による模型実験 ……209
(a) 模型地盤 ……209
(b) 表面上の距離減衰 ……209
(2) ウレタンフォーム塊による模型実験 ……210
(a) 模型地盤 ……210
(b) 振動遮断効果 ……210
7.2.2 地中防振壁による現地振動実験 ……211
(1) 実験概要 ……211
(a) 実験場所及び地中防振壁の断面図 ……211
(b) 計測方法及び加振源 ……211
7.2.3 地中防振壁による現地振動実験の結果及び考察 ……212
(1) 深さ方向の振動加速度及び振動加速度レベル ……212
(a) 軌道及び軌道直下の振動加速度波形 ……212
(b) 軌道直下の振動加速度及び振動加速度比の分布 ……212
(c) ＥＰＳ壁前後の振動加速度 ……213
(d) 軌道直下方向の振動加速度レベル分布 ……215
(2) 地表における振動加速度及び振動加速度レベル（ＶＡＬ）の距離減衰 216
(a) 列車走行実験による結果 ……216
1) 振動加速度及び振動加速度レベルの距離減衰 ……216
2) 1/3オクターブバンド中心振動数ごとの振動加速度レベルの距離減衰 218
(b) 加振機実験による結果 ……218
1) 振動加速度及び振動加速度レベルの距離減衰 ……218
(3) 沿道地盤における地中の振動加速度 ……219
(a) 列車走行実験による地中の振動加速度 ……219
(b) 加振機実験による地中の振動加速度 ……220
(4) 列車走行実験による振動加速度スペクトル ……220

(a) 地表の振動加速度スペクトル ……220
(b) 軌道直下の振動加速度スペクトル ……221
(c) バラストを基準とした相対加速度スペクトル ……221
(5) 地中壁による振動低減量の距離変化 ……222
7.2.4 地中防振壁による振動低減量の評価 ……223
(1) 波動透過理論による振動低減量の評価 ……223
(2) 階差法による振動低減量の評価 ……225
(a) 運動方程式及び階差式 ……225
1) 運動方程式 ……225
2) 階差式 ……225
(b) 数値計算方法 ……226
(c) 数値計算結果 ……226
7.2.5 まとめ ……228
7.3 地中防振柱列による振動軽減対策 ……229
7.3.1 模型地盤による振動軽減対策 ……229
(1) ウレタン塊による模型実験 ……229
(a) 単列柱列による実験結果 ……229
1) 衝撃加振実験によるもの ……229
2) 定常加振実験によるもの ……229
(b) 複数柱列による実験結果 ……231
(c) 柱列による振動軽減効果の比較 ……231
(2) 模型土槽による振動実験－実験Ⅰ－ ……232
(a) 模型地盤及び防振柱列の形状 ……232
(b) 振動軽減効果の材質による比較 ……233
(c) 防振柱の数と配置形状による比較 ……233
(d) 防振柱列と防振壁の振動軽減効果の比較 ……233
(3) 模型土槽による振動実験－実験Ⅱ－ ……233
(a) 模型地盤と防振柱列の諸元 ……233
(b) 相対振幅比と(W/λ)との関係 ……234
(c) 振動軽減効果と(D/λ)との関係 ……234
(d) 振動軽減効果と柱列面積との関係 ……235
7.3.2 地中防振柱列による現地振動実験 ……235
(1) 実験概要 ……235

(a) 実験場所 ……235
(b) 加振源及び振動計測方法 ……235
(c) 地中防振柱列の施工方法 ……236
7.3.3 地中防振柱列による現地振動実験の結果及び考察 ……236
(1) 地盤の波動伝播速度 ……236
(2) 振動波形 ……236
(3) 振幅比の距離減衰 ……237
(4) 地表面の振幅分布 ……237
(5) 振幅減衰効果 ……237
7.3.4 まとめ ……239
参考文献 ……240
8. 結 論 ……242
謝 辞 ……245

1．序　論

近年，わが国では，高度経済成長の進展過程において，都市地域への人口・産業の集中，利便性・快適性を求めるための鉄道，道路などの交通機関における交通路線の整備・増強，交通輸送量の増大，交通車の速度向上などにともなって，騒音・振動を始めとする各種の環境問題が発生した。このうち，交通機関により発生する振動は，地盤に伝播し人体に対して不快感を及ぼしたり，家屋に対して物的損害を与える。また，各種の精密機械に少なからず悪影響を生じさせている。

環境庁の公害苦情件数調査に基づいて，最近の推移を見ると，１９７３年度以降の振動公害に関する苦情件数は，毎年３，０００～４，０００件前後である。振動に係わる苦情の内訳は，建設作業３９％，工場・事業場３８％，道路交通１２％，鉄道２％の順となっている。建設作業，工場・事業場に比較して，交通機関による地盤振動に係わる苦情件数は少ないようであるが，それでも全体の１４％程度の苦情を生じている。従って，沿線住民の健康と健全な生活を保障するために，有効的な地盤振動の軽減対策を図ることが急務な命題となってきている。

以下に，道路・鉄道ごとに振動公害問題発生の具体的状況を説明する。

道路交通に関しては，輸送能力を増強するために，道路網の拡大化，立体化等が急速に進展されてきた。高速自動車国道は，これまでに６，９９５ｋｍの整備計画が策定され，４，６７２ｋｍが供用されている。こうした傾向は，道路の走行車線の増加による交通流のレベルアップを促進したが，一方では自動車交通量の増大，大型車両の走行頻度の増加を招いている。自動車一万台当たりの高速道路延長は，欧米諸国の１／３以下であり，自動車交通量の増大に対して道路整備が追いつかず，振動公害問題の発生機会を増加させている。また，都市内の高速道路においては，低レベルの地盤振動であっても木造家屋の共振現象などの影響もあり，未解決の問題として潜在しているようである。

一方，鉄道におけるわが国の輸送能力は，旅客輸送が昭和６２年度の２００億人から平成２年度には２１９億人へと約１．１０倍増加しており，貨物輸送は昭和６２年度の５６３万トンから平成２年度には５９３万トンへと約１．０５倍増加している。特に代表的な大量の高速輸送機関である新幹線は，山陽新幹線の開業とともに，東京－博多間で１日平均５０～１００万人の利用客輸送をになっている。このような状況において，列車走行時に発生する騒音は従来より環境問題として認識されてきていたが，最近，列車走行時に発生する地盤振動が，鉄道輸送産業にとって重要な問題となってきている。新幹線による地盤振動の問題は，広く環境問題として認識されてきたが，最近，在来線でも地盤振動対策が重要な問題となってきている。

このような列車走行による地盤振動問題が発生する主要な理由には，都市交通の円滑化と土地利用の効率化を図るために，道路と鉄道の連続立体交差化工事の機会が増加しており，この場合には鉄道営業を継続しながらの工事となるため，やむをえず仮線を民家側に近づけて敷設することがあること，さらに通勤・通学地獄の緩和のためにスピードアップが進められていることなどが考えられる。

このような実情から，諸外国では例のない振動規制法が昭和５１年に制定されたが，直接の規制対象は工場振動，建設作業振動に限定されており，道路交通振動については要請基準として定められているにすぎない。また，鉄道振動については振動規制法では適用除外されているが，新幹線鉄道振動については環境庁の勧告の形で指針が示され，その対策が要請されている。従って，在来線に対しては法規制の対象とはされておらず，地盤振動の実態調査も十分なされていない現状にある。最近，近畿圏では，関西新空港や京阪奈丘陵の関西学園都市などの大型プロジェクトに対応した大阪圏鉄道整備が計画されており，これらの環境問題に対する重要性はますます高くなっている。

地盤振動の発生と伝播に関して，道路交通振動では，車種，車重，走行速度，道路形態，地盤の弾性的諸要素が関係し，影響要因が相互に変動する。一方，列車走行時に発生する地盤振動は，車輪／レールの相互作用によって生じ，車輪とレールの粗さ，軌道の支持系及び接触表面の局部的な変動によって影響されるとともに，軌道の力学的特性，レールの支持剛性，列車の設計構造，地盤の特性及び建物の設計構造などの影響を受ける。これらに加えて，発生する波動には，圧縮波，せん断波，表面波が複合されているので，交通機関による地盤振動の発生と伝播のメカニズムは極めて複雑であり，未解明の現象が多く残されている。

このような状況下において，近年，環境保全上，振動軽減対策の必要性が高まっているが，上述したように現象が極めて複雑であることから，実用的かつ有効的な防振対策法が確立されたとは言い難い現状にある。今までに提案されている具体的な対策例としては，道路交通振動の軽減対策に適用されたものには，舗装構造の改善，道路構造の改善及び軟弱地盤の地盤改良などの事例がある。

一方，鉄軌道振動の軽減対策法には，多くのものがある。具体的には，(1)溶接レール，(2)軌道に弾性ばねを持たせること，(3)弾性車輪，(4)車輪の平滑化，(5)レールの研磨，(6)弾性直結のレール締結装置，(7)フローティングスラブ，(8)トンネル構造物の重量化，(9)トンネルの土被りの増加，(10)バラストマット，(11)列車速度の減少などが挙げられる。

ところで，最近，わが国では発泡スチロール（Expanded Poly-Styrol，略してＥＰＳ）の土木的利用・開発が脚光を浴びてきている。ＥＰＳ工法とは，発泡スチロールの超軽量

性，耐圧縮性，耐水性並びに積み重ねた場合の自立性等の特徴を活用して，軽量盛土工法，土圧低減工法及び浮体工法として利用するものである。このようなＥＰＳブロックには振動を吸収する効果もあり，交通機関による地盤振動の発生源における防振対策法として着目されつつある。

本研究では，道路交通振動の軽減対策のうち，舗装構造の改善を図るための一方法として，発泡スチロールを道路下に敷設する対策法について検討している。また，鉄軌道振動の軽減対策法のうち，特に軌道構造のばね系を改善する方法として，バラストマットによる対策法及び発泡スチロールマットによる対策法について考察している。さらに，振動の伝播経路における対策法に関しては，空溝による対策法や発泡スチロール，発泡ウレタン，コンクリートを地中防振壁として利用する対策法などについて検討している。

本論文の目的は，交通機関によって発生する地盤振動の軽減対策に関して，有効的かつ実用的な対策法を探求するとともに，それらの対策法による振動低減量の評価法を確立することである。

図１．１は，本研究の流れ図を示している。すなわち，始めに，交通機関により発生する地盤振動の実態を，道路・鉄道の発生源ごとに述べる。次に，道路・鉄道によって発生する地盤振動の予測法について言及する。さらに，地盤振動の発生源における振動軽減対策法に関して，道路ではＥＰＳブロック，鉄道ではバラストマット及びＥＰＳマットを軌道下に敷設する対策法の有効性について論ずる。最後に，伝播経路対策として，空溝，地中防振壁及び地中防振柱列を利用する対策法について考察する。なお本研究では，伝播経路対策との区別を明確にするために，振動発生源並びに発生源付近での軽減対策法を含めて，広義の意味での発生源対策という用語を適用している。

以下に，本研究の各章毎の内容を要約して述べる。

第１章では，本研究の背景及び目的を述べる。第２章では，地盤振動に関する研究の経緯として，過去に各研究機関で行なわれてきた研究を，道路交通振動あるいは鉄軌道振動ごとにまとめて紹介し，現在までに明確にされてきた点や問題点について述べるとともに，地盤振動に関する研究の必要性があることを強調する。さらに，振動伝播の遮断に関する研究についても言及する。

第３章では，地盤振動の軽減対策に関して，発生源，伝播経路及び受振部での対策の現状について述べる。

第４章では，道路交通振動の実態を大局的に把握するために，大阪府・市内，京都市内の一般平面道路における実態調査及び実在道路での試験車走行による振動実験の解析を行なう。さらに，在来線の素地区間を中心として，鉄軌道振動の実態調査を行う。これらの解析結果から，道路交通振動及び鉄軌道振動に影響を及ぼす主要因を明らかにする。

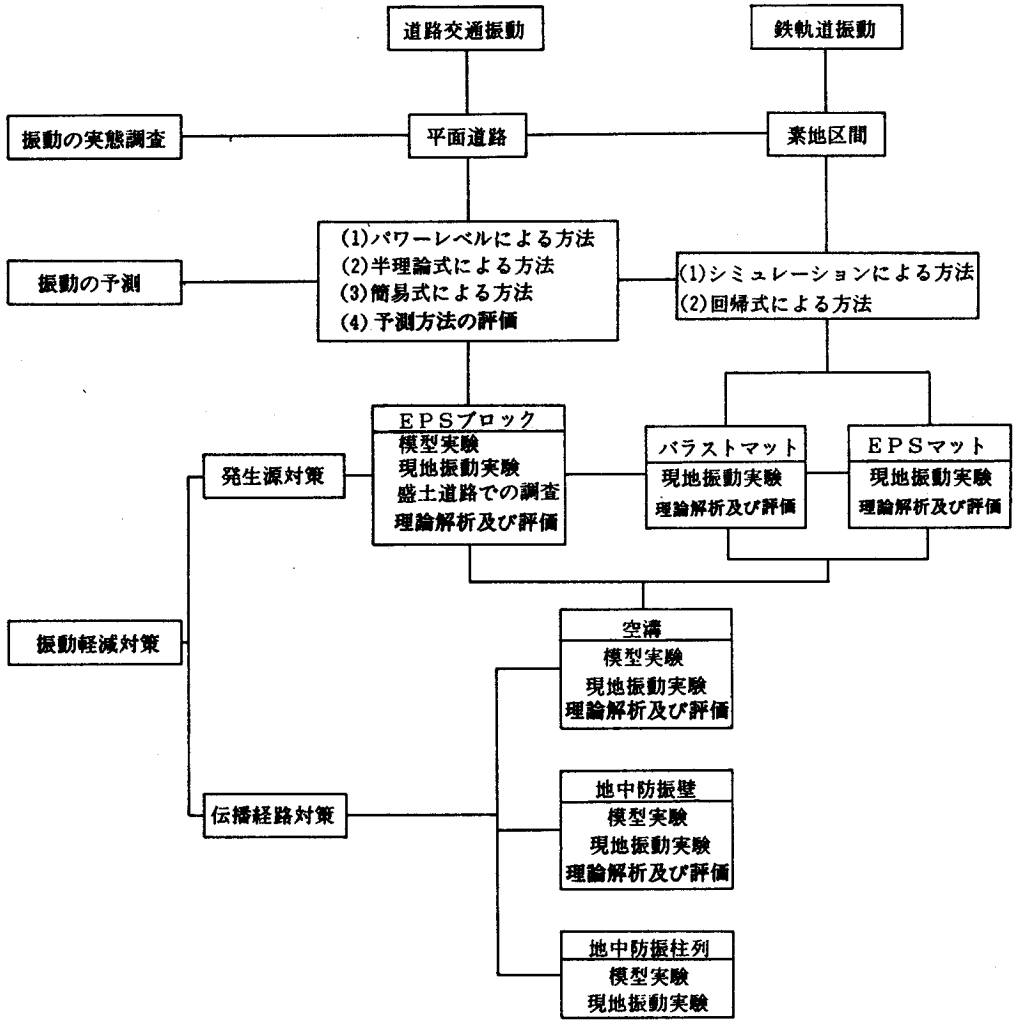


図１．１　本研究の流れ図

第５章では，第４章で得られた結果を展開し，道路交通振動に関しては，(1)みかけのパワーレベルを用いる予測手法，(2)理論的予測手法及び(3)簡易予測手法の３つの予測手法の提案を行なう。さらに，鉄軌道振動の予測に関しては，(1)シミュレーションによる予測手法の提案及び(2)回帰予測手法に関する検討を行なう。

第６章では，これらの交通機関によって発生する地盤振動の軽減対策について，特に，振動発生源での軽減対策に着目し，ＥＰＳブロックを使用した地盤振動の模型軽減対策実験を行ない，その有効性を明確にする。この実験で得られた結果を検証するために，実在道路及び実軌道での実車による現地振動実験を行なって，ＥＰＳブロックによる地盤振動

の軽減効果及びその評価法を明らかにする。さらに，鉄軌道振動に対するもう一つの対策法として，高架鉄道，地下鉄での地盤振動の軽減対策法として有効的に使用されているバラストマットを，わが国では初めて素地区間に敷設して振動対策実験を行ない，振動軽減効果及びその評価法を明らかにする。

第７章では，地盤振動の伝播経路における振動軽減対策法に着目し，空溝，地中壁及び地中柱列による振動軽減対策法に関する模型実験並びに現地振動実験を行ない，これらの対策法による地盤振動の軽減効果及びその評価法について言及する。

第８章では本論文を総括し，交通機関によって発生する地盤振動の軽減対策法に対する結論を述べる。

2．　地盤振動に関する研究の経緯

2．1　道路交通振動に関する研究

（1）　道路交通振動の発生源特性並びに伝播特性に関する研究

自動車走行による道路周辺の地盤振動に影響する要因として，交通条件に関するものが考えられる。これらの要因には車種，車重，交通量，走行速度などが挙げられる。図2．1は，畑中等[1)]が神戸市内で測定した結果である。これによれば，車種による発生振動レベルの相違は，乗用車走行時の発生振動レベルを基準として，他車種による振動レベルとの差は，大型車類は10dB以上，小型車類は7～8dB程度以上とされている。従って，道路の路面状況が良好であれば，大型車両による影響が最も大きいと考えられる。

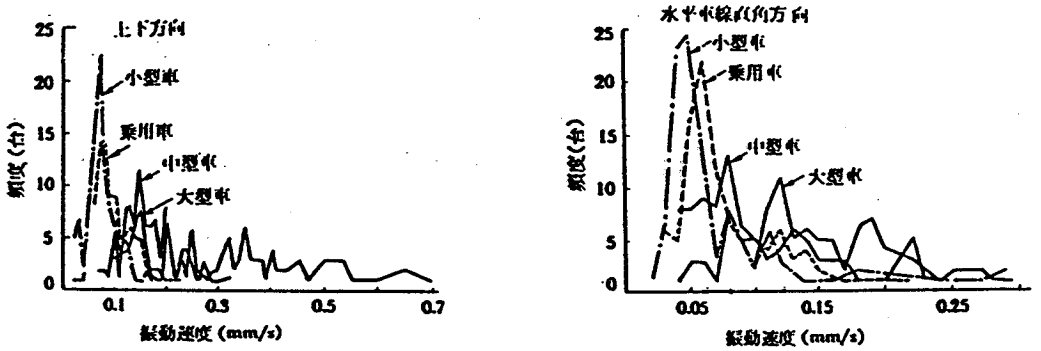


図2．1　車種別振動レベル

成田[2)]等は，国道16号線袖ケ浦地区において，単独走行車両を対象として走行速度と車両重量を埋設型の車両重量計により測定し，図2．2に示すような振動レベルとの関係を求めている。これによれば，総重量の増加とともに振動レベルも増加するが，8t以上ではこの傾向が頭打ちとなっている。しかし，この理由については明確にされていない。また，発生する地盤振動の大きさは，その車両が路面に加えた荷重の大きさに左右されるとして，動的付加荷重と地盤の振動加速度との間にはほぼ比例関係が成立することを検証している。この関係は，

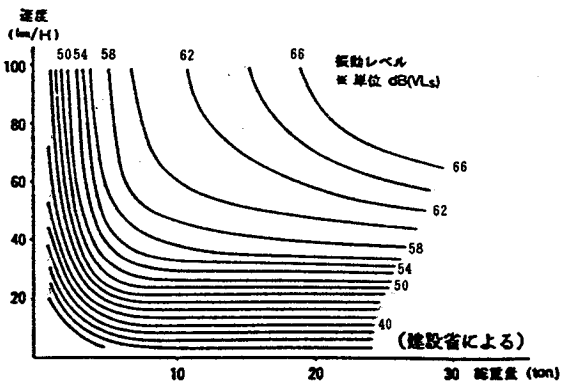


図2．2　単一車走行時発生振動レベル

北村[3]による実験，ＲＲＬ[4]による実験でも確かめられている。

図２．３は，幾つかの測定例から自動車の走行速度と振動速度の関係を取りまとめたものである。全体的な傾向として，走行速度と振動速度の対数値が線形関係にあることが分かる。従って，$y \propto 10^{1.15 \times 10^{-2} V}$ なる関係式が得られる。ただし，yは振動速度(mm/sec)，Vは走行速度(km/h)である。これより，走行速度が１０ｋｍ／ｈアップすることにより振動程度は約１ｄＢ増加することになる。しかし，これらの測定例は，試験車走行によるものが多く，実際道路の走行状態に直接的に対応するものではない。[5]

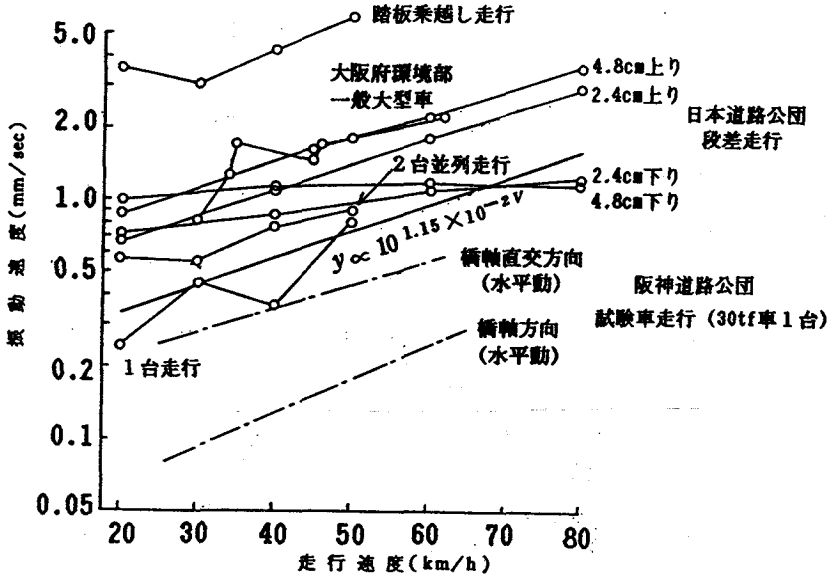


図２．３　走行速度と振動速度の関係

次に，路面の凹凸は平坦性（縦断凹凸），段差（コンクリート舗装の目地，マンホールを含む）及び　わだち掘れの三種類とされているが，路面の劣化が進んでいる道路で局部的な段差がある場合には，この影響が道路交通振動の発生の主因となる。通常，路面の平坦性は，舗装の補修基準に従ってプロフィルメータにより得られる路面凹凸の標準偏差σで示されている。図２．４に一例を示したように，このσと発生振動量との関係について述べた実験例[6]が多い。建設省の調査によれば，σ＜５の範囲でＬ$_{10}$（振動レベルの８０％レンジの上端値）は，σ＝１ｍｍ当たり４ｄＢ増加すると報告されている。

図２．５は，小型トラックによる走行実験の結果[7]であるが，良好な平坦性のテストコースでは簡易舗装道路よりも振動レベルは約１０ｄＢ小さいことが理解される。

時田等[8]は，路面凹凸，車速，車両重量の３要因に着目し，道路端での振動レベルを求めるための重回帰式を得ている。

$$VL=20.8\log\sigma+17.2\log V+10.0\log W+14.8 \qquad (2.1)$$

ここに，VL:=振動レベル(dB)，σ:路面凹凸の標準偏差(mm)，V:車速(km/h)，W:車両重量(tf)。

しかし，路面凹凸に関しては，局部的な不陸（例えば，コンクリートの舗装版の目地，マンホール等）の影響を発生振動量との関連性においていかに評価するか，また，自動車荷重による路面の状況悪化の経時的変化と発生振動量との関係等について厳密な検討が必要であると考えられる。

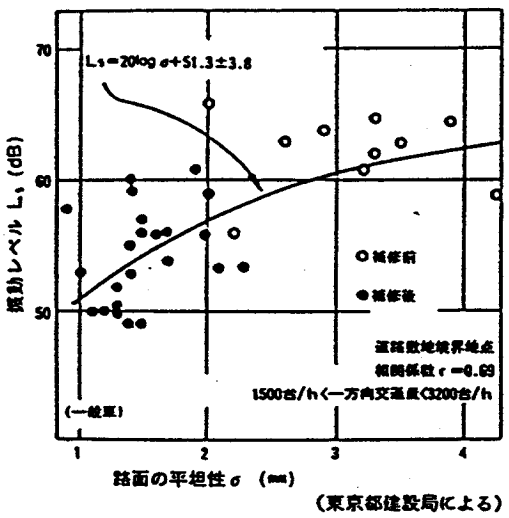


図２．４　路面の平坦性と道路交通振動

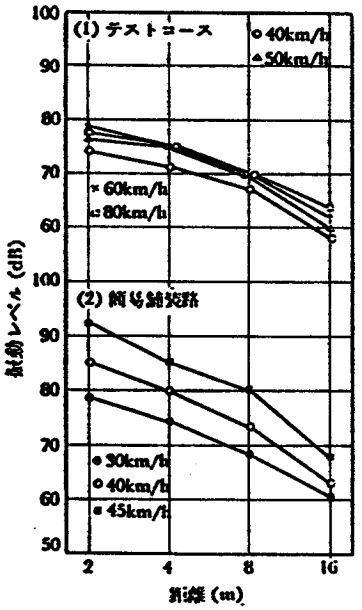


図２．５　車速と道路構造による地盤の振動レベル

段差の影響についての日本道路公団の報告[9]によると，(1)段差高と振動速度が比例すること，(2)段差高の増加の影響は，段差を登る場合が降りる場合よりもかなり大きいこと，(3)摺り付けの効果は９０ｃｍ以上では効果的でないとされている。

自動車走行によって沿道地盤に発生する卓越振動数は，平面道路の場合には１０～２０Ｈｚ付近にあるものが多い。この卓越振動数は，地盤の土質，成層条件などの影響によって変動するものと考えられる。図２．６は，地盤の硬軟を表現する指標としての表面波の伝播速度と卓越周期との関係を示したものである。これより，伝播速度が速くなると卓越周期が短くなる傾向が知られる。[10]

一方，高架道路では，ジョイント部通過時の衝撃性振動により５０～１００Ｈｚの高次の振動数成分が発生する。しかし，これらの振動数成分は，構造物から地盤までの振動伝達経路で急速に減少する。従って，沿道地盤では平面道路と同様の１０～２０Ｈｚ程度の振動数成分が卓越することになる。ただし，高架道路近傍の地盤では，構造物の固有振動

数である３～５Ｈｚ程度の低次の振動数成分も優勢である場合が多い。これらの振動数成分は，木造家屋の固有振動数に近いため，振動程度が小さくても家屋の共振作用により振動公害問題を招く事例[11~12]もある。

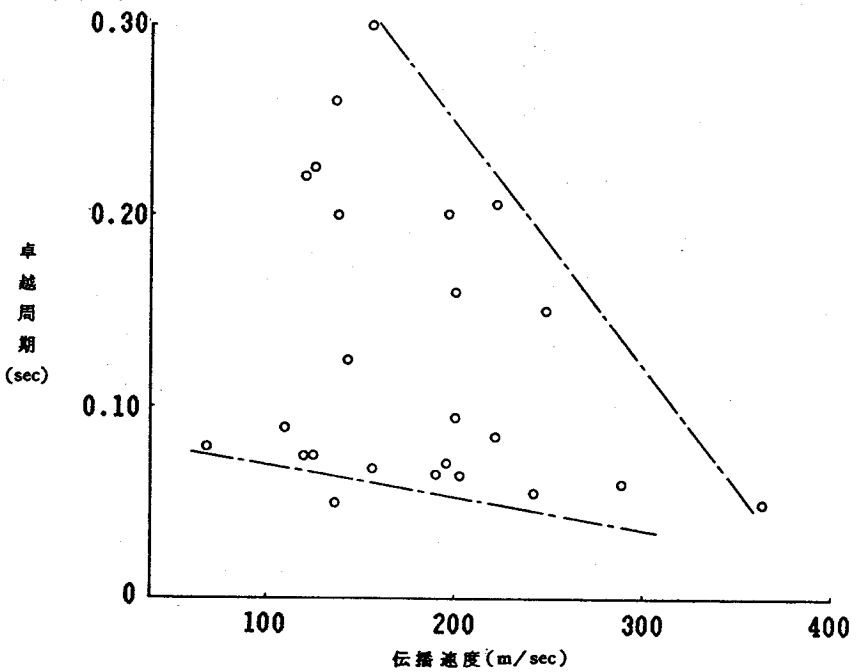


図２．６　表面波の伝播速度と周期の関係

道路上の交通荷重による振動は，平面道路では路盤－路床－沿道地盤の伝達経路をたどるものと思われる。しかし，路盤と路床における振動波形がほとんど類似であり，両媒体における振幅比率がほぼ１に近いという報告[13]から判断すると，路床の性質の及ぼす影響が大きいと推測される。図２．７は，振動速度と地盤の表面波速度の関係を示したものである。両者が相関を示すことから，以下の関係式が導かれる。

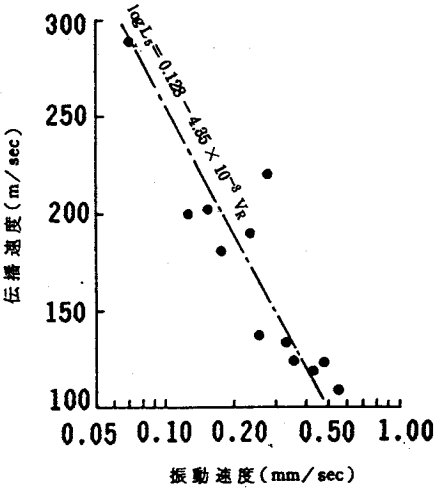


図２．７　表面波の伝播速度と振動速度の関係

$$\log L_5 = 0.128 - 4.35 \times 10^{-3} V_R \quad (2.2)$$

ここに，L_5：振動速度の９０％レンジの上端値(mm/sec)，V_R：地盤の表面波速度(m/sec)である。

図２．８に示したように，沿道地盤への振動伝達過程では，波動のエネルギーは振動源からの距離とともに指数関数的に減衰されるので，地盤の振動程度は距離の増加に伴って

小さくなる。一般に，これらの地盤振動の距離減衰特性は，波動の拡散減衰と内部減衰を複合したBornitzの式[14]によって表現されている。図から知られるように，地盤振動の距離減衰傾向は，波動の周期，伝播速度，成層条件などの影響により必ずしも直線的な減衰を示さない。しかしながら，全体的な距離減衰傾向は，Bornitz式おけるｎ＝０．５に相当する表面波的な減衰，すなわち距離の平方根に逆比例して減衰するもの(－３ｄＢ／２ｄ)と，ｎ＝１．０に相当する実体波的な減衰をするもの(－６ｄＢ／２ｄ)の中間領域にあるものと考えられる。[15]

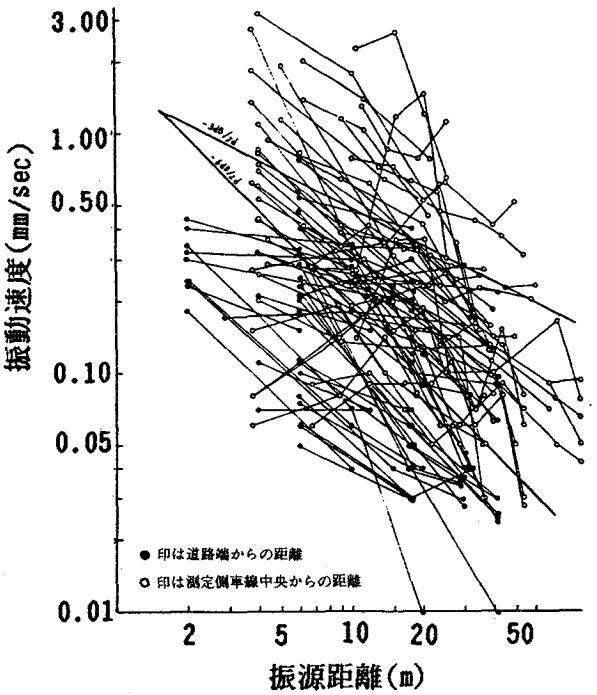


図２．８　平面道路における振動減衰

谷口等[16]の研究によれば，(1)道路端での発生振動レベルが大きいほど距離減衰は大きい，(2)地盤に発生する振動数が高いほど距離減衰は大きいとされている．

道路交通振動を移動荷重として理論的に取り扱い，距離減衰を評価している研究には，以下のものが挙げられる。花里等[17]は，剛な基礎を有する水平弾性多層地盤の表面もしくは内部を，鉛直荷重が水平直線方向に進行する場合の地盤振動の状態の解析に関して，Lysmer等の方法を拡張してＦＥＭ解析を行っている。この研究の特徴は，地盤内の応力も算定できるので，盛土上の自動車走行時及びトンネル内の電車走行時の地盤振動を理論的に解明できることにある。斎藤等[18]は，交通荷重を自由表面上の線振源とみなして，これによって生まれる弾性体内の変位について理論的に考察している。この結果，実体波及び表面波による変位は，振動源から数ｍから数１０ｍの距離を境界として，これ以内の距離では実体波の影響が大きく，これより以遠ではレイリー波がより卓越すると指摘している。

道路の構造形式は，一般の平面道路と高架，盛土，切土，堀割 及び トンネルなどの特殊構造形式の道路に分類される。これらの特殊構造形式の道路は，平面道路が沿道地盤と連続的であるのに対して，構造が立体的である。従って，構造物の形状，剛性等の相違によって，地盤の応答性には大きな変化が見られる。特に，高架道路では基礎形式の影響を受けて単純に直線的な距離減衰特性を示さない。

道路の構造形式による振動特性の比較は，地盤の動的性質が各所で異なるため，画一的

には不可能であり，こうした報告例は数少ない。しかしながら，各種の構造形式の道路が狭小な都市内に複雑に立体交差しているわが国の道路網の現状においては，新設道路の計画段階から振動発生を未然防止するという観点から，沿道の土地利用形態に最適な道路構造形式を選択するように配慮することが望ましい。道路構造形式と沿道の地盤振動の関係を調査した現地実験[19]によると，路端での振動の大きさは，堀割，盛土，高架，平面道路の順に小さくなるが，沿道の１０～４０ｍの範囲では堀割，高架，平面，盛土道路の順に小さくなると報告されている。堀割，盛土道路では，道路構造形式の特質上，道路に直角な水平方向には変形しやすいと考えられるので，堤体上部の振動が大きくなるものと考えられる。盛土道路では，盛土高さが増加するほど堤体下部の振動が小さくなることが，実測結果[20]と実験結果[21]の両方から検討されている。

（２）　道路交通振動の予測に関する研究

上述したように，道路交通振動の発生 及び 伝播については，車種，車重，走行速度，路面状況，地盤の弾性的要素等の数多くの要因が絡みあっている。従って，その的確な予測は極めて困難である。現状での予測手法としては，シミュレーション手法に基づくもの，回帰分析手法に基づくもの，及び 両者の手法を複合したものに分類される。

シミュレーション手法による研究には，北村[22]によるものがある。北村は，まず道路交通騒音の予測手法に準じて交通流をポアソン分布するものと仮定し，乱数を利用して車を不規則に配置させた。次に，地盤振動はLambの漸近式と距離による減衰項を複合した計算式によって表示し，シミュレーション実験を行った結果，地盤振動の実測値と計算値は比較的良く一致したと述べている。しかし，この手法の現状での問題点として，(1)簡易に発生振動量が予測できないこと，(2)振動規制法による基準値L_{10}が予測できないこと，(3)実際の交通流は，幹線平面道路では指数分布することなどが指摘される。

回帰分析手法に基づく予測手法としては，以下のものがある。阪神道路公団[23]では，高架道路を対象として多数の実測値を要因分析してまとめた予測手法を改善し，以下のような簡便な予測手法を提案している。

(a)　変数の逐次導入法によるもの

$$Lz=6.9\log Q+2.3H-1.5M-2.5\log R+32.6 \quad (dB) \qquad (2.3)$$

ここで，Lz:鉛直方向の振動レベル,Q:大型車交通量(台/10分)，H:スパン平坦性のσ(mm)，M:橋全重量(tf),R:近ピヤ中心からの距離(m)である。

(b)　重回帰分析によるもの

すべての説明変数で重回帰分析をした結果，寄与の低い変数は省き，再び重回帰分析を行い，回帰式を決定している。

$$Lz=6.0\log Q+0.1S+0.4D+1.9H-1.2M-2.0\log R+27.4 \quad (dB) \quad (2.4)$$

ここで，Sは平均スパン長(m)，Dはジョイント部の最大段差(mm)である。

シミュレーション手法と回帰分析手法を複合した予測手法としては，建設省土木研究所の提案式[24]がある。すなわち，この予測手法では，平面道路，盛土道路，切土道路，堀割道路及び高架道路を道路構造別に予測基準点を定め，それ以遠における振動レベルを予測するもので，予測式は以下のように示されている。

予測式中の係数値及び補正項は，その道路構造別に応じ，表にまとめられている。平面道路の併設された高架道路の振動レベルを予測する場合には，高架道路による振動レベルと併設平面道路による振動レベルとを予測基準点でパワー合成してL_{10}を求め，この値に対して距離減衰の補正をするものである。路面の平坦性による補正値は，３mプロフィルメータによる路面凹凸の標準偏差値，高架道路では伸縮継手部より±５m範囲内の最大段差量の関数としている。道路構造による補正値は，盛土高さ，切土深さ，堀割深さにより与えられる。距離減衰値は，予測基準点から予測地点までの距離と倍距離当たりの減衰量とによって与えられる。以下の式は，平面道路に対する提案式である。

$$L_{10}= a\log_{10}(\log_{10}Q\ )+b\log_{10}V+c\log_{10}M+d+\alpha_e+\alpha_f+\alpha_s-\alpha_l \quad (2.5)$$

ここで

L_{10} ：振動レベルの80％レンジの上端値の予測値（dB）

Q ：500秒間の１車線当り等価交通量（台/500秒/車線）

$$Q = \frac{500}{3600}\times\frac{1}{M}\times(Q_1+12Q_2)$$

Q_1 ：小型車時間交通量（台/時）

Q_2 ：大型車時間交通量（台/時）

V ：平均走行速度 （km/時）

M ：上下車線合計の車線数

α_e ：路面の平坦性による補正値（dB）

α_f ：地盤卓越振動数による補正値（dB）

α_s ：道路構造による補正値（dB）

α_l ：距離減衰値 （dB）

a，b，c，d：定数

この予測手法は，極めて多数の実測結果に基づいて作成されている。しかしながら，関西方面では，実測値とこの予測手法による予測値との差が１０ｄＢ以上もある例が見られており，必ずしも予測精度が良くない。この理由の一つとしては，土質条件の影響が大きいものと推察される。

（３）　道路交通振動の軽減対策に関する研究

道路交通振動の軽減対策としては，舗装構造の改善効果に関する研究，地盤改良効果に関する研究，道路構造の改善効果に関する研究などがある。

東京都[25]は，アスファルト舗装の構造種別による道路交通振動低減のための実験を行っている。アスファルト舗装の構造と発生振動との関係は，通常のＣＢＲ－ＴＡ設計法ではＴＡの増大とともに発生振動は低下し，かつたわみ量の小さいほど小さくなる。従って，防振性の舗装構造としては，ＣＢＲ－ＴＡのバランスを過大化し，かつサンドイッチ状態の舗装構造にすることが良いとしている。岩崎等[26]による舗装の剛性増加に関係した道路交通振動低減のための研究では，８Ｈｚ以下の低域の振動数において振動加速度値が低下することが確かめられている。しかし，その効果は振動源の条件，地盤の条件によって異なり，必ずしも有効な振動軽減対策とは言えないとされている。この他の研究としては，フェライトによるアスファルト舗装の剛性増加による方法[27]，原地盤をアスファルト舗装に改善し剛性増加を計る方法[28]などが検討されている。軟弱地盤をケミコパイルを用いて地盤改良し，道路交通振動の低減効果が見られた研究として，谷口等[29]の報告がある。この地盤改良により，振動加速度は改良前の１／２～１／３に減少されている。また，地盤改良の幅を増加させても余り影響は見られず，地盤改良の深さの方が，地盤振動の低減効果に与える影響が大きいという結果が得られている。しかしながら，これらの防振対策法では，効果を上げるために相当な改良面積あるいは深さが必要とされるので，経済性に欠けるという問題点がある。

本節で述べたように，一般に平面道路は盛土道路よりも道路端における振動程度が大きい。従って，平面道路を盛土道路にすることによる振動低減効果が期待される。この現象は，盛土の模型実験[30]によっても確認されている。この理由としては，盛土の剛性が有効に寄与していること，盛土自体での距離減衰が平面道路よりも大きいことなどが指摘されている。

２．２　鉄軌道振動に関する研究

（１）　鉄軌道振動の発生源特性並びに伝播特性に関する研究

列車走行によって発生する地盤振動は，車両の種類，軌道構造，走行速度などの諸条件によって異なる。また，沿線へ伝播して行く過程では，線路構造物，基礎，地盤，建物などの諸要素の影響を受ける。これらの鉄軌道振動の発生源特性並びに伝播特性に関する研究には膨大なものがある。従って，ここでは著者の研究目的に該当すると思われる代表的な研究事例について紹介する。

吉岡[31]の研究によれば，列車走行によって発生する振動スペクトルの概形は，現象論的モデルにより列車の軸配置と明確な関係を示すことが証明されている。これによると，任意の測定点Ｐの１列車によるパワースペクトルは，以下のように示される。

$$X_p(\omega)=U_p(\omega)\{\cos(\frac{a\omega}{2V})\cos(\frac{b\omega}{2V})\cdot\ \sin(\frac{NA\omega}{2V})/\sin(\frac{A\omega}{2V})\}^2 \qquad (2.6)$$

ただし，ω＝角周波数，Ｖ＝列車速度，ａ＝１軸・２軸間の距離，ｂ＝台車間の距離，Ａ＝車両長，Ｎ＝編成両数である。

さらに，吉岡等[32]は，新幹線車両の軸重・軸配置が地盤振動に与える影響について研究している。この研究では，車両から地盤に至る全体系を考慮した振動モデルが考案されており，ばね上及びばね下間の質量の低減が振動軽減に効果的であると強調されている。松浦[33]は，列車走行による高架橋からの振動発生メカニズムを，高架橋の力学モデルを用いて解析している。この研究によると，桁支間長の増加により支点反力が減少し，地盤振動が減少するとされている。この桁支間長の増加は，発生振動数の低下に繋がるので，振動レベルの減少に効果的になるものと解釈される。

一般に，振動レベルの距離による減衰状況は，倍距離で３～６ｄＢ程度とみなされている。新幹線列車走行時の盛土振動の実測事例[34]によると，盛土表面の振動伝播には表面波を主体とした低次の振動数成分が卓越し，盛土内部の振動伝播では実体波を主体とした振動数成分が卓越すると指摘されている。さらに，地盤の性質による振動性状への影響を調べた小林の研究[35]によると，軟弱地盤では長周期の振動成分が卓越するのに対して，硬い地盤では短周期の振動成分が卓越しやすい傾向にあることが知られている。また，構造物中心から５ｍ地点の振動レベル値ＶＬ(5)と，倍距離当たりのレベル減衰量ΔＶＬの関係を整理した報告[36]によると，図２．９に示すように，両者の関係は，ほぼ直線で近似できるとしている。このことは，地盤が軟弱な場合には，構造物の支持ばねが弱いためにＶＬ(5)が大きくなり，地盤の粘性減衰が大きくなるためにΔＶＬが大きくなると考えられている。

次に，列車の走行速度と振動値との関係を調べている研究として，京都府下を走行する鉄軌道を対象とした実測結果[37]によると，距離１２．５ｍでの列車速度と振動レベルのピ

ーク値との相関関係は，列車速度が１０ｋｍ／ｈ増加すれば，約１～３ｄＢ振動レベルが増加すると報告されている。また，東北新幹線での高速走行時の地盤振動の調査結果[38]によれば，列車速度が１９０ｋｍ／ｈから２４０ｋｍ／ｈに増加した時の振動レベルの増加量は，ラーメン高架橋で－１～＋５ｄＢ，桁式高架橋で＋３～＋７ｄＢであったとされている。

車種による振動程度の違いは，車両重量の大きい貨物列車による振動が，旅客列車によるものよりもわずかに大きい。一方，旅客列車の中では特急が最も大きく，普通・快速電車による振動はほぼ同程度である。これらの車種によるレベル差は，主要には速度効果によるものと思われる。

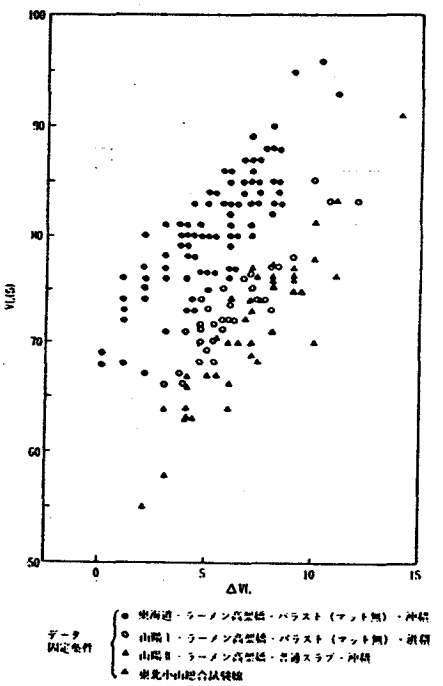


図２．９　ＶＬ（５）－ΔＶＬ図例

（２）　鉄軌道振動の予測に関する研究

鉄軌道による地盤振動の予測問題を理論的に取り扱うためには，振動の発生機構と伝播機構をいかにして適切にモデル化するかが重要である。この方面からの解析的な予測手法も幾つか提案されきている。一方，上述したように影響要因が複雑であることから，使用上の利便性を加味した回帰手法による予測式も数多く提案されきている。これらの予測手法について以下に紹介する。

解析的な予測手法としては，次のようなものがある。新幹線の高架橋区間を対象として，線形モデルに対する表面波の伝達関数を用いた方法及び落重実験などによって地盤の伝達関数を実測して地盤振動の波形予測を行う方法が，吉岡[39~40]によって提案されている。この手法により在来線の高架橋から発生する地盤振動の振動波形と振動レベルを推定した結果，実測値と良い一致を見たとしている。小林等[41]は，列車走行による地盤及び建屋の振動予測に関して，２次元ＦＥＭモデルによる手法を提案している。精密機器の設置床の振動予測結果より，予測値は実測値の０．８～１．４倍の精度で良く一致したと報告している。これらの吉岡や小林の予測手法では，地盤振動の振動値のみでなく，波形がシミュレートされる点に特徴がある。Verhas[42]は，列車走行によって発生された地盤振動の伝播予

測を，線振源モデル，点振源モデル及び両者の合成モデルとして考察している。その結果は次のようである。(1)線形の加速度レベルを考えると，実体波伝播による線振源モデルが妥当である，(2)スペクトルの加速度レベルを考えると，幾何減衰と内部減衰の両者を含める必要があり，実体波伝播による線振源モデル，レイリー波伝播による点振源モデルのいずれかが土質条件によって適用される，(3)合成モデルでは，エネルギー割合が波動タイプによって伝達され，土質特性により種々の幾何減衰を示す。Fujikake[43]は，列車走行による振動発生プロセスとして，レールジョイントを通過する車輪による衝突がレールに自由減衰振動を発生すると仮定して，解析的に予測式を導いている。この結果より，パワースペクトルの形状は実測のものに良く適合しており，振動レベルの測定値と予測値との差は＋４ｄＢ以内であったとしている。以上に述べたように，移動振動源による建物の振動レベルを正確に予測するためには，振動のレベルとスペクトルに関して，どれだけの振動エネルギーが地盤中を伝達してくるかを予測できなければならないので，この観点からはFujikakeの方法は極めて満足なものである。しかしながら，地盤に伝達される振動予測のためには，未だに多くの不確定性がある。それらは以下の様なものである。
(1)土の挙動を完全に理解できていないこと，(2)土の特性の的確な評価値を決定することが困難なこと，(3)振動源を正確にモデリングすることが難しく，"near-field"もしくは"far-field"での挙動しか表現し得ないこと。

Melke[44]は，地下鉄によって構造物に発生する振動の予測手法に関し，解析的手法，室内実験及び現地測定結果に基づいて，振動源－伝播経路－受振部なる各系に一連の伝達損失を用いている。その結果，弾性軌道の要素に対して，インピーダンスの類似なモデルを利用することの有効性を示している。吉原等[45]は，地下鉄振動による建物への影響予測に関して，２次元ＦＥＭによるシミュレーション解析を行い，この結果と実測結果とを比較してこの手法の有効性を示している。さらに，より簡便な手法を開発するために，ＳＨ波を対象とした波動重畳法の適用性について考察している。

回帰手法による予測についての研究には，以下の様なものが挙げられる。奥村等[46]は，新幹線鉄道を対象として，騒音・振動レベルと諸要因との関連を数量化理論Ｉ類を用いて分析し，各要因の寄与度を明らかにして騒音・振動の予測を試みている。この結果として，偏相関係数は列車速度，距離，線路構造の３要因が比較的大きいこと，振動のピークレベルに対する重相関係数は０．６７～０．６８であり，また実測値と予測値との相関係数は０．５３，予測誤差（予測値－実測値）の平均は２．２ｄＢで，騒音の場合に比べ予測精度は低く，実測値との適合は余り良くないとしている。また，在来線についても同様の解析を行った結果，実測値と予測値との相関係数は０．７０で，新幹線鉄道振動に対する予測の場合に比較して大きい値になったとしている。大阪府企業局[47]は，埋立地内の空港連

絡鉄道を対象として鉄軌道振動の予測を行っている。この結果によれば，予測式は次のようなものであり，式中のパワーレベル，内部減衰係数及び速度補正係数は，実測結果を基にA1=67.1，A2=-0.18，A3=17.6としている。

$$VL=A1+A2+A3\log(V/70)-10\log D \qquad (2.7)$$

ここに，VL:列車通過時の振動レベルのピーク値(dB)，V:列車速度(km/h)，D:軌道中心からの距離(m)，A1:振動のパワーレベル(dB)，A2:内部減衰係数，A3:速度補正係数である。

豊田[48]は，線路構造，線路本数，列車区分，列車速度，距離の５要因を取挙げ，振動レベルとの関係を多重回帰分析によって求めている。すなわち，

$$Lv=62.8-11.7\log d+0.15v+\Sigma Cj \qquad (2.8)$$

ここに，Lv:振動レベル(dB)，d:距離(m)，v:列車速度(km/h)，Cj:列車区分である。

奥村や豊田による回帰予測手法では，影響要因として地盤特性や発生する波動特性に関するファクターが加味されていない。予測精度と予測式の汎用性を高めるためには，これらの検討が必要と考えられる。

新幹線鉄道振動（高架区間）の予測式[49]には，以下のものがある。

$$VL=VL(5)-\Delta VL\cdot\log(r/5)\log 2 \qquad (2.9)$$

$$\Delta VL=1/r\cdot\exp(-h/Cr)\cdot\omega r,\ VL(5)=2.3VL+k,\ k=88-2.5v,\ 8<Cv<14 \qquad (2.10)$$

ここに，VL:振動レベル(dB)，VL(5):高架中心から5m地点の振動レベル(dB)，ΔVL:倍距離当たりの減衰量(dB)，Cv:単位長さ当たりのコンクリート量，r:距離(m)，h:減衰定数，ω:円振動数，Cr:レイリー波の伝播速度(m/sec)である。

コンクリート製の高架鉄道において構造物上と地盤上での振動測定を行い，これらの結果を他の構造形式と供用列車が類似である高架鉄道に用いる実務的な予測手法[50]も提案されている。この予測手法では，経験的データが予測対象の鉄道での諸条件に適合するように修正されて利用されているが，予測精度が良くない点に問題がある。

（３）　鉄軌道振動の軽減対策に関する研究

列車走行時に発生する地盤振動の軽減対策として，これまでに検討されてきた方法には次のような多くのものがある。(1)溶接レール，(2)軌道に弾性バネを持たせること，(3)弾性車輪，(4)車輪の平滑化，(5)レールの研磨，(6)弾性直結のレール締結装置，(7)フローティングスラブ，(8)トンネル構造物の重量化，(9)トンネルの土被りの増加，(10)バラスト・枕木軌道に対するバラストマット，(11)空溝や地中壁の利用，(12)列車速度の減少。

最初に，新幹線鉄道を対象として試みられた振動軽減対策法に関する研究には，以下の事例が挙げられる。上田等[51]は，新幹線沿線の建物に対する環境保全の立場から，列車振動を軽減するためのモデルハウス等を利用した現場実験及び解析結果より，最適な防振工法の開発に関する研究を行っている。これらの研究結果より，床組の剛性増加，部材仕口部の緊結化，床下コンクリート打ちを組合せた工法が，最も良好な振動軽減効果を示したとしている。この場合には，質量及び剛性の増加が効果的に作用したものと考えられる。江島[52]は，新幹線鉄道の桁式高架橋における地盤振動の軽減対策を目的とした研究を行っている。すなわち，地盤振動の統計解析，桁式高架橋の振動試験，実車走行試験，振動遮断工に関する試験等から，(1)スパン長が大きな要因であること，(2)振動試験結果は構造物－基礎－地盤の連成系モデルで良く説明できること，(3)振動遮断工として空溝や地中壁が有効であることなどの結論を得ている。

次に，地下鉄を対象とした振動軽減対策法に関する研究について略述する。Balendra等[53]は，地下鉄－土－建物系に及ぼす定常状態の振動影響についてＦＥＭモデルを用いて解析し，(1)地下鉄付近の列車通過による構造物中の振動レベルが，より簡単化された経験的手法によって評価されること，(2)フローティングスラブ軌道が１７Ｈｚ以上の振動数領域で有効な振動遮断系として寄与すること等を明らかにしている。

トンネルを対象とした振動軽減対策法に関する研究には，次の例がある。帝都高速度交通営団[54]では，軌道によるトンネル振動の防止対策として，バラスト道床防振マットとコンクリート道床防振枕木を実軌道に敷設して行った現地振動実験から，直結軌道に比較して防振枕木軌道は，４０～７０ｋｍ／ｈで１０ｄＢ以上，バラストマット軌道では４０～５５ｋｍ／ｈで２６ｄＢと，極めて大きい防振効果が確認されたとしている。山本等[55]は，在来線トンネル上の地盤振動防止対策を開発するに当たって，トンネル内の同一地点に各種の防振軌道を敷設して，人工振動源によりそれらの防振効果を検討している。その結果，フローティングスラブ上にバラスト軌道を敷設する構造が，防振効果上，有効であることを明らかにしている。

上述したように，軌道構造のバネを軟らかくして構造物への加振力を減少させる振動軽減対策法には，軌道パッド，防振レール，防振枕木，バラストマット，スラブマット，低弾性締結装置等がある。本節では，著者の研究領域に関係の深いバラストマットに関する既往の研究を主体にして述べる。バラストマットは，バラスト下部に敷設する弾力性のある層状の材料であり，ゴム系のものが多く使用されている。バラストマットによる振動遮断効果に関する研究には，ミュンヘンの高架鉄道，ウィーンの地下鉄，パリの地下鉄についての報告例[56]が挙げられる。これらの測定結果から，バラストマットによる振動低減量は，マット無のバラスト軌道に比較して，６３～２５０Ｈｚにおいて５～２０ｄＢとなる

ことが示されている。一方，わが国でのバラストマットによる振動遮断効果に関する研究としては，地下鉄を対象とした風巻による研究[57]，新幹線鉄道の高架構造物を対象とした森井による研究[58]が挙げられる。前者では，列車速度約６５ｋｍ／ｈ，６３～５００Ｈｚの振動数領域で，バラストマットを敷設した軌道の床面での振動レベルは，直結道床の軌道に比較して２０ｄＢ，通常のバラスト軌道に比較して１０～２０ｄＢ低減されている。一方，後者による振動低減量は，１５０Ｈｚ以上の振動数領域では１０～２０ｄＢであるが，３１．５～１２５Ｈｚの振動数領域での効果は０～３ｄＢと小さかったと述べられている。

グルノーブル市では，路面電車の通過時に発生する振動公害を低減するために，ＥＰＳブロックを使用した防振対策工[59]を実施している。図２．１０に示すように，バラストマットと同様な使用目的で，厚さ２５ｃｍのＥＰＳブロックの上にコンクリートを乗せたフローティングシステムを振動制御法として採用しており，１０～５００Ｈｚの振動数領域において平均で２０ｄＢ以上の振動低減量が得られたとしている。

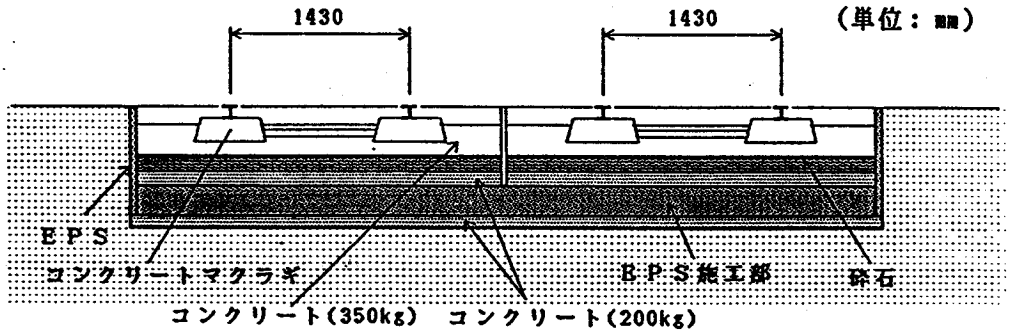


図２．１０　ＥＰＳの施工断面図（グルノーブル）

バラストマットによる振動低減量の理論的評価に関する研究は，Müller等[60～62]によって勢力的に展開されてきている。Müller等は，軌道の振動系を２自由度系にモデル化し，軌道下にバラストマットを敷設した場合の振動低減量をインサーションロス理論によって求めている。図２．１１は，この理論による計算値とトンネル区間での実測値の関係を示したものであり，両者の一致度の良いことが確かめられる。ただし，これらの研究では，主としてトンネルインバートにおける実測結果を用いて理論値と照合しており，地表面での発生振動については検討されていない。

２．３　振動伝播の遮断に関する研究

交通機関等によって地盤内に発生し沿道に伝達された波動は，地盤を振動させて付近の建物に障害を与えたり，振動に敏感な装置の操作にも影響を及ぼす。付近の建物に影響を

及ぼす振動エネルギーの大部分は，地盤の表面に近い領域を伝播するレイリー型表面波によって伝達される。振動が入射する建物前の地盤に適当な波動バリヤーを設置し，レイリー型表面波の振動エネルギーを遮断する対策法は，受動的遮断法(passive isolation)として知られている。これらのための波動バリヤーとしては，空溝，地中壁，シートパイル及び地中柱列等があり，地中壁の材料としては，地盤に比較して波動インピーダンスの大きい剛な材料（コンクリート等）と波動インピーダンスの小さい軟らかい材料（発泡スチロール，発泡ウレタン等）が考えられている。この方面の研究事例には，過去から相当数の実験的研究がある。また，数値解析手法の進歩とともに，最近の１０年間にはこの手法よって数多くの研究が行なわれてきている。

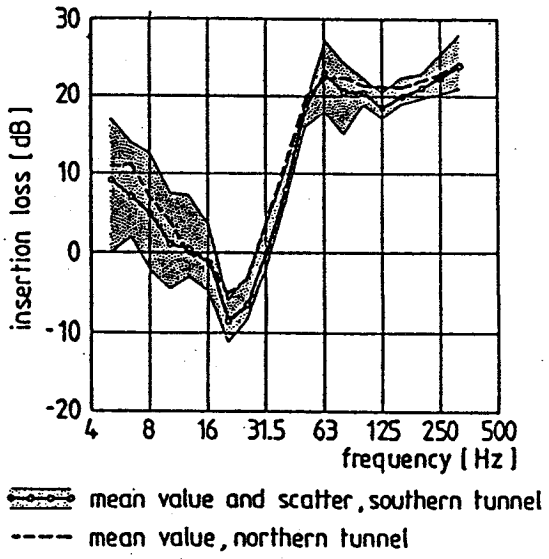


図２．１１ バラストマットによるインサーションロス

（１） 空溝による振動伝播の遮断に関する研究

超音波を用いた２次元模型による実験的研究には，鈴木・石垣[63]の研究，吉井[64]の研究及び藤井[65~66]の研究がある。鈴木・石垣の研究及び吉井の研究では，主として空溝の深さと振動遮断効果との関係が考察されている。一方，藤井の研究では，レイリー波に対する空溝の振動遮断のメカニズムについての幾つかの提案がなされている。すなわち，空溝透過後の波動は，空溝より深い部分の入射エネルギーが寄与すると考察されている。このような研究に超音波を用いる利点は，波長が極端に短いので，幅が小さく深さがごく浅い空溝でも振動低減効果を表現しやすいことにある。しかしながら，これらの研究成果が，実際の交通機関により発生する振動現象にそのまま適合するかどうかは不確定である。

模型地盤を用いた室内実験による研究としては，特に軟弱地盤及び層状の地盤を想定して，新幹線振動対策を目標とした瀧淵等[67]及び江島等[68]の研究が挙げられる。空溝による振動遮断率(γ)は，空溝の深(H)さと波長(λ)との比R=H/λと相関が高く，次式で表されている。この式による近似曲線は，前述の吉井の理論にほぼ合致している。

$$\gamma = \exp(-2.35R) \qquad (2.11)$$

二井[69]は，衝撃振動を対象として，特に振動源と空溝との距離が２．５波長以内の近傍領域において，空溝位置の変化が振動遮断効果に及ぼす影響について検討している。この結果より，振動源から放射される波動応力の指向性の弱い方向に，かつできるだけ振動源から遠くに溝の底部を設けることが効果的と結論づけている。この他の実験的研究としては，北角等[70]の研究及びHaupt[71]の研究がある。

実規模野外実験による空溝の振動遮断効果に関する研究は，Barkan[72]，Dolling[73]，及びWoods等[74]によって展開されてきた。BarkanとDollingは，特定の条件下での空溝の設計法に関して幾つかの指針を示している。Woodsは，振動遮断法を振動源に近い場所での遮断法（能動的遮断法-active isolation）と振動源に遠い場所での遮断法（受動的遮断法-passive isolation）に区別して考察している。能動的遮断法では，空溝からレイリー波の波長の１０倍離れた場所での振動振幅が７５％（１２ｄＢ）低減されたものを有効性のあるものとしている。このためには，空溝の深さがレイリー波の０．６倍以上であることを必要条件としている。一方，受動的遮断に関しては，同様の振動遮断効果を得るためには，振動源からレイリー波の波長の２～７倍の位置にある空溝について，空溝の深さがレイリー波の波長の１．３倍以上必要であることなどを指摘している。ただし，このWoodsの研究で対象としている振動数は２００～３５０Ｈｚであり，波長が短いので振動遮断効果が強調されやすい。すなわち，振動数が高いほど波長が短かくなり，振動遮断効果がより顕著に生ずるからである。実際の公害振動で対象とされている振動数は５～８０Ｈｚのものが多く，Woodsの研究で対象としている振動数が非常に大きい点に留意する必要がある。吉岡・石崎[75]の研究では，(1)空溝の深さが２．５ｍでは大きな効果が見られないこと，(2)空溝の深さが５．０ｍの場合には顕著な効果が得られたこと，(3)空溝が地下水で満たされてもその効果の低下は生じなかったとしている。佐々木等[76]は，現地実験の結果を整理して，空溝背後の２０ｍ以内での振動軽減比(Y)を空溝の深さ(H)と波長(λ)との関数として次式のように表している。

$$Y=1/\{1+2.42(H/\lambda)\} \qquad (2.12)$$

この他に，現地実験による空溝の振動遮断効果に関する研究には，小野等[77]及び北角等[78]による研究がある。

次に，数値解析手法による既往の研究例について述べる。最近の２０年間に，多くの研究者がこのタイプの振動遮断問題を研究するために，種々の数値解析手法を用いてきている。内藤等[79]は，ＦＥＭによって地中防振壁の効果を解析し，解析結果を現地振動実験による結果と比較している。これより，この解析手法では複雑な境界条件や土質状態に特別の考慮を必要とせず，当解析手法の妥当性を示している。Segol等[80]は，層状地盤内にあ

る空溝と充填溝による振動遮断効果を研究するために，ＦＥＭと２次元のスラブタイプのモデルを用いている。空溝に対する彼の判断は，Woodsによる結果の幾つかと定性的一致を見たとしている。Fuyuki and Matsumoto[81]は，隅角部の取り扱いを改良した差分スキームと吸収境界条件を用いて，矩形状の空溝によるレイリー波の散乱について研究している。WoodsとSegolが，空溝の幅は特に重要なパラメータでないと結論していることに対して，彼等は，深さの特に浅い空溝では，空溝の幅の効果が著しいことを示している。大保等[82~84]は，地盤をばね・質量の結合したメッシュ状の数学モデルで置換し，衝撃振動の伝播現象を電子計算機でシミュレートすることによって，空溝の深さの影響や近傍領域と遠方領域に空溝を配置した場合の現象面での違いを調べている。しかし，この研究では，地盤のポアソン比が０．２５の場合への適用に限定されている。このポアソン比は岩の場合に相当するものであり，実際の地盤条件に対応していない点に問題がある。Bescos等[85]とEmad and Manolis[86]は，空溝を含む幾つかの振動遮断問題の研究のために，振動数領域においてＢＥＭを用いた最初の研究グループである。この後に，Bescos等は，半空間内にある空溝とコンクリート壁に対する２・３の振動遮断問題を研究するために，振動数領域（調和的な波動源に対して）及びラプラス領域（過渡的な波動源に対して）に対してＢＥＭを適用している。その結果は，３次元のグラフィツクで表示されていることが特徴である。空溝による層状地盤内での振動遮断問題は，Bescos等及びLeung等[87]によって研究されて来ている。Leung等はＢＥＭのアルゴリズムを用いており，通常の無限平面での基礎解の代りに近似的な薄層グリーン関数を適用している。Asmad and AL-Hussaini等[88]は，Asmad and Banerjeeによって作製されたＢＥＭのアルゴリズムを改良した高次要素を用いる２次元ＢＥＭのアルゴリズムを用いて，半空間内での受動的遮断問題について研究している。この研究で対象としている波動の伝播速度はかなり速く，空溝の深さも１波長以上と深いので，実地盤での条件に適合していないと考えられる。また，この研究では，軟らかい地中壁材料については解析されていない。

（２）　地中壁による振動伝播の遮断に関する研究

模型地盤を用いた室内実験による研究としては，上述の空溝を対象とした研究と同様に，瀧淵等[89]及び江島等[90]による研究が挙げられる。これらによれば，有限長の地中壁による振幅減衰率（γ'）は，次式で表されている。

$$\gamma'=\gamma+(1-\gamma)\cdot\beta=e^{-2.35R}+(1-e^{-2.35R})\cdot e^{-cW^{b}/\lambda^{a}} \qquad (2.13)$$

ここに，$R=H/\lambda$，H：地中壁の深さ，λ：波長，W：地中壁の厚さ，a,b,c：定数，ρ_2V_2/ρ_1V_1：地中壁とインピーダンス比，h：減衰定数である。また，実験により次式のように定数が与えられてい

る。

$$a=2.1\cdot\theta^{-0.16},\quad b=0.75\cdot\theta^{-0.21},\quad \theta=h\frac{\rho_2 V_2}{\rho_1 V_1},\quad c=32 \qquad (2.14)$$

Haupt[91~92]は，剛な地中壁による地盤振動の受動的遮断に関する実験を行なって，地中壁による振動軽減効果にはレイリー波の波長で正規化した断面積が大きな要因となることを明示している。この見解は硬い壁材料には適合するが，軟らかい壁材料には適用が困難である。しかし，この理由については考察されていない。

実規模あるいは小規模野外実験による空溝の振動遮断効果に関する研究には，以下の様な多くの事例がある。吉岡・石崎[93]は，東海道新幹線大草高架橋区間に深さ５ｍのウレタン壁及び深さ９ｍのコンクリート壁を設置し，それらの振動低減効果を調査している。この結果より，ウレタン壁は空溝とほぼ同程度の振動低減効果を示し，コンクリート壁も顕著な振動低減効果を示したとしている。さらに彼等は，模型実験及び他地域での現地振動実験結果を整理して，地中壁による振動低減効果を定量的に評価するための算定手法[94]を提案している。建設省[95~96]では，道路交通振動の軽減対策に関して，ウレタンフォーム地中壁及び発泡スチロール地中壁を現場施工して幾つかの実験を行っている。これらより，構内実験では平均で２～９ｄＢの振動低減効果があり，国道５０号線桐生バイパスにおける現地実験では，２～１２ｄＢの振動低減効果が得られたとしている。同様に，地中壁によって道路交通振動を低減するための現地実験が，東京都[97]によって実施されている。この実験では，地中壁として発泡ウレタン壁と，コンクリート壁及び両者を組合せた合成壁による効果について検討されており，合成壁の効果が単体壁の場合よりも大きいとしている。佐々木等[98]は，ブルドーザー走行による地盤振動について，特に地中壁の材質と振動軽減効果の関係について検討している。これより，密度の小さい発泡スチロールの効果が比較的大きいこと，ＧＲＣフォームやコンクリート中空板のように密度の大きいものの効果はほとんど期待できないと述べている。Cock and Kegrand[99]は，ジオテキスタイルで保護した型枠中にガスクッションを挿入する新しいタイプの地中壁を開発している。この地中壁は，６～１２ｍまでの地中深くまでの施工が簡単に行えることに特徴がある。現地実験より，広範囲の振動数領域において６０～９０％と極めて大きい振動軽減効果が確認されている。この工法は，実際にフランスのＴＧＶでの環境対策として利用されている。この他にも，地中壁による振動軽減効果に関しては，発泡ウレタンによる可聴域の周波数における振動防止効果に関する真藤・吉田の実験[100]，コンクリート地中壁による振動防止効果に関する大林組[101]や奥村組[102~103]による実験がある。一方，地中壁に類似の材料として，鋼矢板を用いる振動遮断工の防振効果が，実規模野外実験[104]及び小規模野外実験[105]によって検討されている。鋼矢板振動遮断工の防振効果は，(1)深さが大きく周波数

が高いほど大きいこと，(2)鋼矢板を締結・緊張すると効果が増加すること，(3)防振効果量は１～１２ｄＢ程度であると報告されている。

地中壁による振動軽減効果を理論的に扱う場合には，解を収束させることがかなり困難である。従って，理論的研究としては，非常に簡単な幾何形状と境界条件を用いたものに限定されている。このような観点から，多くの研究では数値解析手法が有効的に取入れられている。Haupt[106～107]は，計算効率を上げるために境界条件に影響マトリックスの概念を用いている。この研究では，受動的遮断のための異なった形状の固体障害物（溝状の）に関する研究に，ＦＥＭ手法を応用している。彼はまた，この手法を能動的遮断のために適用している。軟らかい障害物及び硬い障害物の近辺に生ずる複雑な波動現象に関する彼の指摘は，上述したように，(1)一般に，硬い障害物による地盤振動の減少は，表面波の波長で正規化された断面積に比例すること，(2)軟らかい障害物による地盤振動の減少は，その形状に依存すること，(3)特別な形状のものを除いて，十分な振動軽減効果は達成されなかったと結論づけている。建設省[108～109]では，Lysmer等によって開発されたＦＥＭプログラムを道路交通振動の解析が可能なように改良し，地中防振壁，舗装構造，盛土構造及び堀割構造を対象として，それらの諸条件を変えて数値解析を行っている。解析結果より，地中防振壁に関しては，(1)発泡スチロール壁の幅及び深さの増加に伴い，振動レベルの軽減効果が増加すること，(2)発泡スチロール材の剛性の影響は小さいことなどの知見が得られている。榊等[110]は，ＦＥＭ手法によって地盤振動低減メカニズムを解析するため，このシミュレーション手法の精度，２次元平面ひずみモデルの適用性，解析領域への解の影響及び防振壁のシミュレーションを行っている。防振壁の例として，鋼製壁と空溝について解析し，空溝では防振効果が認められるが，鋼製壁では顕著な防振効果は認められなかったとしている。Al-Hussaini and Asmad[111～112]は，高次の要素を用いる厳密な２次元ＢＥＭのアルゴリズムを用いて解析している。すなわち，地盤を等質または層状の等方性の粘弾性半空間としてモデル化し，調和的な鉛直振動源の受動的遮断のための波動バリヤーとして，矩形の空溝または充填溝の実用化の研究を行っている。これらの解析結果より，(1)空溝に対しては，レイリー波の波長で正規化した深さが，振動軽減効果に大きな影響を及ぼす要因となること，(2)地中壁に関しては，深さと幅の両方及び壁材料のせん断剛性率と密度が，重要なパラメーターとなること，(3)特に，２層地盤の場合には，上下層の剛性の相違によって振動軽減効果に変化が生ずることなどを明確にしている。彼等はまた，同様の解析手法を用いて地中壁による水平方向の地盤振動遮断効果について考察しており，この場合の地中壁の設計法に関する指針を与えている。

最後に，理論的研究について述べる。斎藤等[113]は，交通機関によって発生する地盤振動のうち，特に防振壁でレイリー波を遮断するための理論的考察を行っている。この検討

結果より，防振壁の設計指針として，(1)防振壁の厚さＨとレイリー波の波長Ｌｒの比：Ｈ／Ｌｒが０．０３＜Ｈ／Ｌｒ＜０．０８であること，(2)原地盤と防振壁の密度比がρ'／ρ０．５であること，(3)ヤング率比がＥ'／Ｅ＜０．１であることなどの条件を満足する事が望ましいとしている。小林[114]は，地中壁による波動遮断のメカニズムを解明するために，実体波を対象とした理論解を誘導して数値計算を行っている。この結果より，地中壁による振動遮断効果は，振動源と地中壁とが構成する位置角に関係するとして，振動遮断効果を大きくするためには壁の密度及び厚さを大きくすれば良いとしている。吉岡・芦谷[115]は，半円筒状の媒体を地中壁とみなし，Trifunacの解を用いて半円筒状地中壁による防振効果を検討している。この結果より，地中壁背面での効果は，ある距離及び特定の入射波長の時に極大になることを明らかにしている。

以上のように，空溝や地中壁を中心に，振動遮断工に関する模型実験や現地実験及び数値解析が行われて来ている。しかし，本節で詳述したように，この研究の影響パラメーターとしては，加振源の特性（衝撃性・定常性），波動の性質（実体波・表面波），振動数，遮断領域（far-field・near-field），遮蔽物の材質（波動の伝播速度・密度・減衰性），遮蔽物の位置，地盤のポアソン比等の極めて多くのものが挙げられる。従って，振動低減のメカニズムは十分に解明されているとは言えない。そのために，振動軽減効果の一義的な評価は，極めて困難な現状にある。

（３）　地中柱列による振動伝播の遮断に関する研究

前述したように，振動伝播を遮断するためには，空溝の状態が最適である。しかし，空溝では相当の深さまで全く空にして長期間維持することは，土圧や地下水の関係で極めて困難である。従って，空溝に何らかの材料を充填して地中壁とする方法が考えられてきた。この方法については既に２．３（２）で述べたように，地中壁の材質としては地盤よりも固有インピーダンスの小さい合成樹脂発泡材のようなものがより有効であるが，土圧に対しての強度不足を補う必要がある。このために，軟質材の地中壁をコンクーリート等との複合壁にする方法や，地盤中に地中柱列を設けることが考えられている。地中壁に比較して，地中柱列は埋設深さを大きくすることが簡単であり，かつ狭い場所での施工も可能であることに利便性がある。

地中柱列の防振効果に関して，地盤模型を用いた室内実験による研究には，Woods[116～118]によるものがある。これらの研究では，新しい測定技術としてレーザー写真干渉法が用いられていることが特徴である。実験結果をまとめると，(1)孔径Ｄと孔間隔Ｓとの関係を，Ｄ／λｒ＞１／６及び（Ｓ－Ｄ）／λｒ＜１／４に取れば，柱列は有効な役割を示すこと，(2)二重柱列では孔間隔を大きく取ることによって，単一柱列よりもさらに効果的となる

ことなどが示されている。Haupt[119]によれば，柱列による振幅減少係数はレイリー波の波長で正規化した断面積の関数と相関があり，この関係は次式で与えられている。

$$\beta = D \cdot T / (D + E)\ \lambda z \qquad (2.15)$$

ここに，β：振幅減少係数，D：孔径，T：孔の深さ，E：孔の間隔，λz：レイリー波の波長である。

Liao and Sangrey[120]は，柱列による波動の散乱効果を検証するために，音響波動の圧力振幅を水槽内の実験によって求めている。この結果より，(1)柱列の有効性には柱の材料と周囲の材料との音響インピーダンス比が主要なパラメータとなること，(2)二重柱列は単一柱列よりも効果的であること，(3) 孔間隔Ｓｎ＝０．４λが有効性の上限であることなどを指摘している。飛松・浅野[121]は，柱列の種類と振動遮断効果との関係に着目した模型実験を行なっている。この実験により，Hauptが示したと同様に，柱列による振動遮断効果は，孔径，孔間隔及び孔の深さの影響を受けることが示されたが，柱列による振動遮断効果の定量的把握までは困難であったとしている。東京都[122]では，千鳥型に配列した２列状の柱列による現場実験を行なっている。しかし，この場合の深さ３～５ｍの柱列では，明らかな振動遮断効果が見られなかったと述べている。

柱列の振動遮断効果に関する理論解析には，妹沢[123]の研究，Ma等[124]による研究及びAviles and Sanchez-Sesma[125]による研究がある。妹沢は，地中に無限に長い中空円筒が存在する場合について，縦波を対象とした理論解析を行なっている。この解析より，円筒背面において振幅が入射波の１／２になるためには，円筒の半径を波長の７０％にする必要があることを示している。Ma等は，周期的配列の柱列を持つ有限弾性媒質中における調和波動の伝播に関して，Galerkinの手法に基づくＦＥＭ解析を行なっている。Aviles等[126]の研究は，弾性波の遮断材としての剛性柱列の有効性を，弾性波動の複合散乱問題として考え，ヘンケル関数の拡張項と柱の境界条件をGrafの付加理論によって取り扱っている。すなわち，無限長の柱列に平面ＳＶ波が入射するモデル，有限長の柱列の表面にレイリー波が入射する３次元モデルについて解析している。

参考文献

1)土木学会編：土木技術者のための振動便覧，Ⅱ．振動公害，7.振動公害の現状と対策，7.4.,道路交通振動，1986.,pp.501～5151)

2)成田信之・桂木正隆：道路交通振動，土木学会誌，Vol.63,No.2,1978.,pp.43～52

3)上掲，1)

4)Leonard D.R.and A.C.Whiffin:A Survey of Traffic-induced Vibrations,Road Research Laboratory Report,LR418,1971.

5)早川　清・畠山直隆：自動車による騒音・振動の特性と環境問題（振動の部），土木学会関西支部，騒音・振動に関する環境問題講習会テキスト，1976.,pp.43～52

6)上掲，2)

7)五反田哲郎・藤本茂夫：自動車走行時における地面振動の測定，音響学会講演論文集，1973.,pp.447～448

8)Tokita Y.and A.Oda:On the Caracteristic of Ground Vibration Generated by the Traffics,Inter-Noise 75,511,1975.

9)北村　豊：自動車走行による地盤振動特性に関する研究，日本道路公団試験所報告，1975.,pp.305～314

10)上掲，5)

11)森尾　敏・吉川　実：交通振動の伝播特性，土と基礎，Vol.35,No.6,1987.,pp.457～462

12)横山功一・井上純三・伊関秀彦：高架道路の交通振動特性と振動軽減対策に関する実測調査，土木技術資料，30-4,1988.,pp.41 ～ 46

13)達下文一：環状７号線とその舗装，舗装，1974，pp.11～20

14)Gutowski T.G.and C.L.Dym:Propagation of Ground Vibration,A Review,Jounal of Sound and Vibration,49(2),1976.,pp.179～193

15)上掲，5)

16)Taniguchi E.and K.Sawada:Attenuation with Distance of Traffic-induced Vibrations,Soils and Foundations,Vol.19,No.2,1979.,pp.15～28

17)花里利一・鵜飼恵三：走行荷重により生じる地盤振動のＦＥＭ解析，土質工学会論文報告集，Vol.23,No.1,1983.,pp.144～150

18)斎藤二郎・吉岡尚也・木村　薫：交通機関の振動によって生まれる半無限弾性体内の変位について，大林組技術研究所報，No.15,1977.,pp.58～62

19)北村泰寿：各種道路構造形式と沿道の地盤振動，土木学会関西支部，騒音・振動に関する環境問題委員会，資料No.13-1,1976.

20)上掲，9)
21)交通工学研究会編：道路の環境，技術書院，1988.,pp.156～163
22)北村泰寿：道路交通による沿道の地盤振動のシミュレーション，土木学会論文報告集，No.260,1977.,pp.101～108
23) 阪神高速道路公団：高架単独道路から発生する交通振動の予測式，1986.
24)成田信之・桂木正隆：道路交通振動予測式，土木技術資料，Vol.20,No.6,1978.,pp.46～51
25)達下文一：アスファルト舗装の構造による自動車交通振動低減のための実験，土と基礎，Vol.27,No.8,1979.,pp.17～24
26)岩崎敏男・若林進・後藤勝志：道路交通振動の予測と対策，土木技術資料，Vol.19,No.2,1977.,pp.3～8
27)間山正一・山内文雄：副産物フェライトの土木工学への応用，土木学会誌，Vol.72,No.5,1987.,pp.35～40
28)松浦康夫・森尾　敏・北角　哲：高架橋から伝播するレイリー波の特徴，土と基礎，Vol.38,No.4,1990.,pp.49～55
29)Taniguchi E.and S.Okada:Reduction of Ground Vibrations by Improving Soft Ground,Soils and Foundations,Vol.21,No.2,1981.,pp.99～113
30)上掲，21)
31)吉岡　修：新幹線列車走行による沿線の地盤振動，鉄道技術，43-7,1986.,pp.265～269
32)吉岡　修・芦谷公稔：軸重・軸配置が地盤振動に与える影響，鉄道総研報告，Vol.3,No.8,1989.,pp.33～40
33)松浦章夫：桁式高架橋の諸元が地盤振動に与える影響，鉄道技術研究報告，No.1141,1980.,pp.1～25
34)那須　誠・小峰利夫・安田祐作：列車走行時の盛土振動－新幹線３１８ｋｍ，３２０ｋｍ付近盛土，鉄道技術研究資料，34-6,1977.,pp.220～224
35)小林芳正：鉄道車両の走行に伴う振動障害の実態と対策，鉄道１００年記念論文集，鉄道技術研究所，1973.,pp.41～50
36)吉岡　修・芦谷公稔：新幹線鉄道振動と変動要因との関係，鉄道総研報告，Vol.2,No.7,1988.,pp.26～33
37)小塩康次治：私鉄並びに国鉄在来線に関する騒音振動公害実態調査（第Ｉ報），騒音振動調査結果，日本公衆衛生学会誌，第25巻,第1号,1978.,pp.47～54
38)田毋神宗幸・吉岡　修・熊谷兼雄：東北新幹線２４０ｋｍ走行時の地盤振動，鉄道技

術研究所速報，No.A-86129,1986.
39)吉岡　修他：落重実験等による列車走行時地盤振動の予測法，物理探鉱，第33巻,第6号,1980.,pp.333～351
40) 大友秀夫他：地盤振動の予測，音響学会騒音研究会資料，N-8201,1982.,pp.1～8
41)小林英雄・長瀧慶明：列車走行による地盤及び建屋の振動調査と予測，大成建設技術研究所報，第20号,1988.,pp.57～63
42)Verhas H.P.:Prediction of the Train-induced Ground Vibration,Jounal of Sound and Vibration,66(3),1979.,pp.371～376
43)Fujikake T.:Prediction Method for the Propagation of Ground Vibration from Railway Trains,Jounal of Sound and Vibration,111,1986.,pp.357～360
44)Melke J.:Noise and Vibration from Underground Railway Lines-Proposals for A Prediction Procedure,Journal of Sound and Vibration,120(2),1988.,pp.391～406
45)吉原酵一他：地下鉄振動の伝搬性状に関する研究（その１）－，地盤の振動伝搬性状について－，大林組技術研究所報，No.42,1991.,pp.27～36
46)奥村陽三他：新幹線騒音・振動の要因分析と予測に関する研究，音響学会誌，41巻，8号,1985.,pp.527～534
47)大阪府企業局：南大阪湾岸整備事業に係わる騒音・振動予測調査報告書，1981.
48)豊田栄次：鉄道騒音振動と住民意識，騒音制御，Vol.3,No.2,1979.,pp.24～27
49)塩田正純：環境振動予測手法の現状，音響技術，No.55,1986.,pp.12～15
50)B.Beranck and Newman Inc:Estimation and Control of Ground Vibrations from Trains on Concrete Elevated Structures,Noise Control Engineering,July-August,1982.,pp.26～33
51)上田周明・大熊勝寿：高速鉄道走行に起因する木造家屋の振動とその低減，鉄道技術研究所報告，No.1259,1984.,pp.1～189
52)江島　淳：新幹線鉄道の桁式高架橋における地盤振動低減対策のための基礎的研究，鉄道技術研究所報告，No.1292,1981.,pp.1～292
53)Balendra,K.H.,Chua,K.W.Lo. and S.L.Lee:Steady-State Vibration of Subway-Soil-Building System,Journal of the Engineering Mechanics Division,ASCE,Vol.115,No.1,1989.,pp.145～162
54)風巻友治：地下鉄による騒音・振動の防止，騒音制御，Vol.1,No.3,1977.,pp.24～31
55)山本　強：在来線トンネル上の地盤振動防止対策について，土と基礎，Vol.27,No.8,1979.,pp.25～32
56)森井　孝：地盤振動対策，鉄道技術研究資料，34-7,1977.,pp.249～252

57)上掲，54)
58)江島　淳：地盤振動と対策，（基礎・法令から交通，建設振動まで），集文社，1979.
59)CSTB MAGAZINE:Tramway de Grenoble du Polystyrène Protège les Riverrains des Vibrations No.11 Janvier-Fevrier,1988.,pp.1～4
60)Wettschureck,R.,M.B.GmbH and R.Koch-Str:Ballast Mats in Tunnels-Analytical Model and Measurement,Inter-Noise,1985,.pp.1～4
61)Wettschureck R.unt D.Doberauer,M.B.GmbH:Unterschottermatten im Müncher S-Bahn Tunnel,Kurzfassung DAGA,1985.,pp.1～4
62)Wettschureck R.unt D.Doberauer,M.B.GmbH,Plaegg:Einfüngungsdämmaβ von Unterschottermatten,Acustica,1985.,pp.177～182
63)鈴木次郎・石垣　昴：衝撃波の最大振幅が色々な溝によって減少する度合いについて，地震，Vol.11,No.3,1959.,pp.130～136
64)吉井敏尅：溝によるレイリー波の減衰，地震，Vol.24,No.3,1971.,pp.70～71
65)藤井和成：溝によるレイリー波群について（Ⅰ），地震，Vol.33,No.2,1980.,pp.1～11
66)藤井和成：溝によるレイリー波群について（Ⅱ），地震，Vol.33,No.2,1980.,pp.11～22
67)瀧淵清宣他：新幹線振動対策のための基礎試験，土木学会誌，Vol.62,No.5,1977.,pp.10～16
68)江島　淳：空溝と地中壁による振動遮断効果，土と基礎，Vol.28,No.3,1980.,pp.49～55
69)二井義則：衝撃振動の伝搬特性と溝によるしゃ断の測定－地盤モデルを用いた実験－音響学会誌，40巻,9号,1984.,pp.592～600
70)北角　哲他：溝や地中壁による地盤振動の遮断効果について（第３報）－模型地盤による溝の遮断効果－，奥村組技術研究年報，No.8,1980.,pp.43～52
71)Haupt W.A.:Model Tests on Screening of Surface Waves,Proc.10th Int.Conf., Soil Mech.Found.Eng.,San Francisco,1981.,pp.215～222
72)Barkan D.D.:Dynamics of Bases and Foundations,Mc-GrawHill,New York,1962.
73)Dolling H.J.:Die Abschirming von Erschitterungen durch Bodenschlitze,Die Bautecnic,1970.Vol.5,pp.151～158
74)Woods R.D.:Screening of Surface Waves in Soils,Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division,ASCE,Vol.94,No.SM4,1968.,pp.951～979
75)吉岡　修・石崎昭義：空溝・地中壁による地盤振動の低減効果に関する研究－東海道

新幹線大草高架橋区間－，鉄道技術研究報告，No.1147,1980.,pp.1～132
76)佐々木晴美他：防振壁による地盤振動の遮断効果について，北海道開発局土木試験所地盤振動調査報告，1977.
77)小野紘一他：防振溝による工場振動の防振対策，土質工学会関西支部昭和56年度施工技術報告会講演概要，1982.,pp.81～87
78)北角　哲他：溝や地中壁による地盤振動の遮断効果について（第２報）－原位置振動遮断実験－，奥村組技術研究年報，No.5,1979.,pp.135～142
79)内藤和章他：有限要素法による地中防振壁の解析，大林組技術研究所報，No.12,1976.,pp.68～72
80)Segol G.,P.C.Y.Lee and J.F.Abel:Amplitude Reduction of Surface Waves by Trenches,Journal of the Engineering Mechanics Division,ASCE,Vol.104,No.EM3, 1978.,pp.621～641
81)Fuyuki M.and Y.Matsumoto:Finite Diffrence Analysis of Rayleigh Wave Scattering at a Trench,Bulletin of the Seismological Society of America,Vol.70, 1980.,pp.2051～2069
82)大保直人・片山恒雄：溝を介して伝播する弾性波動の性質，生産研究，33巻,3号, 1981.3.,pp.117～181
83)大保直人・片山恒雄：溝による弾性波動の遮断効果，生産研究，33巻,5号,1981.5., pp.198～201
84)大保直人・片山恒雄：等価質点系モデルを用いた遮断溝の振動軽減効果に関する数値解析，土木学会論文報告集，第335号,1983.,pp.51～57
85)Dasgupta.B.,D.E.Bescos and I.G.Vadoulakis:3-D Analysis of Vibration Isolation of Machine Foundations,Pros.10th Boundary Elements Conf.,4,1988.,pp.59～73
86)Emad K.and G.D.Manolis:Shallow Trenches and Propagation of Surface Waves, Journal of the Engineering Mechanics Division,ASCE,Vol.111,No.2,1985.pp.279～283
87)Leung.K.L.,I.G.Vardoulakis and D.E.Bescos:Vibration Isolation of Structures from Surface Waves in Homogeneous and Non-Homogeneous Soils,Dynamical Method in Soil and Rock Mechanics Proceedings,Karlsruhe,1987.,pp.155～199
88)Asmad.S. and T.M.AL-Hussaini:Simplified Design for Vibration Screening by Open and In-filled Trenches,Journal of the Geotecnical Engineering Division, ASCE,Vol.117,No.1,1991.,pp.67～88
89)上掲，67)

90)上掲，68)
91)Haupt W.A.:Isolation of Vibration by Concrete Core Walls,Proc.9th Int.Conf. on Soil Mech.and Found.Eng.,Tokyo,Vol.2,1977.,pp.251～256
92)Haupt W.A.:Model Test on Screening of Surface Waves,Proc.10th Int.Conf.on Soil Mech.and Found.Eng.,San Francisco,Vol.3,1981.,pp.215～222
93)上掲，75)
94)吉岡　修・石崎昭義：地中壁による地盤振動の低減効果に関する目安算定，鉄道技術研究報告，No.1147,1980.,pp.1～77
95)常田賢一・後藤勝志：道路交通振動の軽減対策に関する現地試験，土木技術資料，22-10,1980.,pp.3～7
96)岩崎敏男・若林進・後藤勝志：道路交通振動の軽減対策に関する実験，土木技術資料，22-1,1979.,pp.22～27
97)東京都建設局：防振壁の実験報告書，1974.
98)上掲，76)
99)De Cock F.and C.Legrand:Ground VIbration Isolation Using Gas Cushions,International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products,Vol.2, 1990.,pp.807～812
100)真藤利孝・吉田克雄：発泡ウレタンの可聴周波数における振動防止効果，大林組技術研究所報，No.26,1983.,pp.150～154
101)大林組W.F.研究グループ：地盤振動の遮断効果に関する実験，大林組技術研究所報，No.8,1974.,pp.52～56
102)上掲，78)
103)飛松幸彦・浅野芳信：溝や地中壁による地盤振動の遮断効果について（第４報）－柱列や地中壁の遮断効果－，奥村組技術研究年報，No.9,1983.,pp.105～112
104)吉岡　修・田毋神宗幸・熊谷兼雄：剛矢板振動遮断工の防振効果に関する実験的研究，鉄道技術研究所速報，No.A-86-36,1986.
105)吉岡　修・芦谷公稔：起振機実験による剛矢板振動遮断工の防振効果，鉄道総研報告，Vol.4,No.8,1990.,pp.51～58
106)Haupt W.A.:Surface-Waves in Non-homogeneous Half-space,Proceedings of DMSR 77,Karlsruhe,1977.,pp.335～367
107)Haupt W.A.:Numerical Method for the Computation of Steady-state Harmonic Wave Field,Proceedings of DMSR 77,Karlsruhe,1977.,pp.255～280
108)岩崎敏男・常田賢一・後藤勝志：道路交通振動の軽減対策に関する数値解析，土木技

術資料，24-2,1982.,pp.46～51
109)建設省土木研究所：道路交通振動の軽減対策に関する研究，土研資料，1981.,pp.1～157
110)榊信昭・小寺謙爾・岡本隆：地盤振動防振壁のシミュレーション，第21回土質工学会研究発表会論文集，E-8,1986.,pp.793～794
111)Al-Hussaini T.M.and S.Ahmad:Design of Wave Barriers for Reduction of Horizontal Ground Vibration,Journal of the Geotecnical Engineering Division,ASCE, Vol.117,No.4,1991.,pp.616～636
112)Ahmad S.and T.M.Al-Hussaini:Simplified Design for Vibration Screening by Open and In-filled Trenches,Journal of the Geotecnical Engineering Division, ASCE,Vol.117,No.1,1991.,pp.67～88
113)斎藤二郎・吉岡尚也・木村薫：防振壁でRayleigh波を遮蔽するための一考察，大林組技術研究所報，No.17,1978.,pp.35～38
114)小林芳正：地中壁の実体波遮断効果，物理探鉱，Vol.37,No.6,1984.,pp.13～21
115)吉岡　修・芦谷公稔：半円筒状地中壁による地盤振動防止効果，物理探査学会研究発表会論文集，1987.,pp.32～35
116)Woods R.D.:A New Tool for Soil Dynamics,Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division,ASCE,Vol.94,No.SM4,1968.,pp.951～979
117)Woods R.D.,N.E.Barnett and R.Sagesser:Holography-A New for Soil Dynamics, Journal of the Geotecnical Engineering Division,ASCE,Vol.10,No.GT11,1974., pp.1231～1247
118)Woods R.D.:Holographic Intermetory in Soil Dynamics,Proceedings of DMSR 77, Karlsruhe,1977.,pp.391～406
119)Haupt W.A.:Reduction of Ground Vibration by Improving Soft Ground,Soils and Foundations,Vol.22,No.3,1982.,pp.134～136
120)Liao S.and D.A.Sangrey:Use of Piles as Isolation Barriers,Journal of the Geotecnical Engineering Division,ASCE,Vol.104,No.GT9,1978.,pp.139～152
121)上掲，103)
122)上掲，97)
123)Sezawa K.：Scattering of Elastic Waves and Some Applied Problems,Bulletin of Earthquake Research Institute.,Vol.3,1927,pp.19～41
124)Ma T.C.,R.A.Scott and W.H.Yang:Harmonic Wave Propagation in an Infinite Elastic Medium with a Periodic Array of Cylindrical Pores,Jounal of Sound and

Vibration 71(4),1980.,pp.473～482

125)Aviles J.and F.J.Sanchez-Sesma:Piles as Barriers for Elastic Waves,Journal of the Geotecnical Engineering Division,ASCE,Vol.109,No.9,1983.,pp.1133～1146

126)Aviles J.and F.J.Sanchez-Sesma:Foundation Isolation from Vibrations using Piles as Barriers,Journal of the Engineering Mechanics Division,ASCE,Vol.119,No.119,1988.,pp.1854～1870

3．　地盤振動の軽減対策

3．1　地盤振動の軽減対策の考え方

各種の工場機械，建設作業 及び 道路・鉄軌道などの交通機関を発生源とする地盤振動は，地盤を媒体として伝播する。これらの地盤振動の程度が大きい場合には，周辺に被害を及ぼし，振動公害として問題にされることになる。その被害内容としては，人体への心理的・生理的影響や，建造物・精密機械などへの物的被害が挙げられる。地盤振動の発生－伝播－受振の過程を模式的に示すと図3．1のようになる。

地盤振動の軽減対策は，振動の発生－伝播－受振のそれぞれの過程で考えられる。すなわち，(1)発生源における対策，(2)伝播経路における対策，(3)受振対象における対策，に分類することができる。一般に，対策手法には，振動の発生・伝播機構に直接係わる技術的対策と立地計画（都市計画）あるいは工事規制，交通規制などの行政的対策に分けられる。このうち，交通機関による地盤振動に関する技術的対策は，図3．2のように整理される。

これらの各過程における対策法及びそれぞれの対策法の効果の程度はさまざまであり，一義的に決定することは極めて困難である。しかしながら，振動公害問題の重要性に鑑みると，発生源における対策が最優先に考えられるべきである。従って，受振対象における対策は，あくまでも2次的な対策法と言うことができよう。

3．2　発生源における対策

3．2．1　道路交通振動の軽減対策

道路交通振動の発生源対策には，(1)技術的対策としての自動車構造の改善，道路構造の改善による対策及び(2)行政的対策としての交通規制による対策が考えられる。

（1）　自動車構造の改善

道路交通振動の振動源対策としては，自動車自体と道路構造物に原因のある場合が考えられる。自動車自体については，車両の改善，特にばね系統の改善により騒音を含めた軽減対策が検討されている。

（2）　道路構造の改善

道路交通による地盤振動には，路面状態による影響が最も大きい。従って，道路構造上の対策として，路面状態の不良のもの，すなわち路面の凹凸，段差，わだち掘れなどのある道路では，オーバーレイや打ち変え工法による補修を行なえば，大幅な振動軽減効果が

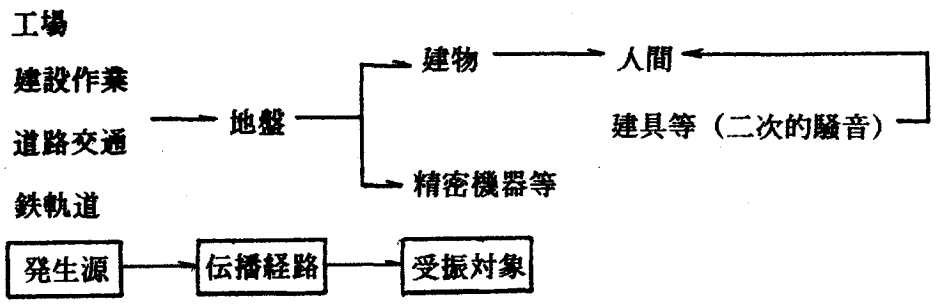


図３．１　地盤振動の伝播経路[1)]

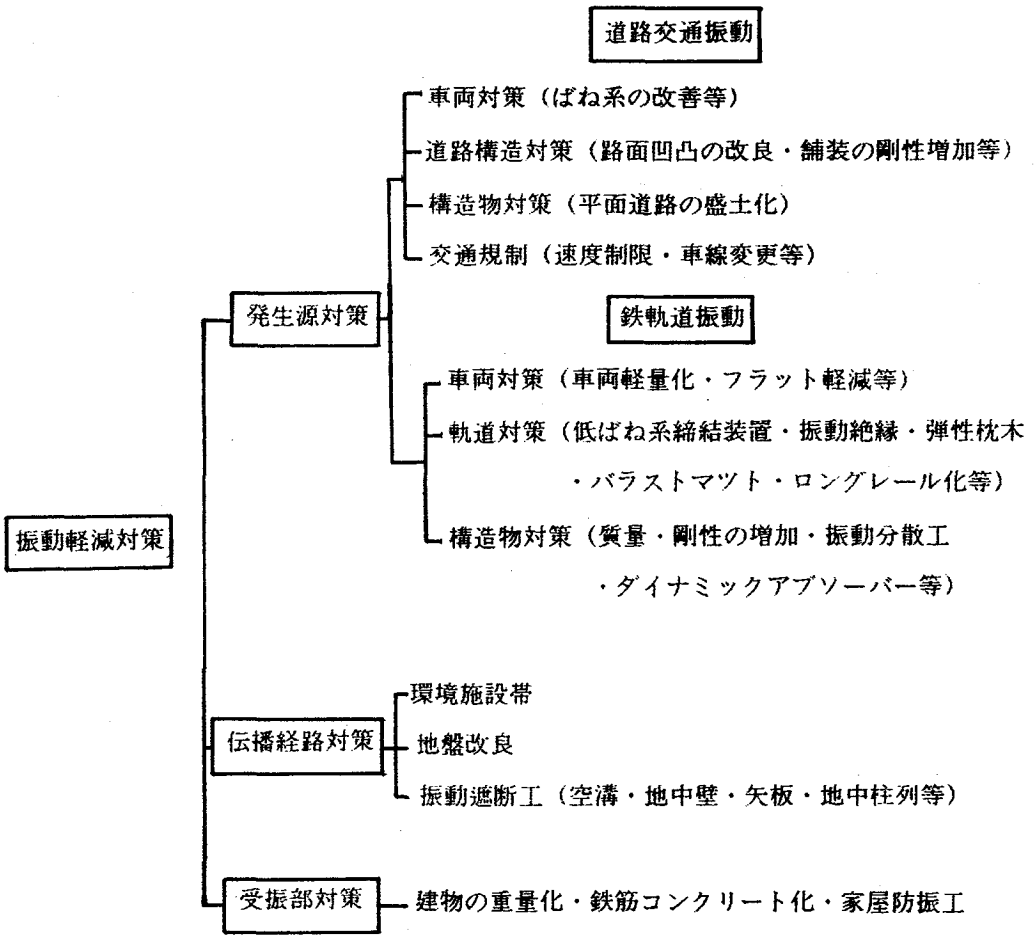


図３．２　交通機関による地盤振動の対策法

期待される。図３．３は，自動車走行による地盤振動程度の上・下限を示したものである。この図からも舗装を良好に維持・管理すれば，振動レベルを５～１０ｄＢ程度軽減できることが知られる。[2~3)]

一方，舗装，路床，路盤の剛性増加により，道路を耐振動的な舗装構造とした場合の振動軽減効果が検討されている。若干の軽減効果が見られた報告例もあるが，現状では効果量が明確ではなく，改善区間が長い場合は経済的にも高価になり，実施は簡単ではないと言えよう。

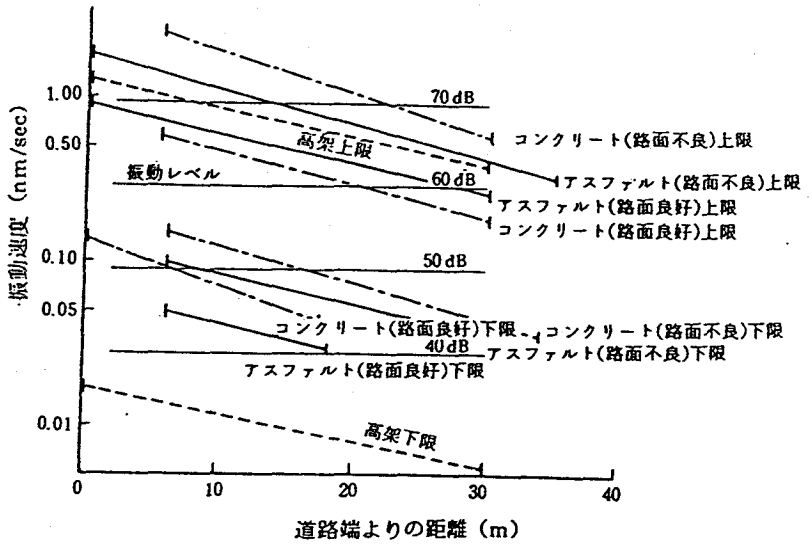


図３．３　自動車走行による地盤振動の上・下限

(3)交通規制

交通規制による対策としては，主として大型車類について過載，速度制限の取り締まりを厳重にすることが望まれる。また，自動車，特に大型車類の走行車線を内側に車線変更することによって，一車線分約３ｄＢの振動軽減効果が期待され，一部で実施された事例もある。走行速度を１０ｋｍ／ｈ低下すれば，単独車両の通過時の振動レベルを約２．５ｄＢ軽減できるようである。しかし，一般道路におけるように連続した交通流では，車速減少による振動軽減効果はやや不明瞭である。

３．２．１　鉄軌道振動の軽減対策

鉄軌道振動の発生源における技術的対策[4~7)]は，(1)車両での対策，(2)軌道での対策，(3)構造物での対策及び(4)基礎構造物での対策に分類される。

（1）　車両での対策

車両での振動軽減対策としては，ばね下質量の低減，弾性車輪と台車枠間の振動遮断などがある。しかしながら，これらによって，大きな振動軽減効果は期待できないようである。衝撃的振動の発生原因の一つである車輪フラットによる異常振動は，在来線などでの比較的低速走行時に発生するので，車両の保守・点検などによりその発生を未然に防止することが望ましい。

（2）　軌道での対策

軌道部分で発生する振動には比較的高次の周波数成分が含まれているので，軌道構造のばね系を軟らかくした防振軌道が考えられており，主にレール・締結装置，枕木，道床及び軌道スラブのそれぞれの境界部分に防振材を挿入する方法が用いられている。これらの防振対策には，軌道パッド，防振枕木，バラストマット，スラブマット，低弾性締結装置などがあり，振動エネルギーの吸収性を考慮してゴム系の防振材が多く使用されている。一般的に，これらの対策法による防振効果は，防振レールやバラストマットで約５～１０ｄＢ程度であり，高次の周波数成分における振動軽減効果の特に大きいことが特徴である。

レールの継ぎ目部は軌道構造の弱点部であり，レールの中間部に比較して数倍の衝撃力が作用する。従って，レールの重量化やロングレール化を図ることによって，発生する振動程度は１／３～１／２に減少される。

（3）　構造物での対策

列車を振動源とみなすと，構造物は質量の大きな基礎としての防振的な機能を有しているものと考えられる。また，構造物の各部位は固有の振動系を構成し，地盤に対しては加振源としての性格を保持している。従って，構造物での対策としては，振動源対策と伝播経路対策の両方が考えられる。線路構造物の建設には多額の経費を必要とし，建設後の改良も非常に困難である。従って，建設当初から構造形式及び振動特性を配慮し，防振上，有効な構造形式を考えておくことが望ましい。

構造形式による地盤振動の比較例として，新幹線における桁式高架橋とラーメン高架橋での振動測定結果を地質別に示したものが図３．４である。桁式高架橋の場合には，桁の上下方向の振動系と橋脚の水平方向の振動系とに分離できる。従って，桁式高架橋はラーメン高架橋に比較して地盤への振動伝達

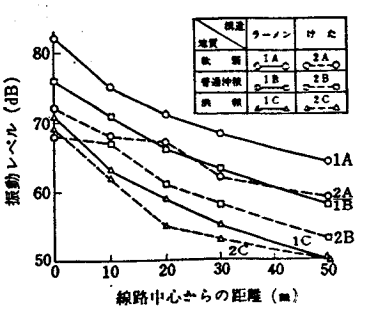


図３．４　地質別・構造別の距離減衰の比較

が小さいと考えられる。また，桁のスパン長は発生振動の程度に影響し，桁のスパン長が大きいほど近傍地盤における地盤振動は小さいようである。

（3）　基礎構造物での対策

基礎構造は，振動が構造物から地盤へと伝播する時の境界部である。基礎の設計は地質条件によって大きく影響されるため，基礎形式による地盤振動の比較は明確にはできない。しかし，図3．5及び図3．6によれば，直接基礎や井筒基礎のような質量の大きい基礎では，地盤振動が小さくなる傾向にある。一方，基礎を地中梁で連結した場合には，連結方法の相違による地盤振動の差はほとんど認められない。

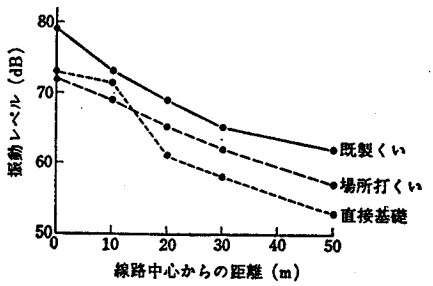


図3．5　基礎形式別の距離減衰の比較

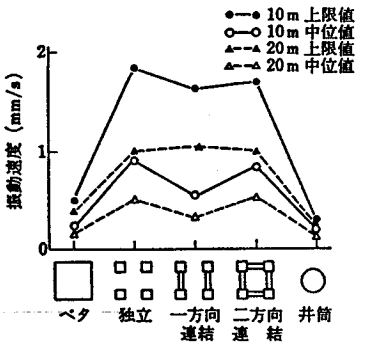


図3．6　フーチング形式別の振動速度の比較

3．3　伝播経路における対策

3．1で述べたように，振動エルギーが拡散した状態での対策は効果的でない。従って，振動軽減対策としては発生源対策が最も有効である。しかしながら，発生源対策が困難な場合及び発生源対策のみでは防振効果が不十分な場合には，伝播経路における対策が考えられる。これらの対策には，(1)環境施設帯による対策，(2)振動伝播の遮断による対策，及び(3)地盤改良による対策が挙げられる。

（1）　環境施設帯による対策

振動の距離による減衰効果を利用し，道路や鉄道の両側に6～12mの緩衝緑地帯などを設置して振動軽減を図ることが考えられている。この方法による振動軽減の程度は3～5dBであるとみなされる。しかし，道路や鉄道が既設の場合の対策としては，用地買収に膨大な費用を必要とすることなどの問題点がある。

（2）　振動伝播の遮断による対策

この対策法[8]は，特に発生振動の大きい地点において，振動の伝播経路に空溝や地中壁を設け，干渉によって地盤を伝わる波動を遮断しようとするものである。空溝による振動の遮断効果は，野外実験や模型実験によって検討された事例も多く，また，現場施工した事例もある。振動程度を半減させるためには，溝の深さが波長の１／３～１／４程度であることが必要となり，交通機関による地盤振動の主要な波長を考えれば，深さ４～５ｍの空溝が必要とされる。

一方，空溝の維持・管理が困難であることから，地中に防振壁や防振柱列を設けて振動遮断をする方法が考えられている。この場合には，壁体や柱体の材料として，固有音響インピーダンスの低い合成発泡剤系の材料を使用することが有効とされている。しかし，防振壁の底部に加えて両側壁からの波動の回折が想像され，定量的な効果の判定を困難にしている。また，充填材料への地下水の影響，安全性等の問題については，検討課題として残されている。

（３）　地盤改良による対策

軟弱地盤の剛性不足を地盤材料の置換，生石灰パイル打設，サンドコンパクション打設などの地盤改良工法によって改善し，道路交通振動の軽減対策に適用して効果的であった事例が２，３報告[9]されている。この対策法による振動軽減効果は３～４ｄＢ程度とされており，地盤モデルの有限要素法による解析結果からは，地盤の改良深さの方がその幅よりも振動軽減効果に及ぼす影響の大きいことが報告されている。

３．４　受振部における対策

交通機関による振動は沿道に伝播し，その地盤上の建物を振動させ，建物内にいる住民の人体に感じる。特に，道路路面の劣化が大きい場合あるいは軌道の状況が不良な場合には，建物に振動被害を与えることになる。

一般的に，地盤振動をうける沿道の建造物・施設に対しては，次のような対策が考えられている。(1)老朽化した建物を更新する，(2)鉄筋コンクリート造を採用する，(3)斜材や壁構造に留意する，(4)基礎を堅固にする，(5)施設の支持方式を工夫する。

畠山[10]は，わが国の住宅構造が騒音や振動に対して弱い構造にあることが，被害の拡大に関係していると指摘しており，木造家屋の耐振動的構造を考える必要があると述べている。しかし，この方面の研究例はほとんど見られない。地盤振動により建具等ががたつき，騒音を発生して問題になる場合もあり，２次的な対策として心理的な影響を除去する必要性のある場合もある。

3．5　まとめ

(1)一般に，苦情が発生してから解決策を講ずるのは困難な場合が多い。従って，事前対策が経済的にも技術的にも最も有効である。

(2)できるだけ発生源に近いところに対策を講ずる方が効果的である。振動エネルギーが拡散したところでの対策は大規模になりがちである。

(3)発生源対策としては，道路交通振動では路面状態を良好に保守すること，鉄軌道振動では車輪のフラットの発生を防止することが有効である。

(4)また，逆に，受振対象が一部の狭い範囲に限られる場合は，その近傍で対策を講ずる方が効果的な場合もある。

(5)環境施設帯が確保できる場合は，伝播距離によって振動は確実に減衰するので，この対策法が効果的である。

(6)振動の発生は，一般に騒音の発生を伴い，被害感覚として両者の相乗効果は無視できない。また，両者の分離が困難な場合も多いので，騒音対策も同時に行ない，住民の心理的影響を低減することがより望ましい。

参考文献

1)庄司　光・山本剛夫・畠山直隆編：衛生工学ハンドブック騒音・振動編，朝倉書店，1980.,pp.431～434

2)早川　清：道路交通振動の発生並びに伝搬メカニズムと対策，環境技術，Vol.10,No.8,1981.,pp.57～62

3)早川　清・畠山直隆：自動車による騒音・振動の特性と環境問題（振動の部），土木学会関西支部，騒音・振動に関する環境問題講習会テキスト，1976.,pp.29～39

4)上掲，1)

5)江島　淳：地盤振動と対策（基礎・法令から交通・建設振動まで），集文社，1979.,pp.169～187

6)宮本利光・渡辺皆年：線路－軌道の設計・管理－，山海堂，1980.,pp.597～609

7)小林芳正：建設における地盤振動の影響と防止，鹿島出版，1975.,pp.74～135

8)上掲，1)

9)交通工学研究会編：道路の環境，技術書院，1980.,pp.156～163

10)畠山直隆：地盤振動と環境問題，土と基礎，Vol.27,No.8,1979.,pp.1～3

4．交通機関による地盤振動の実態

4．1　道路交通振動の実態調査

4．1．1　一般道路における道路交通振動の実態調査[1~3)]

（1）　調査目的

道路交通振動の発生と伝播には，車種，車重，走行速度，道路形態，地盤の弾性的諸要素などが関係し，影響要因が相互に変動するので，その発生ならびに伝播メカニズムは極めて複雑である。

本章では，一般平面道路における道路交通振動に関する著者等の実態調査結果に既往の調査結果を含めて，道路交通振動の発生ならびに伝播メカニズムについて論ずる。

（2）　道路交通振動の発生メカニズム

（a）　自動車の振動特性と路面性状の影響

道路交通振動は移動する連続的な振動源が，路面上の不陸を乗越すことにより，路面に衝撃力を与えて発生すると考えられる。従って，沿道地盤に伝達される振動は，自動車固有の振動特性と路面との相互作用による振動特性が複合されたものとなる。車体自体の振動に関しては，主要には動揺振動と弾性振動が影響するものと考えられる。

図４．１は，著者等が大阪市内の路面常態の良好な平面道路において実施した，試験車の走行実験による振動波形を示したものである。普通走行ではばね上振動数に近い４Ｈｚ程度の振動数成分が卓越しているが，踏板走行では前後輪の通過時に衝撃

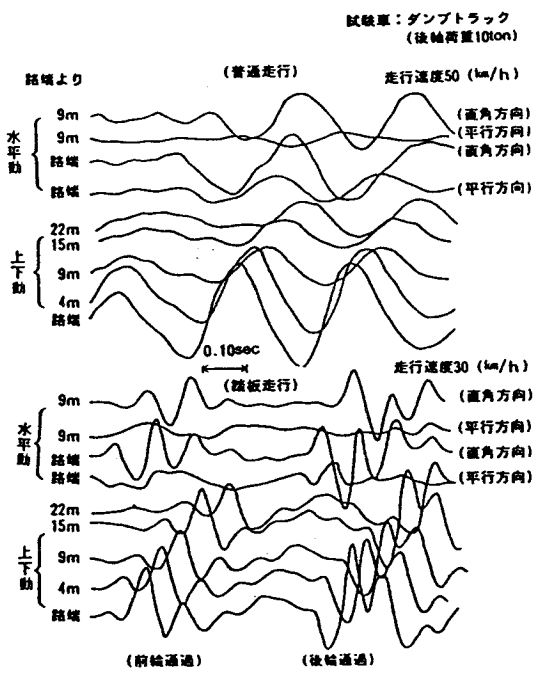


図４．１　試験車走行実験による地盤振動の変位波形

的振動が発生している。一般に，道路交通振動は，ばね下振動の影響に起因して発生するものと考えられており，図４．１の衝撃的振動は１１Ｈｚ程度の振動数を示し，ばね下振動数に相当するものと思われる。

（ｂ）　交通特性と発生振動レベル

1）　走行速度の影響

図４．２及び図４．３は，著者等の測定例を示したものであるが，単独車両走行時の路端での振動レベルは，走行速度が１０ｋｍ／ｈ増加するごとに約３ｄＢ増加することが知られる。

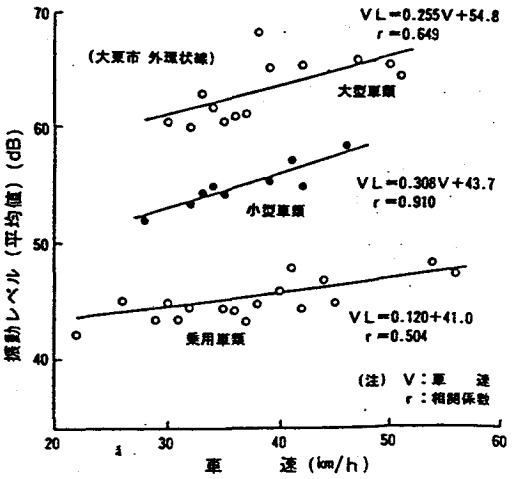


図４．３　車速と振動レベルの関係（２）

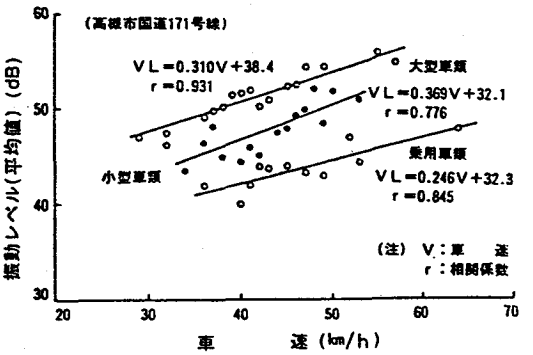


図４．２　車速と振動レベルの関係（１）

2）　車種による発生振動レベルの相違

単独車両走行時の，振動レベルのピーク値の距離による減衰を図４．４及び図４．５に示した。これらの実測結果によれば，路面状況の良い国道１７１号線では上述の範囲に該当するが，路面状況の悪い外環状線では，乗用車と小型車類との差が１０ｄＢ程度，大型車類では１６ｄＢ程度となり，標準的な範囲をはずれてその差が大きくなっている。貨物車類では空車の方が積載車よりも大きい振動を発生する傾向も見られ，これは４．１．１（２）の（ａ）で述べた

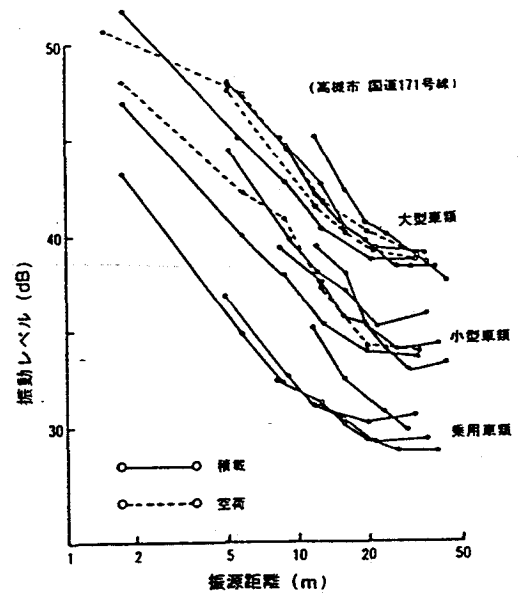


図４．４　振動レベルの距離減衰（１）

車体のばね系統の影響によるものと考えられる。

3) 交通量，走行車線の影響

図４．６に示すような実測結果から，重量車交通量と地盤の振動速度値との間には特別な相関性が見られない。従って，地盤振動には，大型車類による交通流密度の影響が大きいものと推定される。また図４．７に示すように，主要な平面道路における車速の分布は，正規分布にほぼ近似することが理解される。

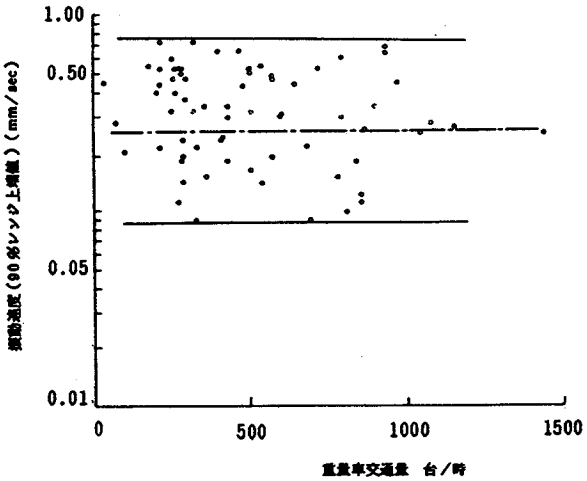


図４．６　交通量と振動速度の関係

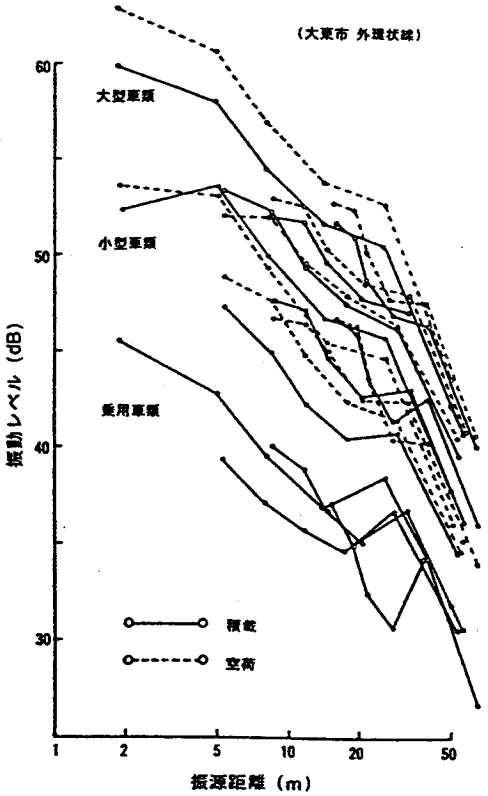


図４．５　振動レベルの距離減衰（２）

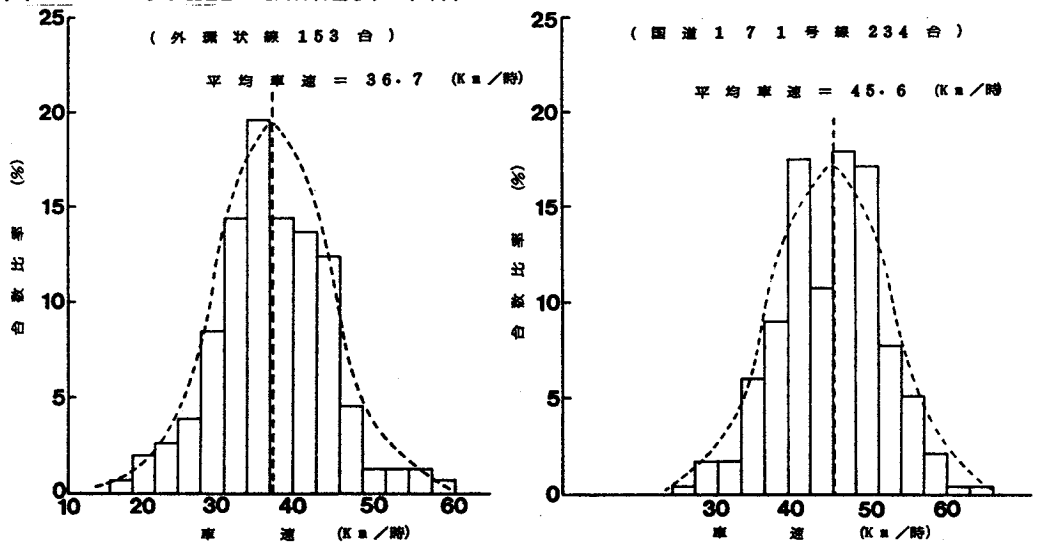


図４．７　車速の分布

建設省では，交通量の影響を道路交通騒音の予測における考え方に準じて等価交通量で表示し，L_{10} との関係を以下の用に式化している。

$$L_{10} = A \log N^{*} + B \qquad (4.1)$$

ここに，L_{10}：振動レベル（ｄＢ），Ａ，Ｂ：定数，$N^{*} = N1 + 2N2 + 12N3$（等価交通量），Ｎ１：乗用車類台数，Ｎ２：小型車類台数，Ｎ３：大型車類台数である。すなわち，２車種分類では大型車は乗用車の１２台分，もしくは小型車６台分に相当することになる。

次に，走行車線による発生振動レベルの相違は，振動の発生メカニズムには直接的に関係しないが，１車線当たり約３ｄＢ程度と考えられる。

（３）　道路交通振動の伝播メカニズム

（ａ）　地盤の振動数特性

自動車走行により発生する沿道地盤のスペクトルを，大阪市内と京都市内の実測結果について示したものが，それぞれ図４．８及び図４．９である。

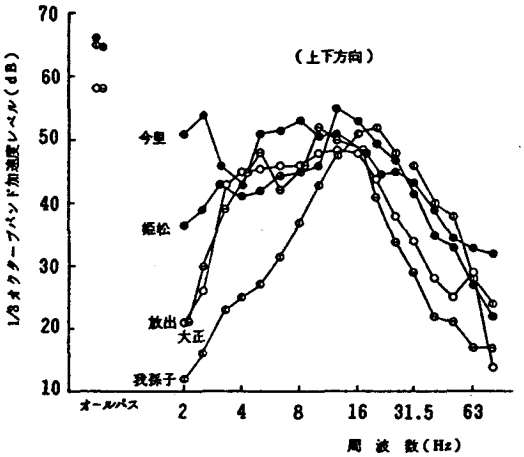


図４．８　地盤の振動スペクトル

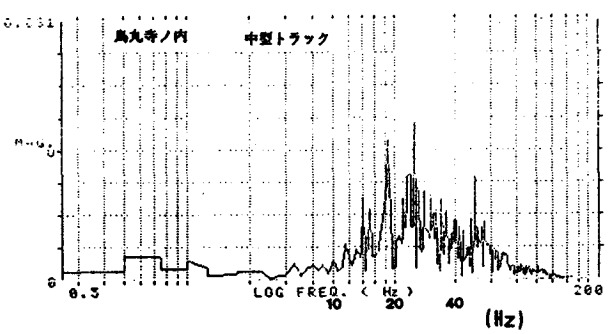


図４．９　地盤の振動スペクトル

卓越振動数は１０～２０Ｈｚ付近のものが多い。しかし，京都市内の実測結果による卓越振動数は，大阪市内のものに比較してやや高い傾向にある。このことは，京都市内の地盤の硬度が大阪市内より大きいことを反映している。

（ｂ）　地盤の弾性的要素の影響

道路上を走行する自動車による振動は，平面道路では舗装－路床－地盤の伝達経路をた

どるが，舗装部－路床部の振動波形がほとんど類似していることから，路床部ないしは地盤の影響が大きいものと推測される。地盤の弾性的要素を表面波速度を指標として表示し，見かけの地盤の表面波速度と振動速度及び振動

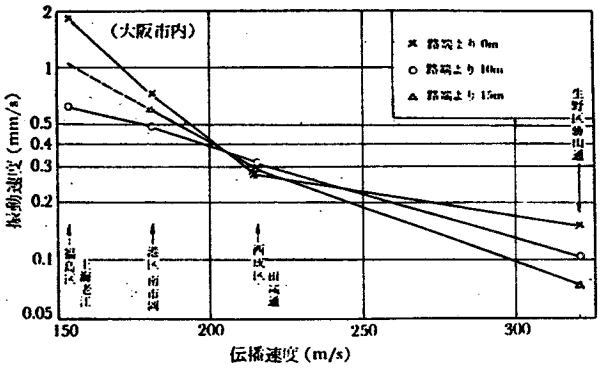


図４．１０　振動速度と表面波速度

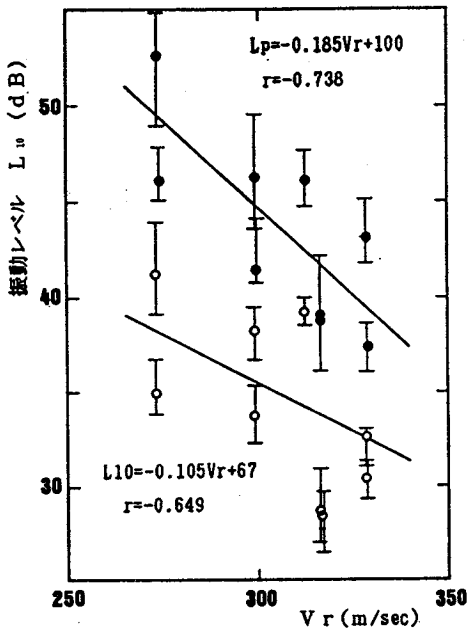


図４．１１　振動レベルL10と表面波速度

レベルとの関係を図４．１０及び図４．１１に示した。これらより，地盤の表面波速度と振動レベルとの関係は，以下の実験式で示される。

$$L_{10} = -0.105 V_r + 67 \quad (dB),\ r=0.649 \qquad (4.2)$$

$$L_p = -0.185 V_r + 100 \quad (dB),\ r=0.738 \qquad (4.3)$$

ここに，L_{10}：振動レベルの８０％レンジ上端値，L_p：振動レベルのピーク値，V_r：地盤の表面波速度(m/sec)である。

これらの関係式から，地盤の表面波速度が小さいほど，すなわち地盤が軟らかいほど振動レベルが大きくなることが知られる。

（ｃ）　舗装版の動的たわみの影響

舗装の支持系を図４．１２に示すような単純化したフォークト要素で表し，この質点系に自動車荷重に相当する強さ一様の外力荷重関数Ｐ(t)が作用するものと考える。この系の動的たわみをｙ(t)とすると，h<1,

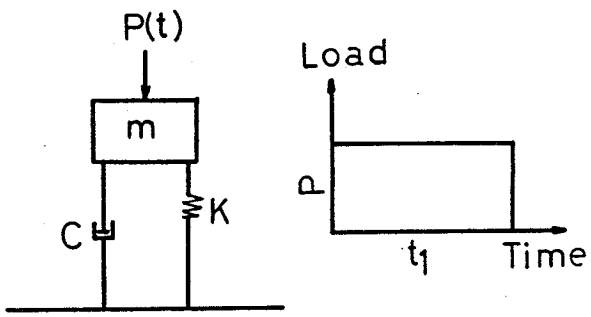


図４．１２　道路の力学的モデルと荷重関数

$t<t_1$ なる条件における運動方程式の解は，Miltonにより次のように与えられている。

$$y(t)=\Delta st\{1+e^{-h\omega t}/\sqrt{1-h^2}\sin(\omega t\sqrt{1-h^2}-\phi\} \qquad (4.4)$$

ここに，$\Delta st=p/k$;静的たわみ，$\omega=\sqrt{k/m}$;非減衰固有円振動数，$h=c/2m\omega$;減衰定数，$\phi=\tan^{-1}(\sqrt{1-h^2}/h)$

表４．１　動的たわみ計算用の諸数値

測定地点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
舗装の質量	0.168	0.099	0.117	0.168	0.180	0.072	0.072	0.141	0.097	0.120	0.086	0.107
表面波速度	138	120	125	200	110	190	242	220	136	202	289	363
ばね定数	166	68	54	230	363	580	789	77	126	897	801	106
減衰定数	0.088	0.092	0.117	0.108	0.049	0.042	0.046	0.189	0.076	0.048	0.060	0.231
最大たわみ	0.106	0.257	0.315	0.075	0.051	0.032	0.024	0.204	0.143	0.021	0.023	0.142
最大振幅	35	22.5	45	7.5	15.5	4.3	16.5	16.5	40	3.6	1.6	19.4

表４．１は，計算に用いた舗装の単位面積当たり（$1m^2$当たり）の質量，表面波の伝播速度，地盤のばね定数及び減衰定数，最大たわみ，最大変位振幅の諸数値を示したものである。図４．１３に式(4.4)より計算した舗装版の動的たわみの最大値；$y(t)_{max}$と路端における実測最大変位振幅；Ａとの関係を示した。これより，舗装版の動的たわみの最大値と路端における実測最大変位振幅は，２点を除いて相関性が見られ，次のような実験式で示される。

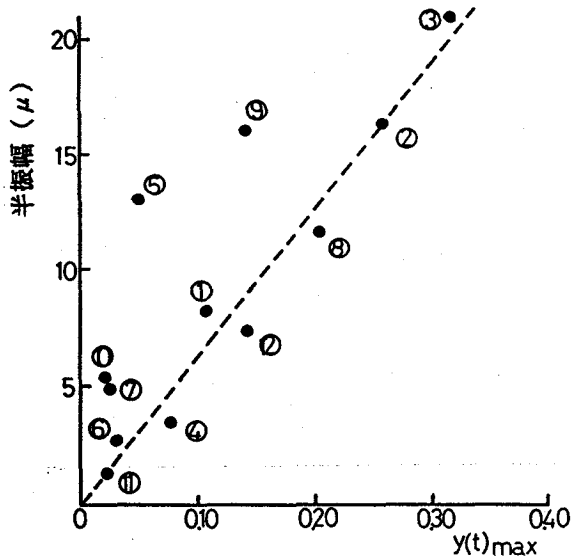


図４．１３　動的たわみと実測変位振幅

$$A=63\,y(t)_{max} \qquad (4.5)$$

（ｄ）　距離減衰特性

道路交通振動による距離減衰特性は，実地盤の成層条件の複雑さなどにより簡単ではない。しかし，図４．４及び図４．５に示したように，全体的な減衰傾向は表面波的な減衰，すなわち距離の平方根に比例して減衰するもの(－３ｄＢ／２ｄ)と実体波的な減衰(－６ｄＢ／２ｄ)の中間領域にあるものと考えられる。一般に，道路端の振動レベルが高いほ

ど，かつ卓越振動数が高いほど距離減衰は大きい。これは，発生した波動の特性に起因するものと考えられる。また，砂質地盤に比べて粘土質地盤の方が距離減衰は小さい。

（4） 道路交通振動の要因分析

本項では，主要な影響因子として，路床の性質，地盤の良否，路面の平坦性，車速の相違，大型車の混入率等を選択し，これらが地盤の振動量に及ぼす影響度合いを分散分析法によって要因分析を行った。すなわち，この検討には，大阪市内で道路の構造様式，舗装及び路床の性質が既知で，しかも路面の平坦性が良好な，一般の平面道路数箇所における地盤振動の実測結果を適用した。

（a） 振動値及び各要因の算定方法について

1） 振動の測定は１日の各時間帯，計１０時間帯にわたり公害用振動計を使用して振動速度値を測定するとともに，同様の時間帯における車種別交通量も測定した。車両通過時に読み取った指示計のピーク値，５０～１００個より累積頻度曲線を描き，振動速度の９０％レンジ上端値などを求めた。さらにこの累積頻度曲線に車種別の交通量を対応させて車種の相違による振動値を算出し，主として路端の上下動について各要因との関連性を検討するものとした。

2） 地盤の良否を示す指標として表面波の伝播速度を考えて要因の一つとした。この値は電磁オッシログラフ上の各距離の振動記録より走時曲線を描いて求めた。また路床の性質を示す要因として，設計ＣＢＲ値を採用した。

3） 路面の平坦指数は，振動の測定位置を中央として試験車を前後１００ｍ，４０ｋｍ／ｈの速度で走行させ，車体底部に固定した振動計の指示値を８ｍｍカメラで撮影した。このフィルムを映写して約５０個のピーク値を読み取り，これより累積頻度曲線描き９０％レンジの上端値を定めて，これを路面の平坦指数とした。

（b） 要因分析方法について

要因分析方法は繰り返しのない場合の多元配置法による分散分析法によって行った。しかし，実測値が必ずしも実験計画法に準拠して求めたものではないので，各要因の水準の区分は仮に表４．２に示すようなものに定め，要因Ａ（設計ＣＢＲ値），要因Ｂ（路面の平坦指数），要因Ｃ（表面波の伝播速度），要因Ｄ（大型車混入率）とした場合と，要因Ａ，Ｂ，Ｃに要因Ｅとして車種の相違を加えた場合の２つのケースについて４元配置法による分散分析を行った。

（c） 要因分析の結果及び考察

1） 要因A，B，C，Dの場合

各要因の水準を満足するように振動速度の９０％レンジ上端値を配置すると，表４．３のようになる。各項に適合する振動値が複数個以上ある場合は，その平均値を取った。

表４．２ 要因の水準区分

S.V.		L	D.L.		
A	設計ＣＢＲ値	2	3% 以下 A-1	5% 以上 A-2	
B	平坦指数	2	2.3 以下 B-1	2.3以上 B-2	
C	伝播速度	2	150m/s 以下 C-1	150m/s 以上 C-2	
D	重量車混入率	2	25% 以下 D-1	25% 以上 D-2	
E	車種	3	大型車E-1	中型車E-2	小型車E-3

表４．３ 振動速度の９０％レンジ上端値（1）

unit:mm/sec

S.V.			D-1	D-2
A-1	B-1	C-1	0.24	0.29
		C-2	0.22	0.29
	B-2	C-1	0.49	0.55
		C-2	0.13	0.29
A-2	B-1	C-11	0.40	0.45
		C-2	0.23	0.24
	B-2	C-1	0.47	0.60
		C-2	0.50	0.52

この表の結果に関して分散分析を行って得られた結果が表４．４に示す分散分析表である。これによれば，各要因の主効果 及び 交互作用効果の自由度はいずれも１であるので，この場合のＦ分布の５％点 及び １％点における有意水準は，５％点Ｆ(1,5;0.05)=6.65，１％点Ｆ(1,5;0.01)=16.3で有意となる。すなわち，路面の平坦指数が地盤の振動に与える影響の大きい因子であることが知られる。表中には５％点で有意のものには＊印を，１％点で有意のものには＊＊印を付した。

表４．４ 分散分析結果（1）

S.V.	S	D.F. ϕ	V=S/ϕ	F(V/VE)
A	410.1	1	410.1	4.45
B	1040.1	1	1040.1	11.29*
C	588.1	1	588.1	6.39
D	126.6	1	126.6	1.37
A B	39.1	1	39.1	0.42
A C	7.6	1	7.6	0.08
A D	0.6	1	0.6	0.01
B C	18.1	1	18.1	0.20
B D	5.1	1	5.1	0.06
C D	10.6	1	10.6	0.12
E	460.3	1	460.3	
T	2706.3	1		

2） 要因A，B，C，Eの場合

上述と同様に，各要因の水準を満足するように振動速度の９０％レンジ上端値を配置すると，表４．５のようになる。上述の数値計算例では１要因のみにしか有意性が認められなかったので，ここでは車種の相違を主要因に含めて，やはり４元配置法による分散分析を行った。車種別の振動速度値は特に測定していない。そこで，次のような基準により車種別の振動速度値を求めた。図４．１４に示すように，総交通量に対する大型車，中型車，小型車の混入率を求め，時間帯別に振動速度の累積頻度曲線の縦軸上の９０％レンジに対応するように，下から上に小型車，中型車，大型車の順序で混入率を累積し，車種別の混入率の境界と振動速度の累積頻度曲線とを対比して車種別の振動速度値の変動範囲を求め，

各々の平均値で各振動速度値の代表値とした。実際の交通体系は，各自動車が単独で走行することはまれであり，走行位置，走行速度，交通流密度などの条件が不規則であるから，このような振動値の定め方には問題があるが，ここではそのまま適用した。なお，車種の分類は大型車（大型トラック，ダンプトラック，バス等），小型車（乗用車，ライトバン，軽四輪車）とした。

表４．５　振動速度の９０％レンジ上端値（２）

unit:mm/sec

S.V.			E-1	E-2	E-3
A-1	B-1	C-1	0.199	0.150	0.086
		C-2	0.195	0.150	0.111
	B-2	C-1	0.474	0.338	0.181
		C-2	0.290	0.212	0.128
A-2	B-1	C-1	0.330	0.248	0.149
		C-2	0.172	0.120	0.068
	B-2	C-1	0.364	0.245	0.161
		C-2	0.405	0.269	0.134

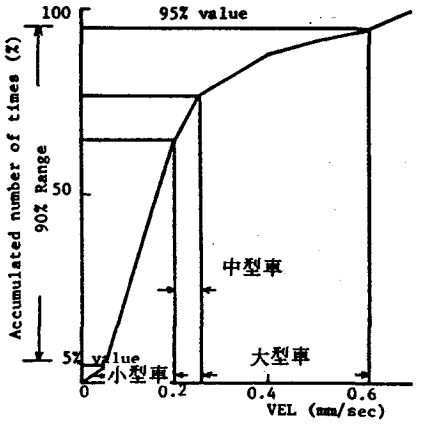


図４．１４　車種別振動速度値の算定図

表４．５に示した結果によれば，自由度１のＦ分布の５％点は，Ｆ(1,9;0.05)=5.12，１％点Ｆは(1,9;0.01)=10.6，自由度２の場合，５％点Ｆ(2,9;0.05)=4.26，１％点Ｆ(2,9;0.01)=8.02であるから，要因Ｂ，要因Ｅの主効果が危険率５％で有意水準に適合している。これらより，路面の平坦性，車種の相違が地盤振動に影響の大きい因子であり，地盤の良否もかなり寄与していることが理解される。

表４．６　分散分析結果（２）

S.V.	S	D.E. ϕ	V=S/ϕ	F(V/VE)
A	950	1	950	0.27
B	62322	1	62322	17.61**
C	18760	1	18760	5.30*
E	124439	2	62220	17.58**
A B	2430	1	2430	0.68
A C	7	1	7	0.00
A E	779	2	390	0.11
B C	18	1	18	0.01
B E	12514	2	6257	1.77
C E	1793	2	897	0.25
E	31863	9	3540	
T	255865	23		

S．V．：要因　　V＝S／ϕ：不偏分散

S：平方和　　F（V／VE）：分散比

D．E．ϕ：自由度

４．１．２　試験車走行による道路交通振動実験[4)]

（１）　測定方法

試験車走行による道路交通振動実験は，大阪市内の２箇所で実施した。実験Ｉの走行試験は，供用中の守口ー桜宮線の都島において，夕刻より早朝にかけ２車線の一般自動車の通行を止めて行った。走行地点の状況を図４．１５に示した。

使用した試験車は，荷重を載せた軸荷重１０ｔｆ（後輪）のダンプトラック２台である。試験車を走行させた車線は，図中の２・３車線である。走行形式は，１台走行（２車線または３車線），２台同時走行（２車線・３車線），２台連続走行及び路上に設置した板材の乗越走行とした。この場合の走行速度は，２０～５０ｋｍ／ｈとした。図４．１５に示すように，振動測定には道路と直角方向（Ａライン）と平行方向（Ｂライン）の２測線を設定し，Ａラインには指示型振動計４台と記録式振動計，上下動５台，水平動４台を，Ｂラインには記録式振動計，上下動８台を設置した。また，Ａラインの２測点では，記録式振動計により上下方向 及び 水平２方向の同時測定を行った。指示型の測定には公害用振動計を用いており，記録式測定には動コイル型の振動計（固有振動数２Ｈｚ）を電磁オッシログラフ（ガルバノメーターの固有振動数１５Ｈｚ）に直結して行っている。

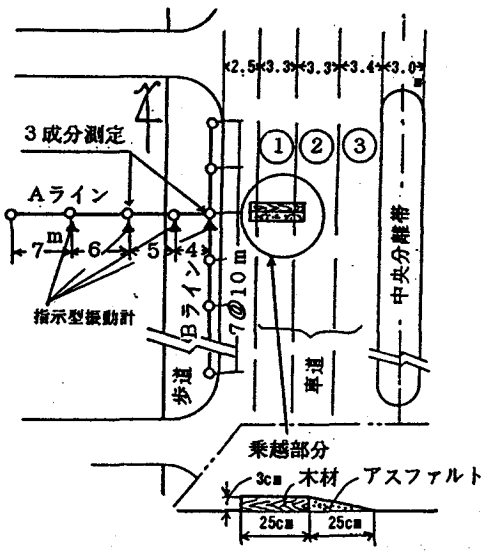


図４．１５　走行地点の状況（走行実験Ｉ）

実験Ⅱの走行試験は，大阪市鶴見区にあるバスターン地で実施した。使用した試験車は，前軸荷重約２．５ｔｆ，後軸荷重約６．５ｔｆの路線バスである。走行形式は，通常状態の路面上を走行させる平坦走行と，路上に設置した合成ベニヤ板の乗越走行とした。この場合の走行速度１５～２０ｋｍ／ｈは低速走行，２７～３３ｋｍ／ｈは高速走行として区別した。

振動測定には道路と直角方向に測線を設定し，振動レベル計を６台使用してそのＶＡＬ出力をデータ・レコーダーに磁気録音した。これらの記録をレベル・レコーダー上に再生し，ＶＡＬ値 及び ＶＬ値のピーク値を読み取った。

（２）　測定結果

（a）　距離減衰特性

図４．１６は，実験Ｉの走行試験結果から，振動速度の距離減衰を走行形式別に示したものである。距離減衰傾向に関して，全体的に距離１０ｍ付近で減衰傾向が変化し，距離１０ｍ以遠では減衰割合が少なくなっている。走行形式別では，距離減衰傾向は，乗越走行が最も大きく，２台同時走行が最も小さい。これらのことより，距離１０ｍ付近を境界として波動の性質が実体波からレイリー波へと移行すること，乗越走行では他の走行形式よりも実体波が優勢になっていることが分かる。図中に一点鎖線で示した直線は，後述する理論式による計算値を示している。なお，この測定場所の波動の伝播速度は１１０～１５０ｍ／ｓｅｃであり，地盤振動の卓越周期は０．２０～０．２８ｓｅｃである。計算値と実測値を比較すると，１台走行 及び ２台連続走行の場合はかなり良く一致している。

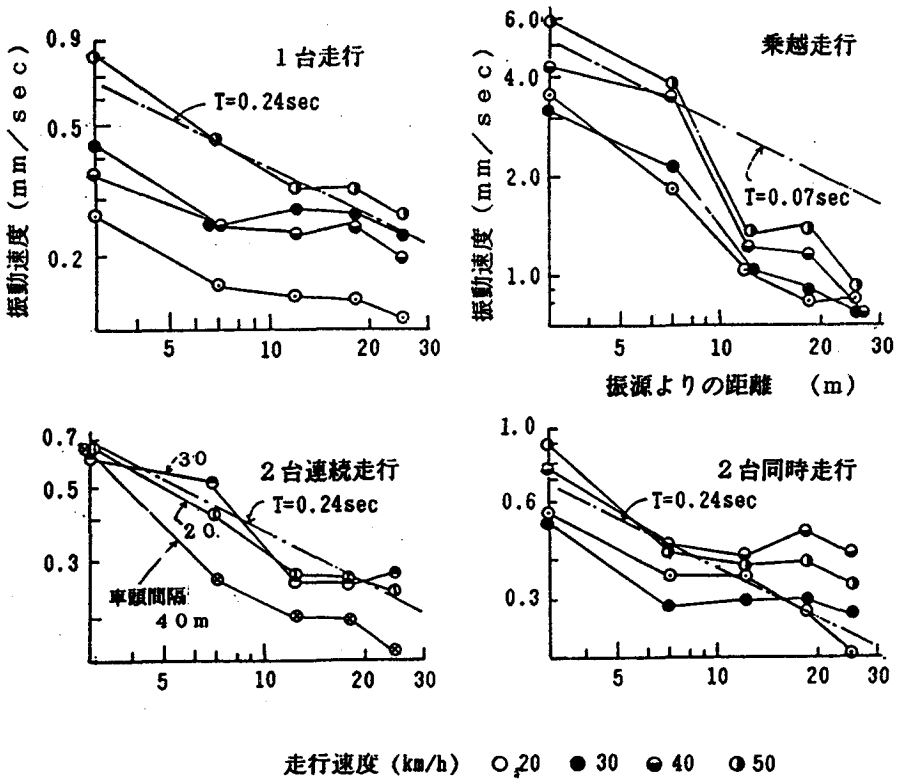


図４．１６　振動速度の距離減衰（走行実験Ｉ）

実験Ⅱの走行試験に関して，発生振動程度の大きい後軸通過時における，振動加速度レベル値の距離減衰を示したものが図４．１７である。実験Ｉの走行試験と同様に，乗越走行での距離減衰傾向は，点振源による実体波の距離減衰特性である－６ｄＢ／２ｄの直線に近似しているが，平坦走行では－３ｄＢ／２ｄの表面波の距離減衰特性を示すことが分

かる。一方，図４．１８は，１／３オクターブバンド周波数分析を行った結果から，加振点よりの距離０．５ｍに対する相対振動加速度レベル値の距離減衰を比較したものである。この図より，周波数の増加に伴って，平坦走行，乗越走行ともに距離減衰傾向が大きくなり，特に２０Ｈｚ以上の周波数領域での距離減衰傾向が著しく大きくなることに特徴がある。

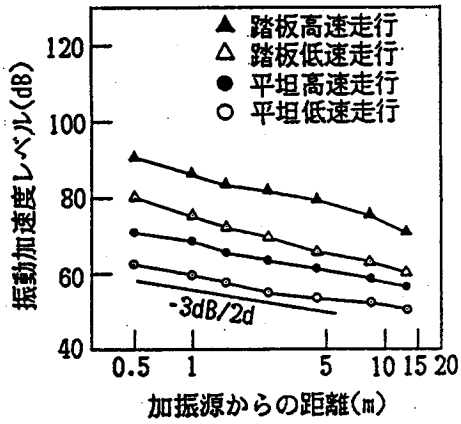


図４．１７　振動加速度レベルの距離減衰
（走行実験Ⅱ）

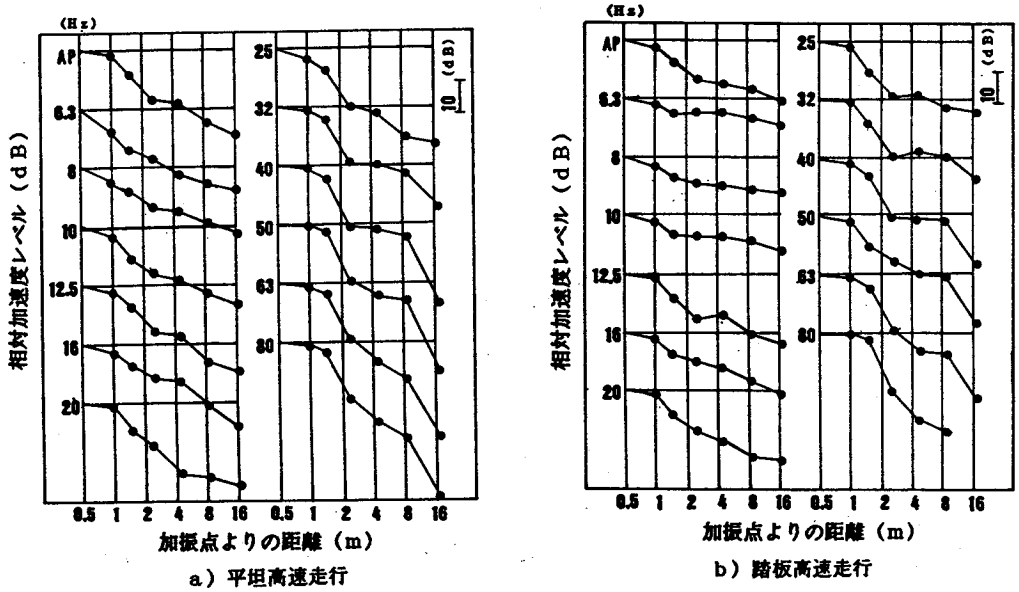


図４．１８　１／３オクターブバンド相対加速度レベルの距離減衰（走行実験Ⅱ）

（ｂ）　波動の性質

自動車走行によって発生する地盤振動の波動の性質を知るために，実験Ｉの走行試験での記録式振動計による上下方向 及び 水平２方向の同時測定の記録より，質点の運動軌跡を描いたものが，図４．１９である。この図より分かるように，路端では上下方向の振幅が大きく，波動はレイリー波の生成過程にある。しかし，路端より９ｍ地点では上下方向の振幅が減少し，水平方向の振幅が大きく地盤上の質点の運動軌跡は長円状となり，レイ

リー波的になることが分かる。

（c） 振動スペクトル

1） 車体の振動スペクトル

実験Ⅱの走行試験から，バスの後軸ばね下に取り付けた加速度計による記録から求めたパワースペクトルが図４．２０である。このスペクトルの卓越振動数は１０～１１Ｈｚにある。なお，同系統のバスのばね下固有振動数は，板ばねタイプが前軸１３Ｈｚ，後軸１５Ｈｚであり，エアーサスペンションタイプは１０Ｈｚである。

2） 地盤の振動スペクトル

実験Ⅱの乗越走行試験から，地表面の各距離での振動加速度スペクトルの変化状態を示したものが図４．２１である。これより，地盤の卓越振動数は１０Ｈｚ付近にあり，バスのばね下固有振動数が励起されていることが理解される。

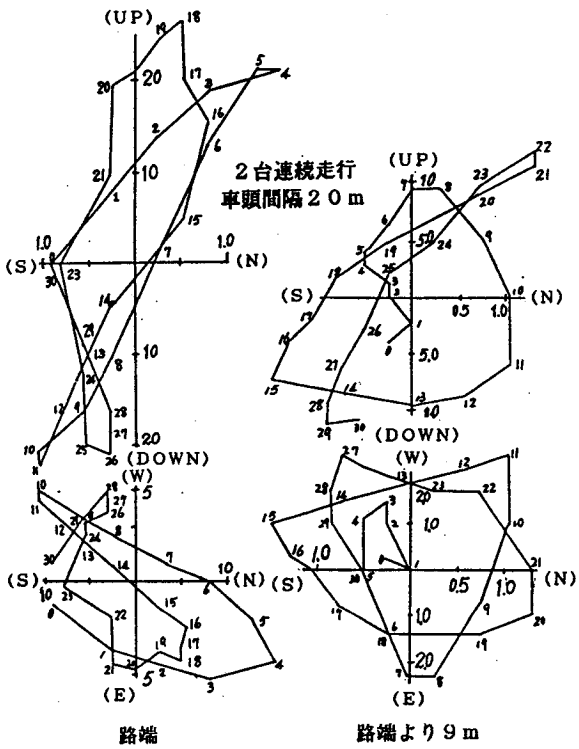


図４．１９ 質点の運動軌跡（走行実験Ⅰ）

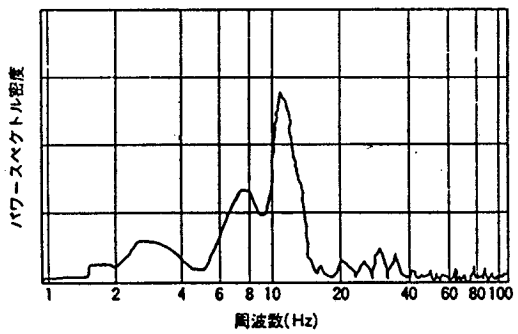


図４．２０ 試験車のばね下加速度スペクトル（走行実験Ⅱ）

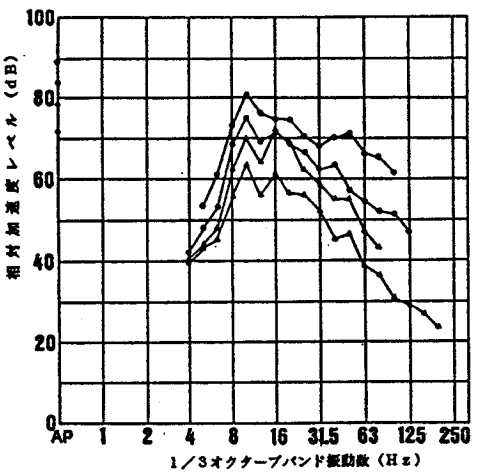


図４．２１ 地盤の振動スペクトル（走行実験Ⅱ）

（d） 振動速度と走行速度の関係

図４．２２は，実験Ｉの走行試験結果から，試験車の走行速度と振動速度値との関係を，走行形式別に示したものである。この図より，いずれの走行形式においても，走行速度の増加とともに振動速度値が大きくなる傾向が見られる。

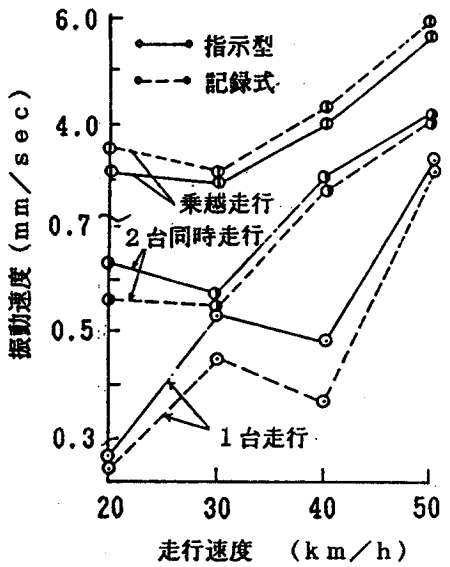


図４．２２ 振動速度と走行速度の関係（走行実験Ｉ）

（e）走行路線方向の振動程度の変化

図４．２３は，実験Ｉの走行試験結果を用いて，走行路線方向の測定結果を走行速度別に示したものである。１０m地点と４０m地点に極大値が生じ，２０～３０m地点での振幅は他の地点よりも小さい。このような振幅の変化は，１０m地点と４０m地点では試験車の加速作用によるもの，２０～３０m地点のものは試験車の変速作用によるものと解釈される。

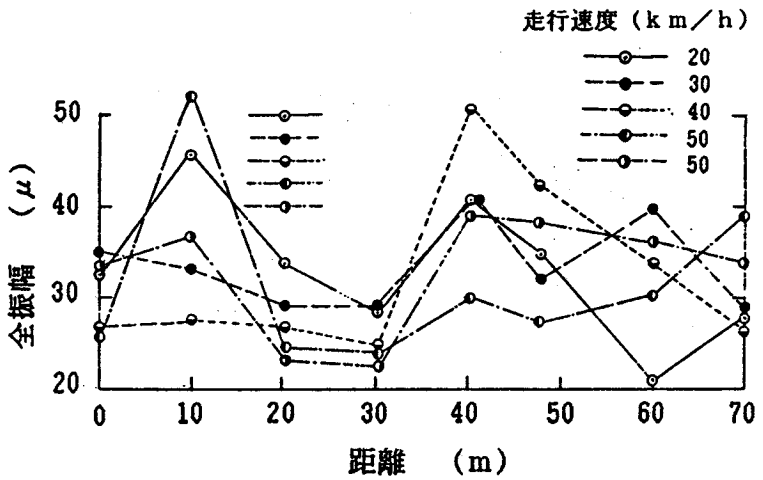


図４．２３ 走行路線方向の振動程度の変化（走行実験Ｉ）

4．2　鉄軌道振動の実態調査

4．2．1　在来線における鉄軌道振動の実態調査[5~6)]

（1）　調査目的

列車による振動は，車両の種類，列車編成，軌道構造，線路構造物，地盤の性質，家屋の状況などの諸条件によって影響され，極めて複雑な性状を示す。本章では，主として素地区間を対象として行なった鉄軌道振動の実態調査から，列車の走行によって発生する地盤振動に対する基本的な影響因子について述べる。

（2）　調査概要

（a）　測定場所

ケースⅠの測定では，京阪電鉄沿線の１９箇所（素地区間９，盛土区間７，切土区間１，高架区間２）と，阪急電鉄沿線の５箇所（素地区間１，盛土区間４）の合計２４箇所を選定した。これらの測定場所，線路構造物名及び測定対象電鉄名は，表４．７にまとめて示した。ケースⅡ・Ⅲの測定は，近鉄電鉄を対象としており，それぞれ天理線の素地区間２箇所及び名古屋線の素地区間２箇所である。ケースⅣの測定は，京阪電鉄の素地区間１箇所を対象として実施した。

表４．７　測定位置及び測定対象電鉄名

測定区間の略称名	線路構造	測定対象電鉄名
H_0-H_1 (KP-1)	平面	京阪電鉄
H_1-K_0 (KP-2)	平面	〃
K_0-K_1 (KP-3)	平面	〃
K_1-N_0 (KP-4)	平面	〃
N_0-K_2 (KP-5)	平面	〃
N_1-K_3 (KP-6)	平面(複々線)	〃
K_3-T_0 (KP-7)	平面	〃
H_0-H_1 (KP-8)	平面	〃
G_0-H_0 (KP-9)	平面	〃
M_0-S_0 (KB-1)	盛土(複々線)	〃
N_0-K_3 (KB-2)	盛土(〃)	〃
N_0-K_3 (KB-3)	盛土(〃)	〃
N_0-K_3 (KB-4)	盛土(〃)	〃
K_4-M_0 (KB-5)	盛土	〃
K_1-N_0 (KC-1)	切取り	〃
K_2-O_1 (KO-1)	高架	〃
K_4-H_2 (KO-2)	高架	
O_0-N_1 (HP-1)	平面	阪急電鉄
O_0-N_1 (HB-1)	盛土	〃
N_2-M_1 (HB-2)	盛土	〃
T_1-T_2 (HB-3)	盛土	〃
K_4-S_1 (HB-4)	盛土	〃

（b）　振動の測定方法

全ケースの測定に共通して，測定は対象路線と直角方向に測線を定め，民家側の地盤上で地面が露出している箇所を原則として選定し，延長上の適当な距離に４～６箇所の測定点を設定した。地盤振動の測定は，振動レベル計を使用し，鉛直方向の振動レベルの測定を主体として，列車通過前後の加速度記録をデータ・レコーダに磁気録音した。さらに，この記録をレベルレコーダに再生して，動特性ＳＬＯＷに相当する振動レベルのピークレベルを求めた。さらに，ケースⅡ～Ⅳの測定では，これらの計測方法とは別途に動コ

イル型の振動計を使用して，同一測線における地盤表面上の振動加速度並びに一部では地中の振動加速度も測定している。また，ケースＩの測定では，列車が測線側を通過した場合をＩＮ－ＳＩＤＥ，反対側を通過した場合をＯＵＴ－ＳＩＤＥとして整理した。列車速度は，列車がある基準点を通過するのに要した時間をストツプウオッチで計測し，列車長から算出する方法とスピードガンで直接計測する方法を併用した。

４．２．２　在来線における鉄軌道振動の実態調査の結果及び考察

（１）　振動加速度波形，振動変位波形及び振動レベル波形

列車走行による地盤振動の発生状態は，レール上を移動加振源である車輪が走行することにより，強制的に輪荷重がレールから枕木－道床－路盤なる伝達経路を経過して地盤に伝達されるものと考えられる。従って，このような現象が列車の通過時間に相当して繰り返し誘起されるものとなる。

図４．２４は，ケースＩの素地区間での測定における地盤振動の振動加速度波形及び振動レベル波形の記録例である。また，図４．２５は，同様にケースⅡにおける振動加速度波形の記録例である。これらより，測定振幅の大きな波群は列車の台車位置に対応して過渡的に発生している。一方，振動レベル波形は，列車が測定点に接近すると暗振動レベルよりレベルが急上昇し，ピークのレベルに達するとほとんど一定のレベルになる。このピークのレベルは，ほぼ列車の通過時間だけ継続する。新幹線ではこのピークレベルの変動がほとんどなく，台形に近い振動レベル波形を示す。これに対して，在来線では，列車速度の変化，車両の種類，列車編成などによりこの形状が少し変化する傾向にある。

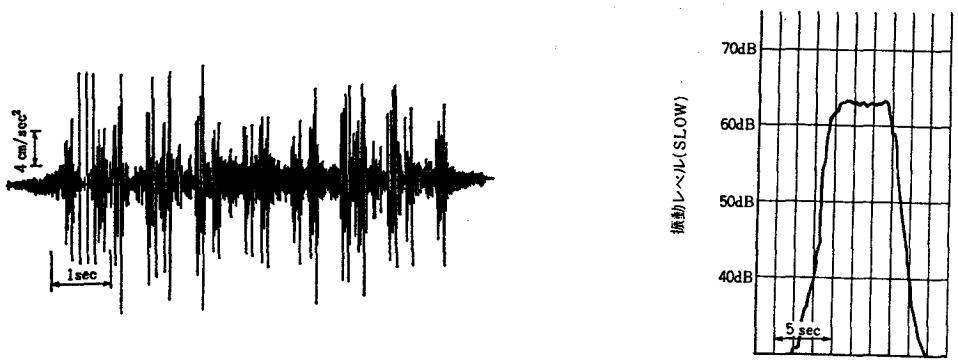


図４．２４　振動加速度波形及び振動レベル波形（ケースＩ）

図４．２６は，ケースⅢにおける振動変位波形の記録例である。軌道近傍では振動数０．５～１．２Ｈｚの車体・台車の質量と支持ばねに相当すると考えられるものが優勢である。

しかし，５m付近以遠では振動数８．３Ｈｚ～３２Ｈｚのばね下質量・レール支持ばねによると考えられるものが，０．５～１．２Ｈｚのものと複合して発生する傾向が顕著に見られる。

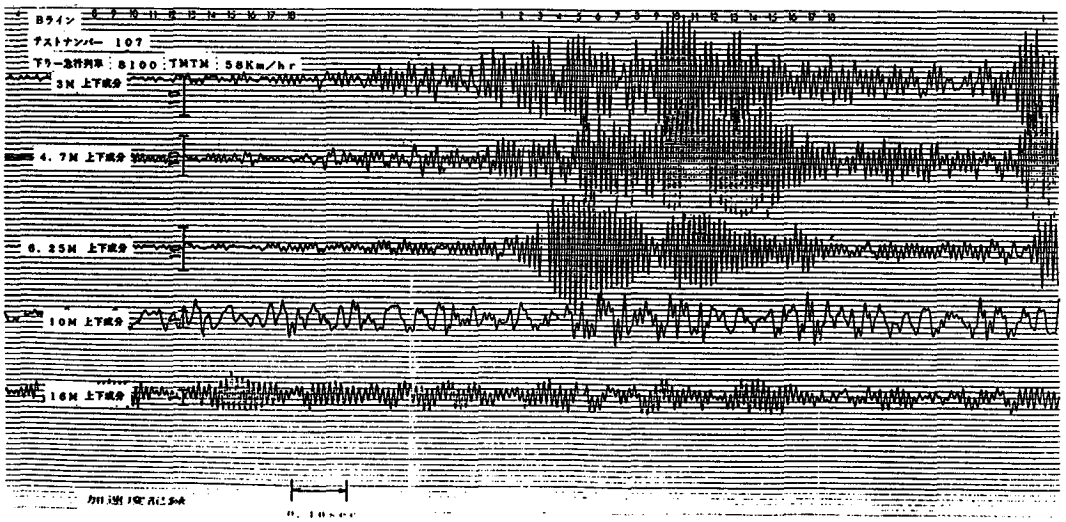


図４．２５　振動加速度波形形（ケースII）

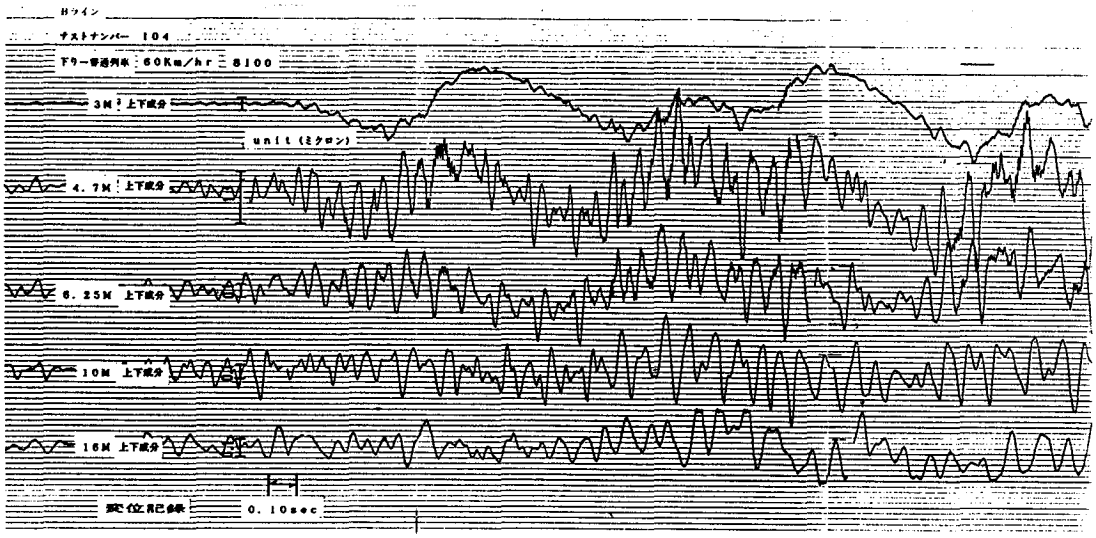


図４．２６　振動変位波形（ケースIII）

（２）　質点の運動軌跡

図４．２７は，ケースIVにおける距離５m地点における振動加速度の３成分測定の結果より，地表と地中における質点の運動軌跡を描いたものである。この図より，地表では水平成分が鉛直成分に比較してやや大きく，質点の運動軌跡はＳ波的である。しかし，地中における質点の運動軌跡は，地表とは逆に鉛直成分が水平成分に比較してやや大きく，質

点の運動軌跡が途中から逆転する傾向にあり，レイリー型の表面波の特徴を示している。このことから，この程度の距離では，波動の性質は実体波から表面波への推移領域にあると考えられる。

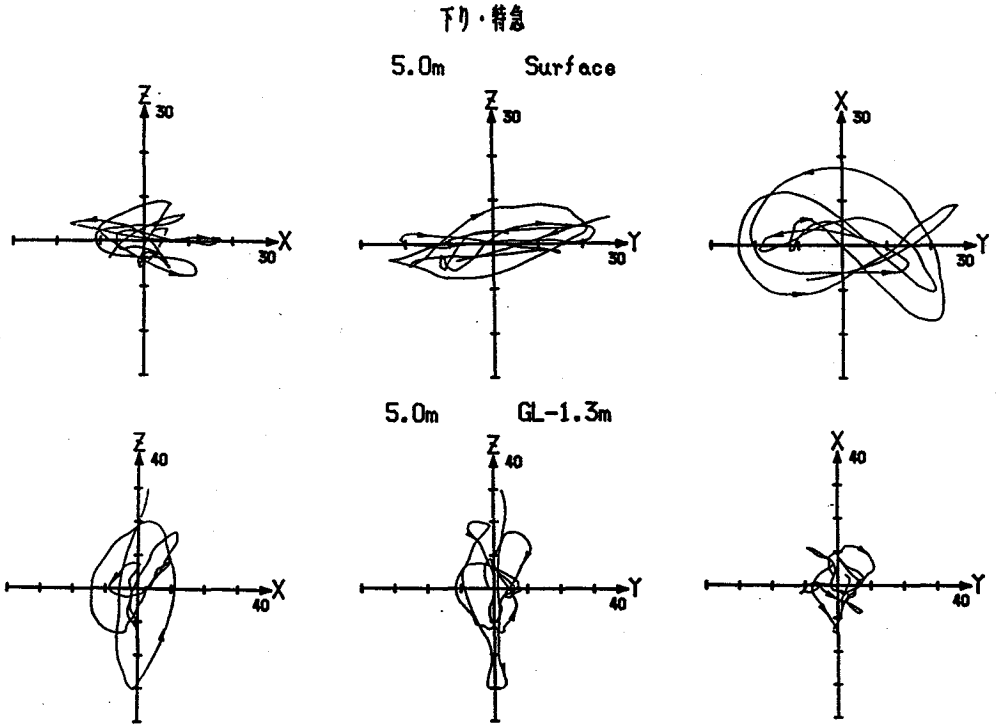


図４．２７ 質点の運動軌跡（ケースⅣ）

（３） 地表における地盤振動の距離減衰

（ａ） 振動レベル及び振動加速度レベルの距離減衰

図４．２８は，ケースⅠの測定結果について，振動レベルの算術平均値に関する距離減衰を，横軸に測定側のレール端よりの垂直距離を取って示したものである。素地区間における振動レベルの全体的な距離減衰は，ジョイント部を点振源とした減衰特性である－６ｄＢ／２ｄの傾向を示している。このことは，図４．２９に示した振動レベルのコンターによっても明らかである。盛土区間では素地区間に比

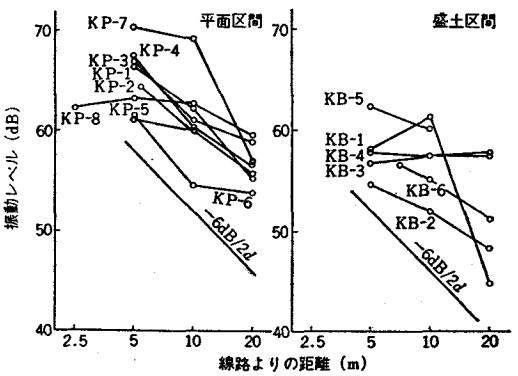


図４．２８ 振動レベルの距離減衰（ケースⅠ）

較して，距離減衰が小さくなる傾向にある。この盛土構造の場合は，法尻を線振源とした距離減衰を示すことが模型実験でも確認されている。図４．３０は，ケースⅡの測定結果について，振動レベル及び振動加速度レベルの距離減衰を示したものである。この振動レベルと振動加速度レベルの距離減衰傾向の相違は，振動計の人体感覚補正特性により，振動レベルでは高域の振動数がカットされていることによっている。

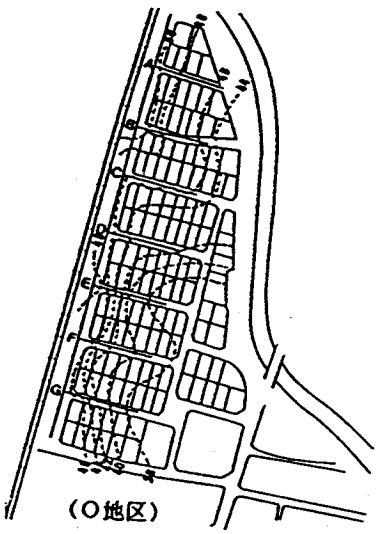


図４．２９　振動レベルのコンター

（ｂ）　１／３オクターブバンド振動加速度レベルの距離減衰

図４．３０は，１／３オクターブバンドの周波数分析結果より，振動加速度レベルの各周波数成分ごとの距離減衰を示したものである。この図から，低次の周波数成分は距離減衰が僅かであるが，４０Ｈｚ以上の周波数成分は距離による減衰が大きい。これらの周波数成分は振動レベルが相対的に高い。従って，これらの周波数成分がオーバーオールのレベルとしての－６ｄＢ／２ｄの距離減衰傾向に大きく寄与している。

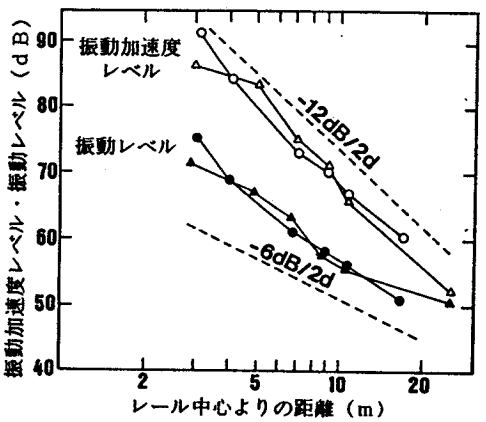


図４．３０　振動レベル及び振動加速度レベルの距離減衰（ケースⅡ）

（ｃ）　振動加速度の距離減衰

図４．３２は，ケースⅡ～Ⅳの測定結果について，振動加速度の距離減衰を示したものである。全体的な距離減衰は，振動加速度レベルのものと同様に点振源の減衰特性である－１２ｄＢ／２ｄの直線でほぼ近似されることが理解される。

（ｄ）　振動変位の距離減衰

ケースⅡ～Ⅲの測定結果について，図４．３３は，車体・台車の質量と支持ばねに相当すると考えられる０．５～１．２Ｈｚの振動数の距離減衰を，図４．３４は，ばね下質量・レール支持ばねによると考えられる８．３～３２Ｈｚの振動数の距離減衰を示したもの

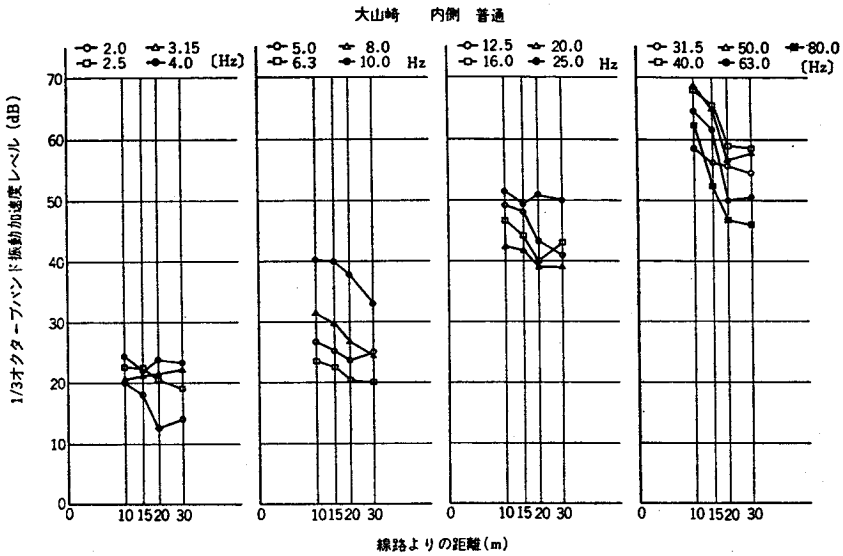


図４．３１　１／３オクターブバンド周波数別の距離減衰

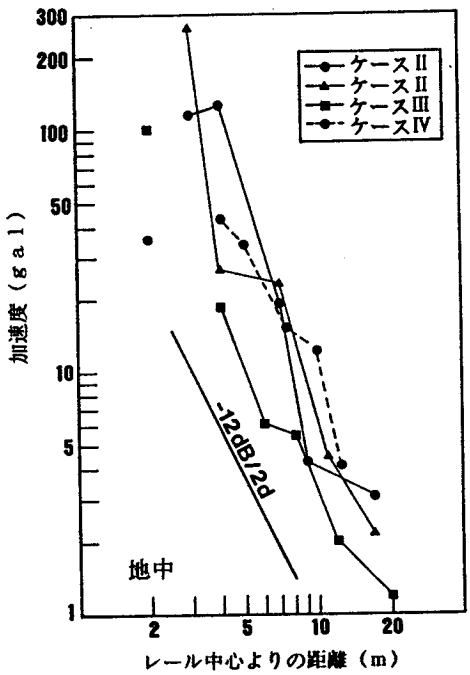


図４．３２　振動加速度の距離減衰
（ケースII～ケースIV）

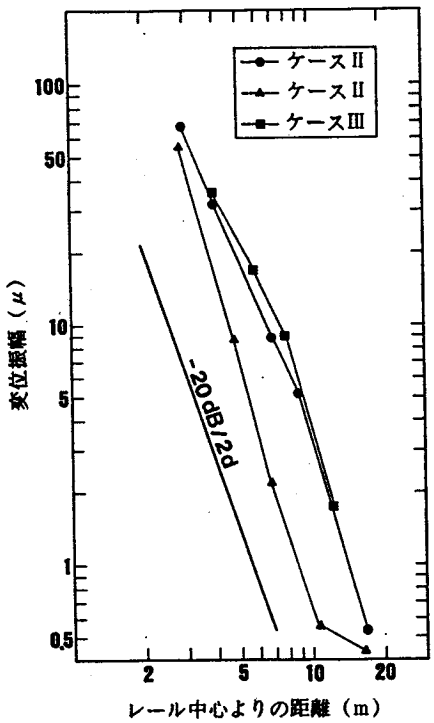


図４．３３　振動変位の距離減衰（１）
（ケースII～ケースIII）

である。倍距離の距離減衰量は，前者が２０ｄＢ程度と著しく大きく，後者は６ｄＢ程度である。

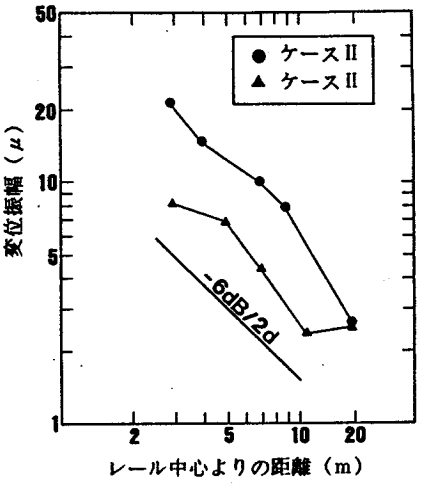


図４．３４　振動変位の距離減衰（２）（ケースII）

（４）　線路構造物による振動レベルの比較

ケースＩの測定結果について，図４．３５は，線路よりの距離１０ｍ付近における，線路構造物による振動レベルの比較を示したものである。図中の直線は振動レベルの最大値－最小値の範囲を，○印は平均値を示している。平均値で比較すると，素地区間の振動レベルは６０ｄＢ程度であり，盛土区間では６０ｄＢを少し下回っている。また，測定例が少ないが，切取り区間の振動レベルは６０ｄＢ程度であり，高架区間では６０～６５ｄＢになる。素地区間に比較して，盛土区間の方が全体的に振動レベルが小さい。これは，両者の構造形式の相違により波動の伝播経路が異なるためと考えられる。すなわち，素地区間が構造的に沿道地盤と連続的であるのに対して，盛土区間では，沿道地盤に振動が伝達されるまでに，構造物自体で振動勢力が減衰されるためと考えられる。

軌道構造	測定区間	略称	距離	振動レベル（dB） 50 60 70 80
平面区間	H_0-H_1	KP-1	10	
	H_1-K_0	KP-2	10	
	K_0-K_1	KP-3	10	
	K_1-N_0	KP-4	10	
	N_0-K_2	KP-5	10	
	N_0-K_3	KP-6	10	
	K_3-T_0	KP-7	10	
	H_0-H_1	KP-8	10	
	G_0-H_0	KP-9	10	
	O_0-N_1	HP-1	10	
盛土区間	M_0-S_0	KB-1	10	
	N_0-K_3	KB-2	10	
	〃	KB-3	10	
	〃	KB-4	10	
	K_4-M_0	KB-5	10	
	O_0-N_1	HB-1	14	
	N_2-M_1	HB-2	14	
	T_1-T_2	HB-3	11	
	K_4-S_1	HB-4	14	
切取り区間	K_1-N_0	KC-1	10	
高架区間	K_2-O_1	KO-1	10	
	K_4-H_2	KO-2	10	

図４．３５　線路構造物による振動レベルの比較（ケースＩ）

（５）　盛土の高さと振動レベル

図４．３６は，盛土の高さと振動レベルの関係を，ケースＩの測定結果について示

したものである。上述のように盛土の高さが大きくなれば構造体中での波動の減衰が大きくなること及び波動の伝達距離が長くなることなどにより，沿道での振動レベルが小さくなる様相にある。盛土区間や高架区間では，振源からの距離がある程度大きくなると，鉛直方向の振動成分よりも水平方向の振動成分が大きくなることが多い。さらには，地盤条件（測定場所ＫＢ－１～ＫＢ－５の土質状態は，深さ１０～１５ｍまで沖積層の砂れき，粘土層が主体である）の影響があるので，単純に盛土の高さのみを因子として，発生振動レベルとの関係を定め得ない点に注意を要する。

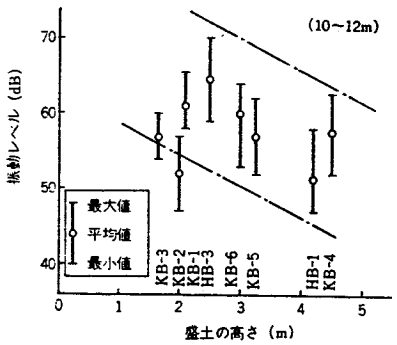


図４．３６ 盛土の高さと振動レベル（ケースⅠ）

（６） 列車速度と振動レベル

図４．３７は，ケースⅠの測定結果から，列車速度と振動レベルの関係を最小２乗法により両者の回帰式を求めて図示したものである。図中の実線は素地区間の，点線は盛土区間での結果である。また，同様の関係を，別の測定結果について示したものが図４．３８である。これらの結果より，線路より１０ｍ付近の距離における列車速度と振動レベルの平均的な傾向は，次のような関係式で示される。

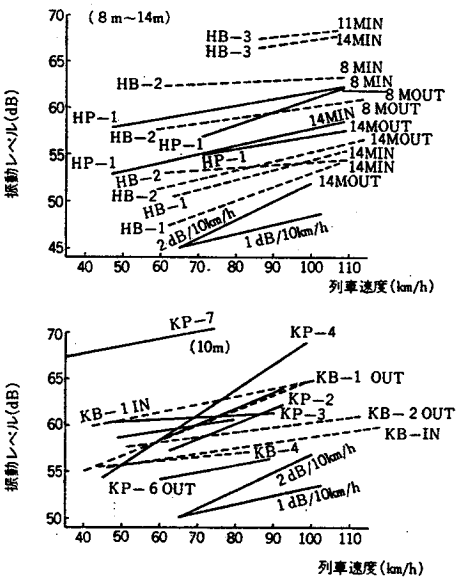


図４．３７ 列車速度と振動レベル（１）（ケースⅠ）

$$VL=0.035\sim0.095Tv+\beta(dB) \quad (4.6)$$

ここに，VL:地盤の振動レベル，Tv:列車速度(km/h)，β:地盤条件，線路構造条件等の影響による定数である。

以上のことから，線路よりの距離で多少相違するが，振動レベルが列車速度の２乗則に

近似して大きくなる。すなわち，列車速度が１０ｋｍ／ｈ増加すれば振動レベルが１～２ｄＢ大きくなることが知られる。

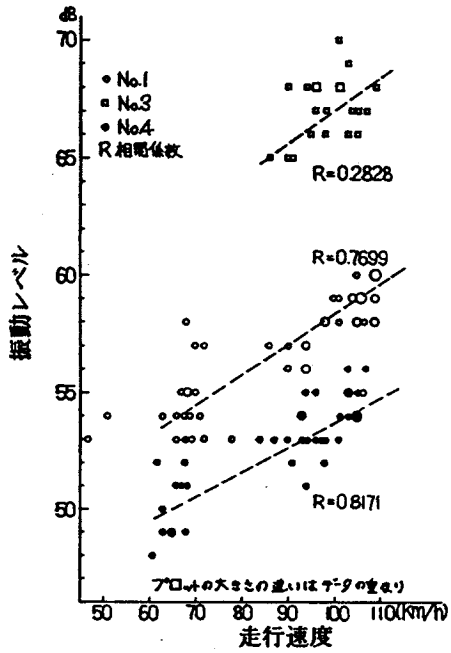


図４．３８　列車速度と振動レベル（２）（ケースⅠ）

（７）　列車重量，車両数と振動レベル

各列車の総重量と振動レベルとの関係を，ケースⅠの線路より１０ｍ付近の距離での測定結果について示したものが図４．３９である。データのばらつきも大きく，列車の総重量が２００ｔｆ前後に集中しているために必ずしも明確ではないが，列車重量の増加も振動レベルを高める一因子であることが知られる。ただし，ここでの総重量には乗客の重量は考慮していない。

図４．４０は，各測定区間について，車両数と振動レベルとの関係を線路より１０ｍ付近の距離における測定結果について示したものである。この結果には，車速と車種の影響も含まれているので若干不明瞭であるが，車両数が多くても振動レベルは一義的に大きくならないことが知られる。また，車両数による　振動レベルの変動幅は，最大で６ｄＢ，平均で２～３ｄＢである。

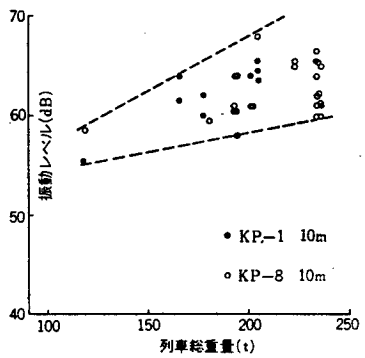


図４．３９　列車総重量と振動レベル（ケースⅠ）

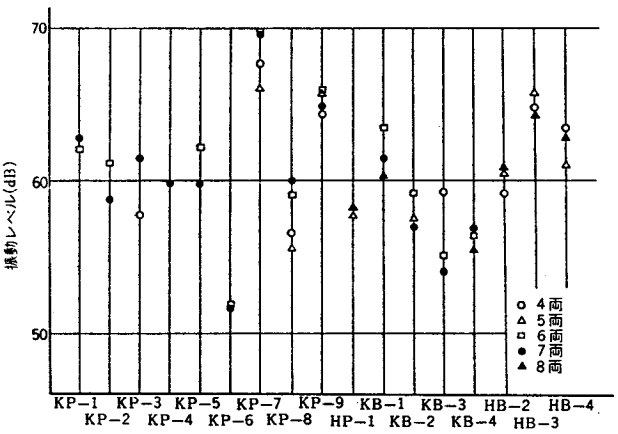


図４．４０　車両数と振動レベル（ケースⅠ）

（8）　レール凹凸と振動レベル

車両走行によって軌道に振動が発生する原因は多く考えられるが，レール走行面の凹凸やレールの継ぎ目部での衝撃による影響が特に大きいと考えられる。最近では，地盤振動の軽減対策のためにロングレール化されることが多く，この場合には，振動レベルは約１／２～１／３に軽減されている。

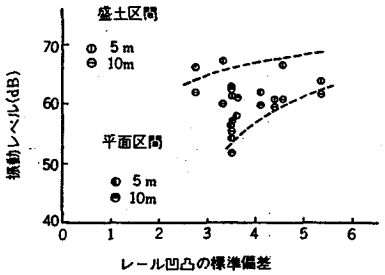


図４．４１　レールの凹凸指標と振動レベル（ケースⅠ）

レール凹凸による振動性状は非常に複雑である。ここでは，簡単な方法として，車体中での振動加速度記録を用いてレール凹凸に関する指標を定め，地盤の振動レベルとの関係について検討した。すなわち，地盤振動を測定した位置の前後区間において，走行中の車体の振動加速度記録をデータ・レコーダに録音し，レベルレコーダ上の再生記録から３０～５０個のデータを読取ってその標準偏差を求め，レール凹凸に関する指標とした。しかし，このようなレール凹凸指標は，車体の振動特性，列車速度などによる影響を受けているので定量的に表すことは困難である。図４．４１に一例を示したように，この凹凸指標が大きくなれば振動レベルも増加する傾向が分かる。

（9）　車体及び枕木・レールの周波数特性

図４．４２は，走行中の車体の底部に振動レベル計を設置して測定した結果から，鉛直方向の振動加速度スペクトルを示したものである。２Ｈｚのピークは，車体の上下方向の動揺による固有振動数に相当し，６０Ｈｚ付近のピークは，ばね下質量とレール支持ばねの影響によって励起されたものと考えられる。

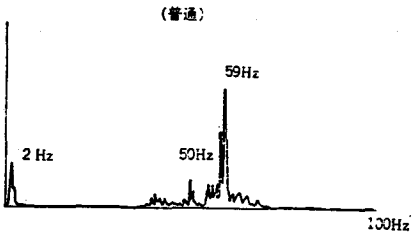


図４．４２　車体振動のパワースペクトル

図４．４３は，ケースⅣで実施した，枕木・レールに取り付けた小型の加速度計による実測結果の１／３オクターブバンド周波数分析結果から，枕木・レールの周波数特性を示したものである。これらより，レールでのピークは４ｋＨｚ付近の周波数に，枕木でのピークは１２５Ｈｚ付近の周波数にあることが分かる。

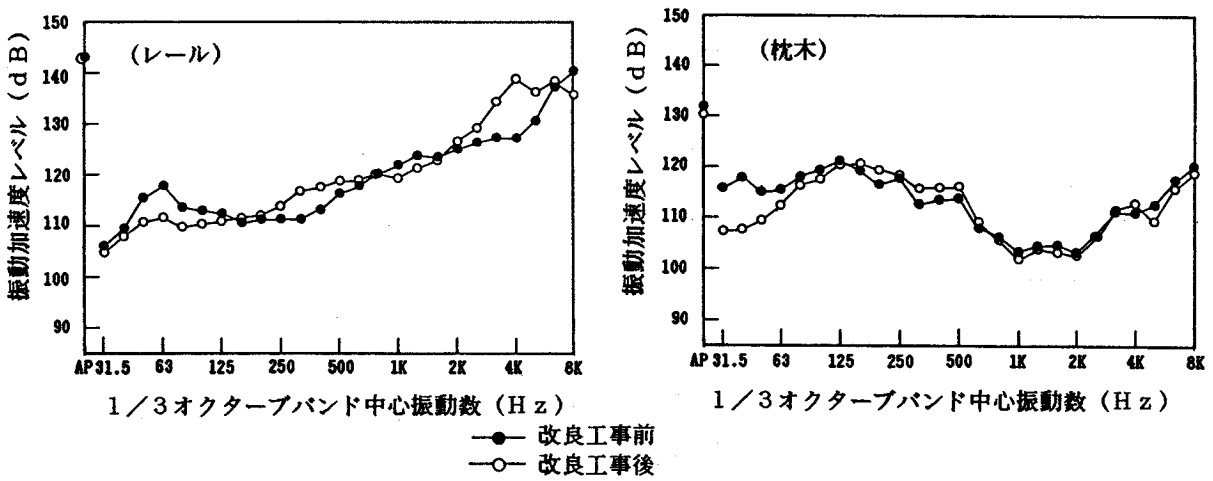


図４．４３　枕木・レールの周波数特性（ケースⅣ）

（１０）　地盤の地表上における周波数特性

（ａ）　１／３オクターブバンド周波数分析によるもの

録音した振動加速度記録について，１／３オクターブバンド周波数分析装置を用いて，中心周波数２～１００Ｈｚ帯域の周波数分析を行なった。これらの結果より，線路構造物による周波数分析結果の比較を示したものが図４．４４である。また，線路からの距離による周波数分析結果の比較を示したものが図４．４５である。全体的に，列車走行時に地盤に発生する振動スペクトルには，８～１２．５Ｈｚ付近，４０～５０Ｈｚ付近の周波数成分のレベルが大きいこと及び線路構造物によって振動スペクトルの形状が異なることが知られる。さらに，特に高次の周波数成分は，距離による減衰が大きいことが理解される。

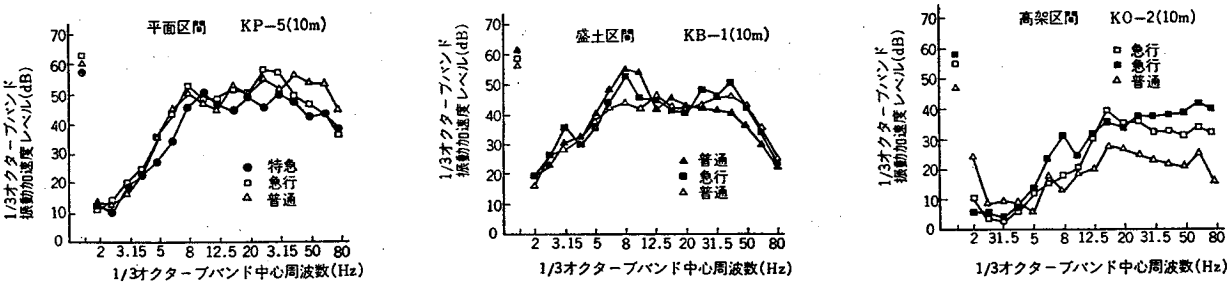
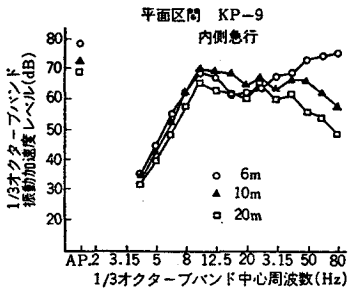


図４．４４　線路構造物による周波数分析結果の比較



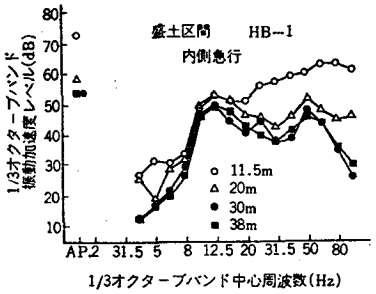


図４．４５　線路からの距離による周波数分析結果の比較

（b）　パワースペクトル分析によるもの

地盤の振動加速度記録について，シグナルプロセッサを使用し，パワースペクトルを計算した。図４．４６には，パワースペクトル，サンプリング波形，フーリエ逆変換波形を示した。また，図４．４７及び図４．４８は，線路構造物の相違によるスペクトル特性の相違を比較したものである。

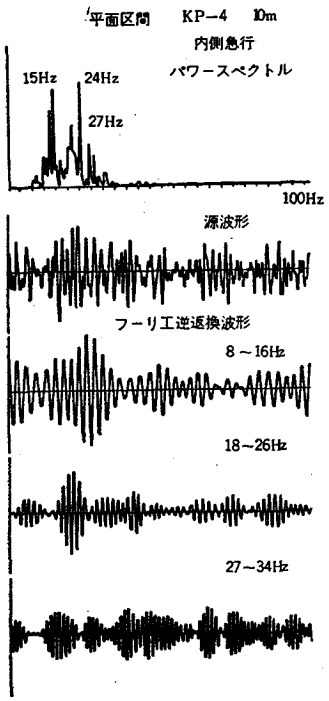


図４．４６　パワースペクトル分析結果

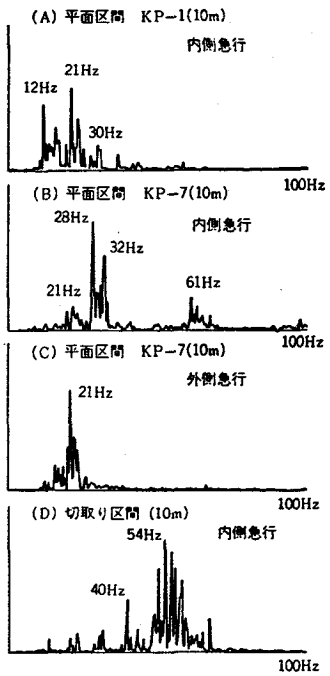


図４．４７　線路構造物によるパワースペクトルの比較（１）

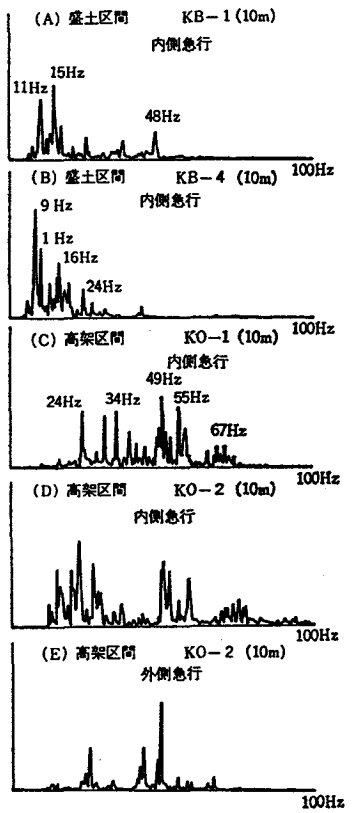


図４．４８　線路構造物によるパワースペクトルの比較（２）

これらの図より，素地区間では２０ＨＺ，１０Ｈｚ及び３０Ｈｚ付近の周波数成分が大きく卓越することが知られる。この１０Ｈｚ付近の周波数成分は，近接する車輪がレール凹凸を通過する時に，列車速度との関係から強制的に誘発されるものである。いま，列車速度を２５～３０ｍ／ｓｅｃとすると，車輪間隔２．１ｍでは１２～１４Ｈｚの周波数が求められる。盛土区間や切取り区間のように，線路構造物が沿道地盤と構造的に不連続である場合には，構造物固有の振動特性が励起される。盛土区間での卓越周波数成分は，比較的低く１０Ｈｚ付近にある。切取り区間では，４０～５０Ｈｚの相対的に高い周波数成分が卓越する。この４０Ｈｚの周波数成分は，枕木間隔と列車速度との関係から発生されるものと推定される。また，高架区間では，構造物の剛性，橋脚高さ，橋脚間隔，基礎の種類等の影響により，地盤の振動スペクトルは，素地区間・盛土区間に比較して複雑である。この他に，地盤の振動スペクトルは走行路線によっても大きく変化する。

図４．４７及び図４．４８は，同一車種の急行電車が測定点側及び反対側を走行した場合のスペクトルを比較したものである。素地区間では，枕木－道床－路盤－沿道地盤なる伝播経路において，反対側走行の場合には，道床－路盤のフィルター効果により高次の周波数成分が減衰されている。一方，高架区間での反対側走行の場合には，走行路線－橋脚－沿道地盤なる伝播経路が，測定点側のものに比較して遠くなることから，スペクトルの形状が単純になっている。

図４．４９は，線路からの距離による地盤の振動スペクトルの変化を示している。すなわち，軌道の近傍では９０Ｈｚ付近の高次の周波数成分が卓越しているが，地盤の１０ｍ地点ではこの周波数成分は消失し，６０Ｈｚ付近の周波数成分が卓越する。さらに地盤の２０ｍ地点では，１０Ｈｚ付近の周波数成分が卓越することになる。この低次の周波数成分は，振動のレベルは小さいが，家屋の共振現象を誘発して家屋内の振動レベルの増加を招くこともあるので，鉄道沿線の家屋及び家屋内に居住する住民への振動環境に与える影響は必ずしも軽視できない。

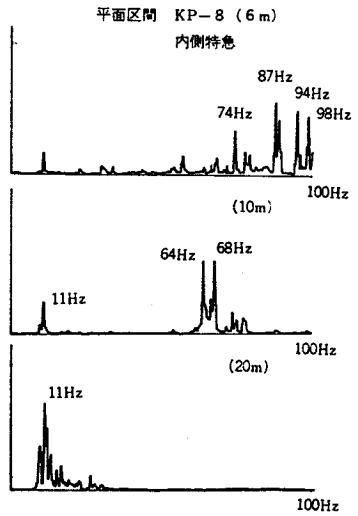


図４．４９　線路からの距離による
パワースペクトルの比較

（１１）　地盤の地中における周波数特性

ケースⅣの地中の実測データによる１／３オクターブバンド周波数分析結果を図４．５０に示した。このデータは，軌道中心からの距離５ｍ，深さ１．５ｍにおける計測結果で

あり，図中の●印は軌道改良工事前の，○印は軌道改良工事後のものを示している。軌道改良工事による影響はほとんどなく，地盤の地中の振動スペクトルでは，３１．５Ｈｚ付近の周波数成分が顕著に卓越している。

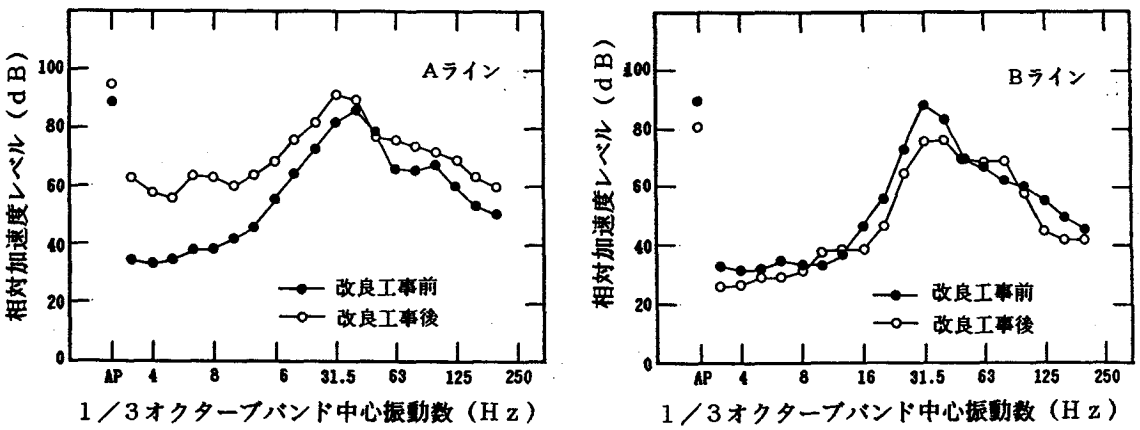


図４．５０　地中振動の周波数分析結果

４．２．３　まとめ

本章では，交通機関により発生する地盤振動の実態調査から，この地盤振動の特性を解明するものとした。すなわち，道路交通振動に関しては，大阪市府・市内及び京都市内の一般平面道路を対象として道路交通振動の実態調査を行うとともに，道路交通振動への影響要因をより単純化して把握するために，試験車走行による振動実験を実施した。

一方，鉄軌道振動に関しては，在来線の素地区間を主体として列車走行時の地盤振動の実態調査を行なつた。これらの結果より，交通機関により発生する地盤振動の発生レベル，距離減衰，周波数特性等について基礎的な考察を行なうとともに，振動レベルに対する影響因子として，道路交通振動では，(1)路面性状，(2)走行速度，(3)車種，(4)交通量及び(5)地盤条件との関連性について検討した。また，鉄軌道振動に関しては，(1)列車速度，(2)車両重量及び(3)車両数等の影響因子との関連性について検討を行なった。

これらの解析結果より，道路交通振動の発生レベルには，特に路面の平坦性の影響が大きいこと，また，鉄軌道振動では，レールのジョイント部が，特に大きな影響を持つことが知られた。主な結論を要約すれば，以下の通りである。

道路交通振動に関する結論は，次のようである。

(1)道路交通振動の発生レベルと振動数特性には，大型車類のばね下振動数の影響が大きく寄与している。

(2)単独車両走行時の振動レベルは，走行速度が１０ｋｍ／ｈ増加するごとに約３ｄＢ増加する。

(3)地盤の振動レベルは総交通量とは単純な対応を示さず，等価交通量と関連づけられる。

(4)地盤の表面波速度が小さいほど，すなわち地盤が軟弱なほど振動レベルが大きくなる。また，舗装版の動的たわみと路端における最大変位振幅には正の相関がある。

(5)道路交通振動の距離減衰傾向は，表面波的な減衰（－３ｄＢ／２ｄ）と実体波的な減衰（－６ｄＢ／２ｄ）の中間領域にあるとみなされる。この距離減衰傾向は，道路端の振動レベルが大きいほど，かつ振動数が高いほど大きくなり，特に２０Ｈｚ以上の振動数成分の影響が強い。

(6)道路交通振動の要因分析より，路面平坦性の影響が最も大きく，これについで車種と地盤の良否の影響が大きいことが判明された。

(7)伝播波動の特性は，振源距離１０ｍ付近を境界として，実体波的な特性からレイリー型の表面波的な特性に移行する。

鉄軌道振動に関する結論は，次のようである。

(1)在来線沿線の地盤の振動レベルは，線路よりの垂直距離１０ｍ付近では６０ｄＢ程度である。これは家屋内での振動の増幅作用を考慮すれば，人体の振動感覚いき値を５ｄＢ程度越えている。

(2)線路構造物による地盤の振動レベルを比較すると，素地区間が盛土区間に比較して平均で２～３ｄＢ大きい。また，盛土区間では，盛土高さの増加により振動レベルが低下する。

(3)振動レベルの距離減衰は，素地区間では点振源的な－６ｄＢ／２ｄの減衰特性を，盛土区間では－３ｄＢ／２ｄの線振源的な減衰特性を示す。

(4)地盤の振動スペクトルは，車輪配置と列車速度との関係から誘起される１０Ｈｚ付近の周波数成分及びばね下質量とレールの支持ばねの影響による４０Ｈｚ付近の周波数成分が特に卓越する。

(5)振動源からの距離が大きくなるとともに，地盤振動の卓越周波数成分は高次から低次の成分に移行する。盛土区間，高架区間，切取り区間では，構造物自体の振動特性が地盤の振動スペクトルに大きく寄与する。

(6)振動レベルと列車速度との相関が特に大きく，列車速度が１０ｋｍ／ｈ増加すると，振動レベルは１～２ｄＢ大きくなる。

参考文献

1)早川　清・畠山直隆：大阪市内の走行車両による沿道の振動調査について，立命館大学理工学研究所紀要，第21号，1971.,pp.46～59

2)早川　清：道路交通振動の発生並びに伝播メカニズムと対策，環境技術，Vol.10,No.8,1981.,,pp.659～664

3)早川　清・畠山直隆：自動車による騒音・振動の特性と環境問題（振動の部），土木学会関西支部騒音・振動に関する環境問題講習会テキスト，1976.,pp.29～39

4)早川　清・沢武正昭・村田裕計・仲尾　浩：発泡スチロールを使用した地盤振動対策，環境技術，Vol.19,No.4,1990.,pp.252～257

5)早川　清・畠山直隆：私鉄電車における沿道の地盤振動について，土木技術，Vol.35,No.5,1980.,pp.89～97

6)早川　清・竹下貞雄・松井　保：防振マットによる鉄軌道の地盤振動低減効果とその評価，土質工学会論文報告集，Vol.32,No.1,1992.,掲載予定

5．　交通機関による地盤振動の予測

5．1　道路交通による地盤振動の予測

道路交通振動の発生と伝播には，車種，車重，走行速度，道路形態，路面状況，地盤の弾性的要素等が関係し，影響要因が相互に変動するので，その発生と伝播メカニズムは極めて複雑である。

環境アセスメントに係わる道路交通振動の予測に当たっては，建設省土木研究所の提案による予測式（以下，土研式と呼ぶ）が社会的なコンセンサスを得て適用されてきている。この予測手法は，交通条件，路面条件及び地盤条件等を考慮して，時系列シミュレーション手法に重回帰分析手法を組合わせたものとなっている。提案式は平面道路，高架道路，盛土道路，切土道路等の道路構造別にL_{10}（通常，５秒間隔に１００個読み取った振動値の累積頻度曲線の８０％レンジの上端値）の予測を目的として立案されている。

しかしながら，特に関西方面の実測調査結果によれば，土研式による予測値と実測値との適合度がそれほど良くないとされる事例が多い。そこで本項では，大阪市内及び京都市内の主要幹線平面道路を対象として道路交通振動の実測調査を行い，著者等の提案している幾つかの予測手法並びに土研式による予測の適合性について検討する。

5．1．1　道路交通による地盤振動の予測手法

（1）　みかけのパワーレベルを用いる予測手法 [1~2)]

道路交通騒音の予測手法と同様な考え方でみかけのパワーレベルを算出し，実交通流を比較的簡単なモデルに想定した場合のL_{10}の予測手法について検討した。

（a）　調査概要

調査場所は高槻市の国道１７１号線と大東市内の外環状線の４車線平面道路とした。振動測定は振動レベル計６台をカセット型データ・レコーダを用いて振動加速度を同時録音するものとした。これと同時に歩道橋上にセットしたビデオレコーダにより連続３０分間，各４回の交通流の映像記録を行った。この測定は，単一車両走行時のピークレベルを求めるものと，連続して３０分間測定しL_{10}を求めるものとを並行して行い，同時にスピードガンにより車速の計測を行った。

（b）　振動の調査結果

振動記録をレベルレコーダ上に再生し，単一車両走行時のピークレベルを車種別，車線別に求めた。次に各データの平均値を用いて，車種ごとの距離減衰を示すと図５．１及び図５．２のようになる。車速，車重，車の新旧，走行状態などの条件により，振動レベルは同一車種でも１０ｄＢ以上のばらつきを示す。ここでは，図５．１及び図５．２の距離減衰を示す式として，次のような式を採用した。

$$VL=PWL-10\log_{10}L-20\cdot L\cdot\beta\cdot\log_{10}e \quad (dB) \qquad (5.1)$$

ここに，VL:振動レベル(dB),PWL：パワーレベル(dB),L:振動源から測定点までの距離(m)，β:減衰係数である。

測定データを用いて，残差の平方和が最小になるようにPWL及びβを求めた。これらの結果を表５．１に示した。

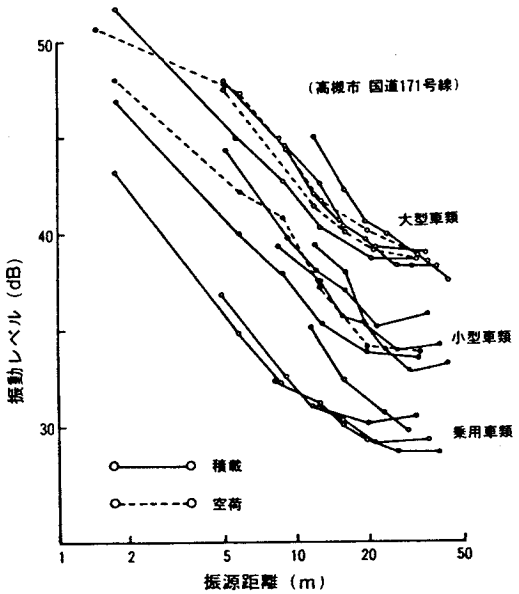


図５．１　振動レベルの距離減衰（１）

表５．１　パワーレベルと減衰定数

測定場所	車種の分類	パワーレベル (dB)	減衰係数
国道171号線	大型車類	54.5	0.015 1/M
	小型車類	49.8	
	乗用車類	43.2	
外環状線	大型車類	62.4	0.000 1/M
	小型車類	56.6	
	乗用車類	48.0	

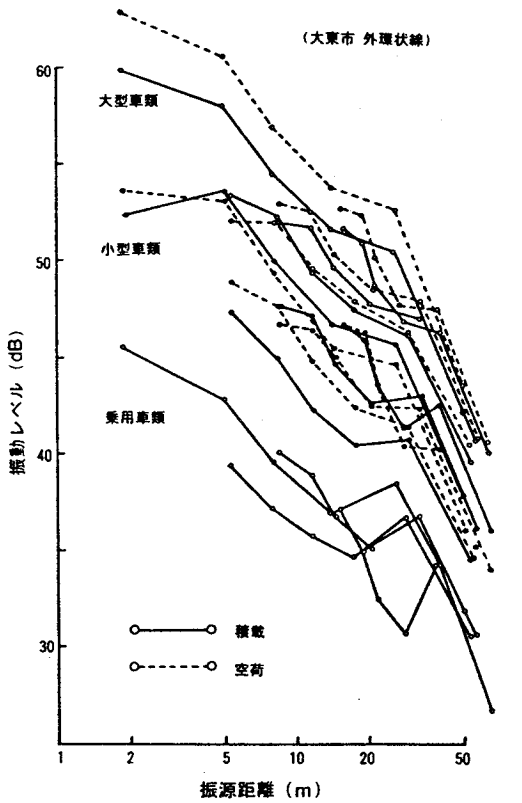


図５．２　振動レベルの距離減衰（２）

（ｃ）　交通量，車種別混入率と車頭間隔

ビデオテープを再生し，各３０分間ごとの交通量，車種・車線別の混入台数，車頭時間を計測し，平均速度から車頭間隔を計算した。

（ｄ）　予測手法の検討

道路騒音における予測手法と同様に，車種によるパワー比，車速と振動レベルの関係（VL=0.29V,V:車速）より，車種の混合割合，平均速度を考慮して１台の車のみかけのパワーレベル値の算定に以下の式を用いた。

$$\overline{PWL}=0.29V+\begin{matrix}30.3\\37.3\end{matrix}+10\log_{10}(a_1+4.0a_2+10.4a_3) \quad (dB)\ \begin{matrix}\text{上段（高槻）}\\\text{下段（外環状）}\end{matrix} \qquad (5.2)$$

a_1 ，a_2 ，a_3 ：それぞれ乗用車，小型車，大型車の混入率

なお，外環状線は，路面の平坦性が目視による判断で高槻よりかなり悪い状態であったので，車種によるパワー比は高槻の結果を用いて以下の検討を行った。

道路騒音の等間隔モデルに基づく予測手法に準じ，等しいパワーレベルを持つ車両を各車線に等間隔に配置し，(5.1)の距離減衰式から各測定位置におけるL_{10}値をパワー合成して計算した。図５．３及び図５．４は，これらの計算結果の代表例を示したものである。図中の実測値は，各１０分間ごとに５秒間隔のサンプリングを行って求めたL_{10}値を示す。

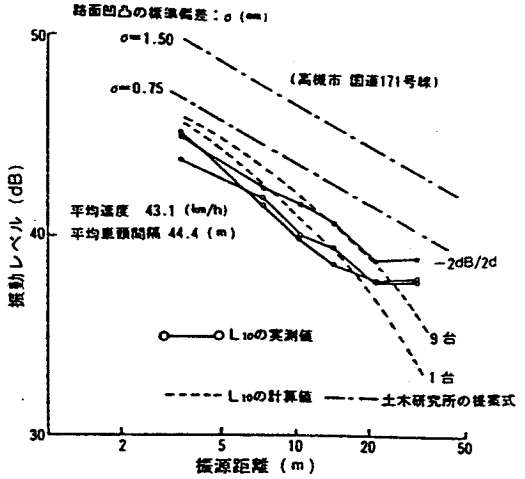


図５．３　L_{10}の実測値と計算値の比較（１）

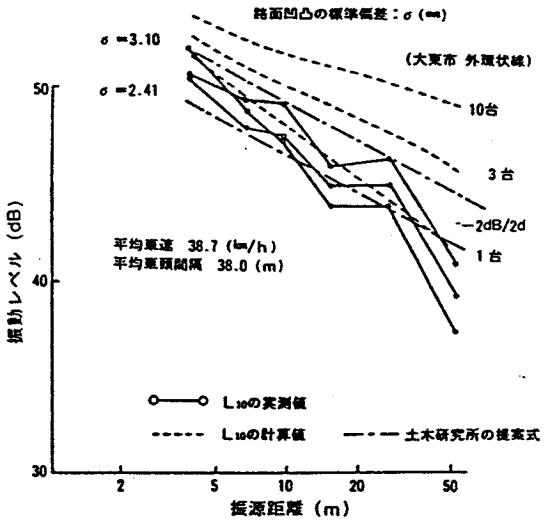


図５．４　L_{10}の実測値と計算値の比較（２）

計算結果によれば，高槻では等しいパワーレベルを持つ車両を各車線に８台程度見込めばほぼ一定値となり，外環状線では約１０台で一定値となる。計算値は，高槻では実測値と良く一致しているが，外環状線では計算値の方がかなり大きくなっている。この原因は，

みかけのパワーレベルの算出方法の検討を示唆しているものと考えられる。この検討では路面平坦性の調査を実施していないので，土研式と直接には比較できない。そこで，建設省提案の路面平坦性の検査基準を参考にして考察した。高槻では，σ=0.75（検査基準によれば，路面平坦性の良好の範囲はσ=0～2.41である。）としても全体に実測値が予測値より小さく，＋３ｄＢ程度の差を生じている。外環状線では，σ=2.41～3.10（同上，普通の範囲はσ=2.41～3.70である。）と推定すれば，この範囲では実測結果と一致している。従って，土研式による予測値は実測値より大きい傾向にあることが知られる。

（２）　理論的予測手法[3～4)]

本項では，道路交通振動の予測手法として，半無限弾性体の地盤上に外力が働いた場合の変位を求めるための理論式を，振動速度，振動加速度を計算する式に展開した。次に，実際の道路について測定した結果を用いて展開式との比較を行った。

（ａ）　Lambによる理論式

この方面に関する研究は，Rayleighが弾性体の表面上に沿って伝わる波動の存在を証明したことが始まりである。続いて，Lamb[5)]などの研究によってこの波動の生成機構が明らかにされた。自動車による地盤の振動は，その走行速度が弾性波の伝播速度に比較してかなり小さいので，振動源は静止状態にあると考えられる。従って，ここではLambなどが既に求めている理論解を用いることにする。

半無限弾性体の表面上に原点を取り，この原点に$R\cdot e^{i\omega t}$なる鉛直力が働く場合の表面上の振動を３次元的に求めた上下方向変位は次式で与えられる。

$$\omega = \chi R/2\mu \cdot K\ 2/(\pi \chi X)\cdot e^{i\omega t} \qquad (5.3)$$

ここに，p/h=Vp(縦波速度)，p/k=Vs(横波速度)，p/χ=Vr(レイリー波速度)，X:距離，μ:ラメの定数，ρ:単位体積質量，$\alpha_1=\sqrt{\chi^2-h^2}$，$\beta_1=\sqrt{\chi^2-k^2}$，$f(k)=8\alpha_1\beta_1\chi^2$，$F(\chi)=(2\chi^2-k^2)^2-2k^2\alpha_1\beta_1$，$K=-2\alpha_1 k\ (2\chi^2-k^2)^2/F'(\chi)f(k)$である。

式(5.3)によれば，ω_0はレイリー波の速度で四方に伝わり，距離の平方根に逆比例して小さくなることが知られる。なお，衝撃力が働いた場合の解も求められているが，道路に大きな不陸のある場合を除いて，大型車によるものは上述の周期的な力が働く場合の方が適合すると考えられる。

いま，地盤のポアソン比を１／３とすれば，Vp=2Vs，Vr=0.928Vsとなる。$1/\rho$=0.00613 $m^4/kgf\text{-}sec^2$，Ｒ＝１０ｔｆとして式(5.3)を計算すると，以下のようになる。

$$v=830\cdot V_R^{-\frac{5}{2}}\cdot p^{\frac{3}{2}}\sqrt{\frac{1}{X}}\sin\left(pt-\frac{P}{V_R}X-\frac{1}{4}\pi\right)\ (\mathrm{mm/sec}) \qquad (5.4)$$

ここに，V_R：レイリー波の速度(m/sec)，p：地盤に発生する円振動数(ラジアン/sec)，X：振動源からの距離(m)である。

（b） 実測値と予測値の比較

表５．２には，実測した大阪市内の道路の構造諸元を示した。自動車の前後輪に５ｔｆずつ懸るとして，式(5.4)による計算結果を実測値と対比して図示したものが図５．５である。これらから分かるように，計算値と実測値は，かなり良く一致することが知られる。

表５．２ 道路構造の諸元

諸元＼大阪市内		福島区 上海老江	港区 南市岡	西成区 旧端通	生野区 勝山通
幅員 (m)		15	40	27	15
構造 (cm)	路盤	20	20	30	20
	コンクリート	25	—	23	20
	アスファルト	—	30	7	—
歩道の有無		有	有	有	無
交通量	台/時	2,004	—	4,534	1,441
	台/日	26,100	—	68,100	18,700

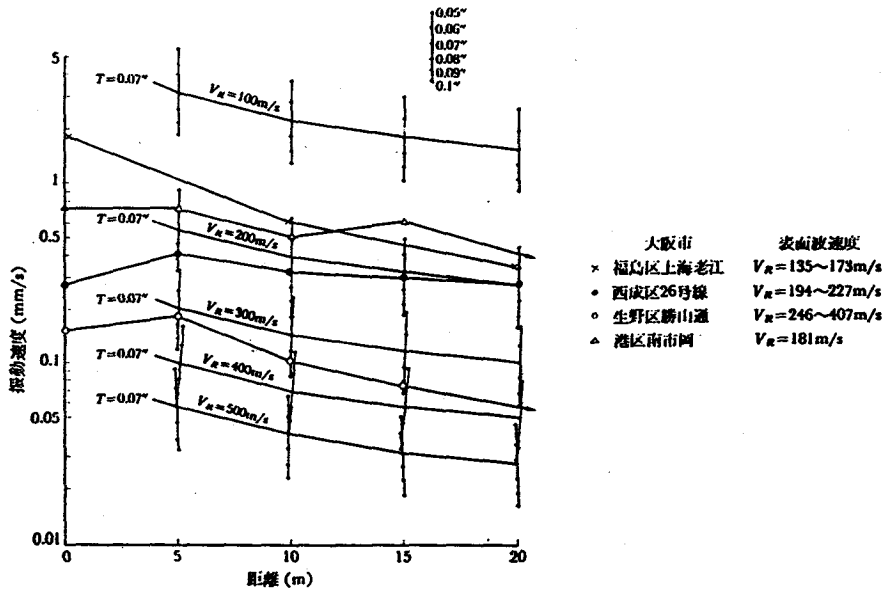


図５．５ 振動速度の実測値と計算値の比較

（3） 簡易予測手法

本項では，道路交通振動の評価値であるL_{10}の簡易予測手法について検討した。５．１．１（２）で述べた提案式を振動レベルのピーク値（Ｌｐ）を示すように修正した。次に，L_{10}とＬｐの回帰式を利用して簡単な計算によってL_{10}を推定することを試みた。

（a） 調査概要

調査対象道路は，表５．３に概要を示した京都市内の幹線平面道路９箇所である。路面状況については，目視による判断を参考として追記したものである。調査期日は，昭和６２年５月９日～６月１８日である。表５．４には，調査対象道路の交通条件を示した。

表５．３ 調査対象道路の概要

調査番号	調査地点名	調査地点の道路状況				
		道路幅員(m)	車線数	歩道の有無	舗装の種類	路面状況
A	北大路新町	16.6	4	有	アスファルト	普通
B	烏丸寺ノ内	13.6	4	有	アスファルト	普通
C	堀川上立売	38.0	8	有	コンクリート	やや不良
D	堀川蛸薬師	30.0	10	有	コンクリート	良
E	五条若宮	38.5	8	有	アスファルト	普通
F	五条壬生川	37.9	7	有	アスファルト	やや不良
G	西大路五条	27.2	4	有	アスファルト	やや不良
H	西大路太子道	15.8	4	有	アスファルト	やや不良
I	西大路御池	14.2	4	有	アスファルト	普通

表５．４ 調査対象道路の交通条件

調査番号		総交通量	大型車交通量	等価交通量	大型車混入率
I	D	716	28	103	4.0
	E	590	29	114	4.9
	F	590	27	126	4.5
	G	371	17	141	4.3
	H	359	17	141	4.6
	I	181	5	58	2.6
II	A	258	12	97	4.7
	B	217	3	62	1.3
	C	386	12	64	3.0

(注)数字は500秒間当りのものである．

振動測定場所の条件として，(1)対象道路と直角に振源距離３０～４０ｍの側道が確保できること，(2)道路交通以外の振動源の影響がないこと，(3)交差点より１００ｍ以上離れていることを原則とした。歩道端を起点として，原則として５ｍ，１０ｍ，４０ｍの位置に振動レベル計のピックアップをセットし，鉛直方向の振動加速度記録をデータ・レコーダを用いてテープ上に磁気録音した。各調査地点において，１時間当たり１０分間の測定を５～６時間帯について行った。

振動測定時間帯の交通量の測定にはビデオシステムを利用し，全車線の交通流の撮影を歩道橋上に設置したビデオカメラで録画した。車速の測定にはスピードガンを使用し，各調査地点の交通流を代表する車両２０台についての計測を行った。

路面状況の測定は，通常，３ｍ長さのプロフィル・メータを用いて実施されている。しかし，本調査では交通車両を止めての測定が不可能であったので，土研式の補正項にある路面凹凸の指標は求めていない。そこで，乗用車の車軸に加速度計を固定し，振動測定側の車線を等速度で数回走行させ，この時の磁気録音記録から路面凹凸に関する参考的指標を求めるものとした。

（ｂ）　記録の整理方法

振動の磁気録音記録をレベルレコーダ上に再生し，大型車類の単独走行時における振動レベルのピーク値Ｌｐを求めるとともに，上述のL_{10}値を算定した。またＦＦＴアナライザを用いて，振動加速度記録のパワースペクトルを算出した。

交通流に関しては，ビデオ記録をブラウン管上に再生し，車種別、（大型車類、小型貨物車類、乗用車類の３車種分類とした）車線別の，５００秒間当りの台数をハンドカウンターで計測した。

さらに，振動加速度の磁気録音記録をレベルレコーダ上に再生し，３ｍｍ間隔で約５０個のデータを読み取り，その算術平均値を路面凹凸の指標とした。

（ｃ）　簡易予測手法に関する検討[6)]

式(5.4)を振動レベル値を求める式に修正したものが式(5.5)である。

$$VL = 20\log C + 30\log P - 50\log Vr - 10\log X + 71 \quad (dB) \qquad (5.5)$$

ここに，ＶＬ；振動レベル(dB)，Ｃ；主として道路の状況，自動車の重量と速度に関する影響を含む係数，Ｐ；円振動数(ﾗｼﾞｱﾝ/sec)，Ｖｒ；レイリー波速度(m/sec)，Ｘ；振動源からの距離(m)である。

図５．６は，実測のＬｐの平均値の距離減衰を示したものである。点線は，式(5.5)を用

いて係数Cを実測結果に最適値となるように回帰計算から求めたものである。これらの検討結果より，係数Cとしては，５６～１９７が得られている。

図５．７は，Ｌｐ とＬ10の回帰関係を求めた結果を示している。各々の測定場所でのＬｐとＬ10との回帰式および相関係数は以下のようになっている。

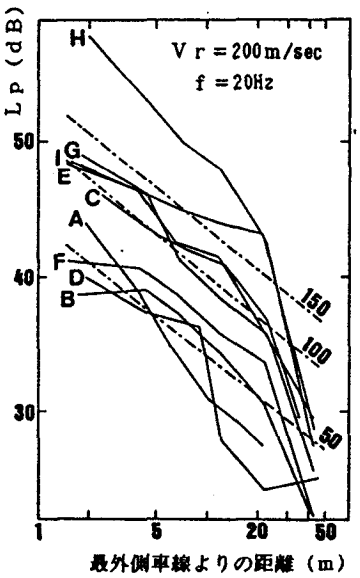


図５．６　Ｌｐの距離減衰

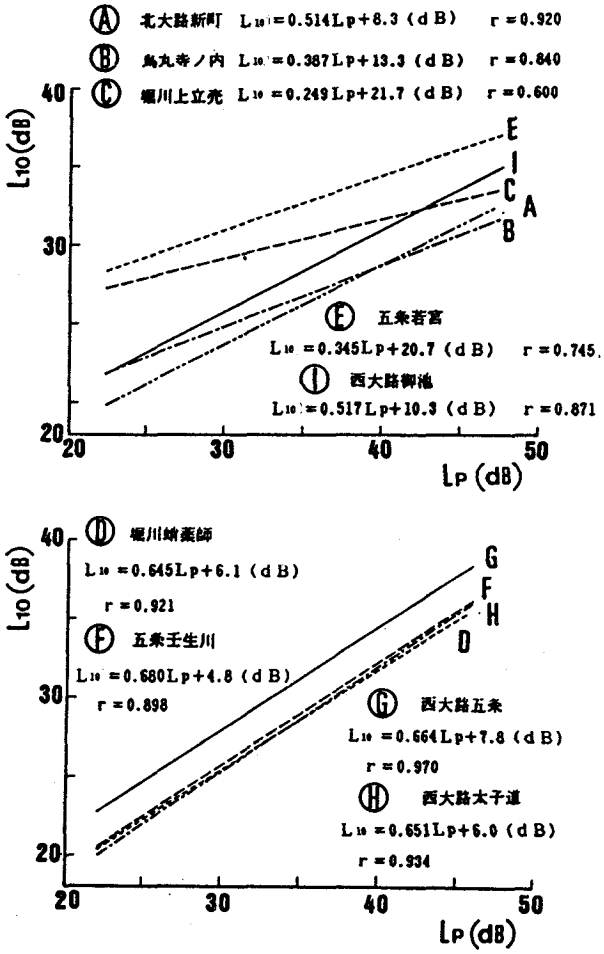


図５．７　Ｌ10とＬｐの関係

A：$L_{10}=0.514Lp+8.3$, $r=0.920$　　F：$L_{10}=0.680Lp+4.8$, $r=0.898$

B：$L_{10}=0.387Lp+13.3$, $r=0.840$　　G：$L_{10}=0.664Lp+7.8$, $r=0.970$

C：$L_{10}=0.249Lp+21.7$, $r=0.600$　　H：$L_{10}=0.651Lp+6.0$, $r=0.934$　　(5.6)

D：$L_{10}=0.645Lp+6.1$, $r=0.921$　　I：$L_{10}=0.517Lp+10.3$, $r=0.871$

E：$L_{10}=0.345Lp+20.7$, $r=0.745$

L_{10} は振動レベルの変動ごとの最大値の平均値とほぼ等しくなることが指摘されてきているので，上記の相関係数が高くなることは予期されたことである。従って，L_{10} の簡易な予測手法として，Ｌｐを上述の式 (5.5) で算出した後にＬ10とＬｐの回帰式に代入すれ

ば、単純にL10が推定されることになる。地盤の振動減衰が局部的な路面凹凸の存在によって実体波的な距離減衰となる場合には，この推定方法は適用できないが，新設道路における道路交通振動の予測には適用可能であろう。

5．1．2　道路交通振動予測式の適合性に関する検討

（1）　土研式と実測値との適合性

大阪府下における，平面道路９０ヵ所での道路交通振動の実測結果を用いて，土研式によるL10の予測値と実測値との適合性に関する検討を行った。この実測結果より，交通量が１００台未満のものを削除して，土研式によるL10の予測値と実測値との関係を図示したものが図５．８である。全体的に，土研式によるL10の予測値は実測値より大きい傾向にある。また，同じデータを用いて，（実測値－予測値）を予測誤差として，その度数分布を描いたものが図５．９である。これらより，予測誤差は最大で２０ｄＢ程度あり，予測誤差は平均でも５ｄＢであることが分かる。実測結果では，道路交通振動に最も影響の大きい路面凹凸の指標を目視によって判定していることを差引いても，この予測誤差は大き過ぎると言えよう。

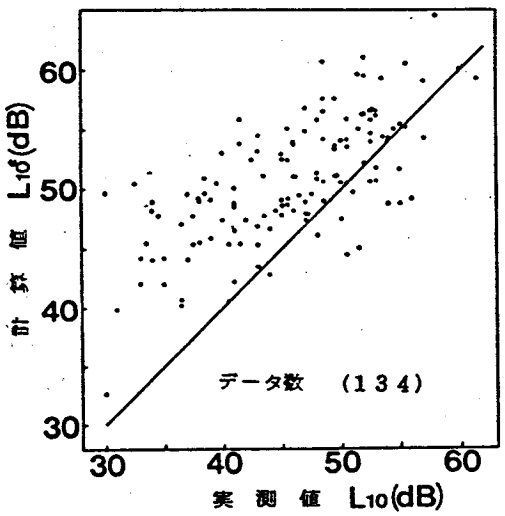


図５．８　実測値と予測値の関係

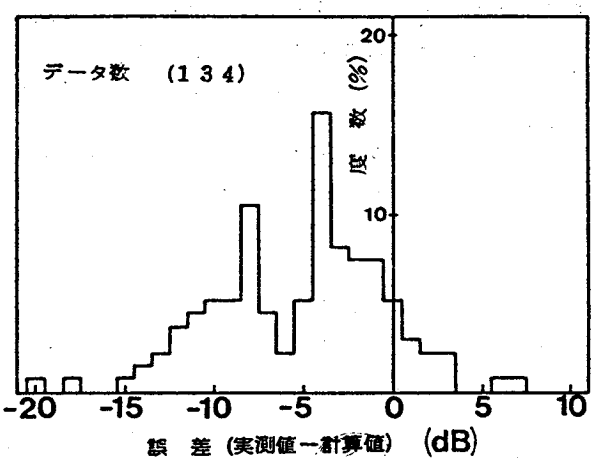


図５．９　予測誤差の度数分布

（2）　土研式の修正による適合性の改良[7)]

前項で述べたように，L10の実測値と土研式による予測値との適合性を検討した結果，予測値が実測値よりもかなり大きい結果となっている。そこで，予測精度の向上のための一試案として，土研式の等価交通量以外の補正項を固定して，等価交通量QとL10との関

係式の修正を試みた。

建設省土木研究所によると，平面道路の予測基準点における道路交通振動の振動レベルL_{10}の予測式[8]は，以下のようである（ただし、σ＝１．０mm，アスファルト舗装，ｆ＝８Ｈｚの条件とする）。

$$L_{10}=65\log(\log Q)+6\log V+4\log M+14\log\sigma-20\log f+35 \qquad (5.7)$$

ここに，Ｑ：等価交通量(台／５００秒)，Ｖ：車速(km/h)，Ｍ：車線数，σ：路面凹凸の標準偏差(mm)，ｆ：地盤の卓越振動数(Hz)である。

簡単のために検討位置を予測基準点に限定し，車速４０ｋｍ／ｈ，車線数４，σ＝１ｍｍ，アスファルト舗装，地盤の卓越振動数１６Ｈｚの基準条件を想定した。補正項のうち，特にσの寄与する影響が大きい。そこで，プロフィル・メータによるσ値が実測されている大阪市内のデータを用い，σ値とL_{10}との相関を調べたものが図５．１０である。データのばらつきが大きく，相関係数ｒ＝０．５００とそれ程対応性は良くない。しかし，σにかかる係数は１２となるので，土研式中の係数１４とほぼ同様と評価される。

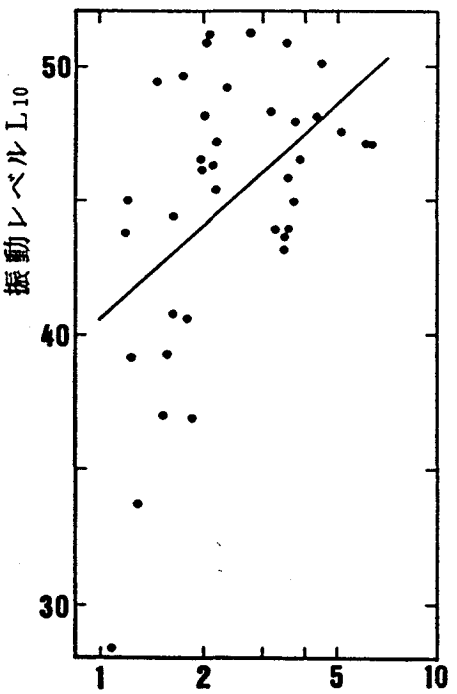


図５．１０　L_{10}と路面凹凸

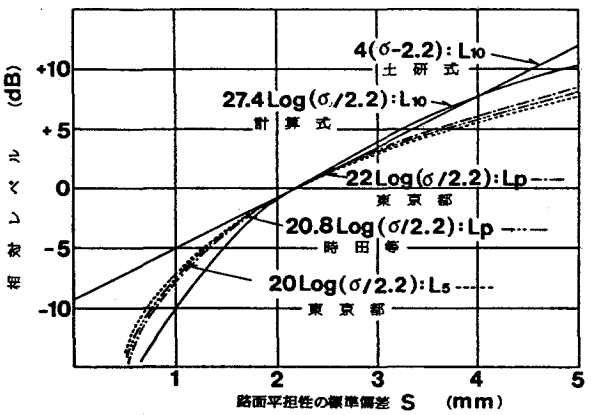


図５．１１　平坦性によるレベル補正量

次に、京都市内の結果との照合を可能とするために，車載振動計による凹凸指標σ'をσに対応づけることを考えた。図５．１１は，車載振動計による凹凸指標σ'と相対レベルの関係を既往のプロフィル・メータによるσ値との関係に対応させたものである。σ＝１．

５～３．５ｍｍの範囲では，土研式による補正量との差は２ｄＢ以下であるので，σ’をσの代用値として適用した。

以上の検討結果を踏まえて、等価交通量ＱとＬ10との関係を示したものが図５．１２及び図５．１３である。大阪府内のデータについては，調査年度で内容に相違があるので区別して示した。これらより，修正式と相関係数は、以下のように求められる。

大阪府(昭和52年のデータ)	$L_{10}=47\log(\log Q)+23$	$r=0.715$
大阪府・市(昭和60,61年のデータ)	$L_{10}=47\log(\log Q)+26$	$r=0.658$ (5.8)
京都市	$L_{10}=65\log(\log Q)+5$	$r=0.685$

大阪府・市のデータでは，Ｑの係数がいずれも４７となり，京都市のデータでは土研式と同様の係数６５が得られた。次にこの修正式を用いて，実測データに各補正項を加味して求めた実測値と予測値との関係は、図５．１４のようになる。予測値は実測値より２ｄＢ程度だけ大きくなる傾向が知られ，適合度が改善されている。一方，大阪府・市内の全データについて，土研式と修正式による予測誤差の分布を示したものが図５．１５である。いずれの式によっても誤差の分布は－１０～－２０ｄＢとなり，かなり広範囲に渡っている。しかしながら，平均誤差は土研式によると４．４ｄＢ，修正式では－０．１ｄＢとなり，予測精度の向上が見られる。

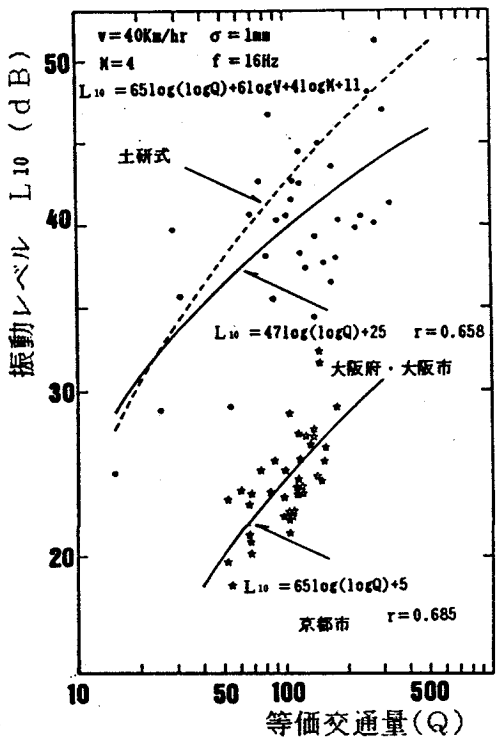


図５．１２　等価交通量とＬ10の関係（１）

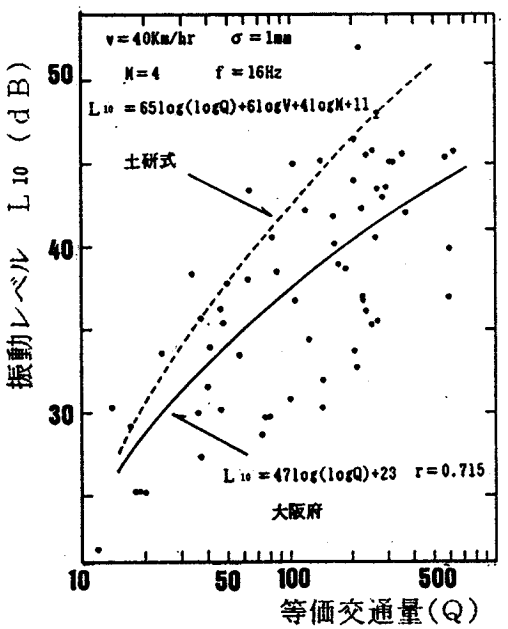


図５．１３　等価交通量とＬ10の関係（２）

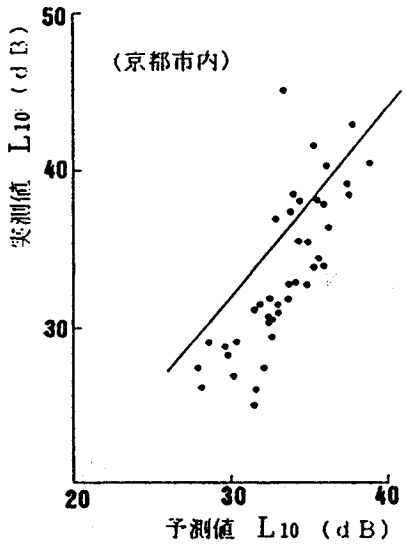


図５．１４　実測値と予測値の関係

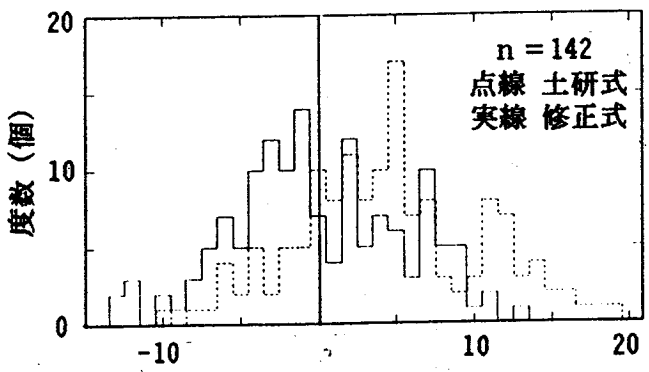


図５．１５　予測誤差の度数分布

５．２　鉄軌道による地盤振動の予測

列車の走行により誘起される振動は，沿道地盤に伝達される経路において，発生源では車両の種類，列車編成，列車速度，軌道構造等の影響因子により様々に異なり，伝播経路では線路構造物や基礎構造の違いによっても多様な特性を示す。これらに加えて，沿道への振動の伝播媒体である地盤の諸性質が複雑であるために，沿線における地盤振動の的確な予測は極めて困難なものとなっている。

しかしながら，新路線計画や在来線の増設計画，高架化改良工事にあたっては，鉄軌道振動も環境アセスメントの項目に含めての検討が不可避である。

５．２．１　理論的手法による鉄軌道振動の予測[9)]

本項では，鉄軌道によって発生する地盤振動の予測手法に関して，鉄軌道振動の発生機構をモデル化して取り扱い，その振動波形を理論的にシミュレートする手法について考察した。

（１）　地盤振動の測定概要

測定場所は，京都－大阪間を運行する阪急電鉄沿線の素地区間（大山崎地区，桂地区とする）の２箇所を選択した。測定点側に最も近い線路から適当な距離に動線輪型の微動計（固有振動数２Ｈｚ）７台を設置し，電磁オッシログラフ，ガルバー（固有振動数１５Ｈｚ）を使用して，感光紙上に上下方向の変位波形の同時記録を行った。加速度波形については，圧電型加速度計，サーボ型加速度計を使用し，それぞれ専用の増幅器を通じてデータレコーダに磁気録音を行った。地盤振動の測定と同時に，ある基準点を列車の先頭部と後尾部が通過する時間差をストップウォッチで計測し，列車長から走行速度を算出した。

（２）　変位波形と加速度波形

図５．１６は，変位波形記録の代表例を示したものである。変位波形の形状の特徴によって類別すると，レール近傍では測線に列車が近接する時に，低次の周波数で大きい変位が生じており，これに車輪とレールの動的相互作用により発生すると思われる高次の周波数成分が重複している。しかしながら，線路より６．５～１０．５ｍ程度離れると高次の周波数成分は急速に減衰し，レールの継目部を各車輪が通過する時の影響による周波数成分の振幅が大きくなっている。さらに，線路よりの距離が１２．５～１４．５ｍ程度離れると，高次の周波数成分はほとんど見られなくなり，継目部を通過する各車輪の間隔に対応して少し大きな変位成分が現れてくる傾向にある。従って，線路の近傍では，移動する

軸荷重の配置により誘起される振動成分が大きな変位を示し，線路よりの距離が大きくなるとレールの継目部による影響が支配的となる。この現象が列車の通過時間だけ反復される。

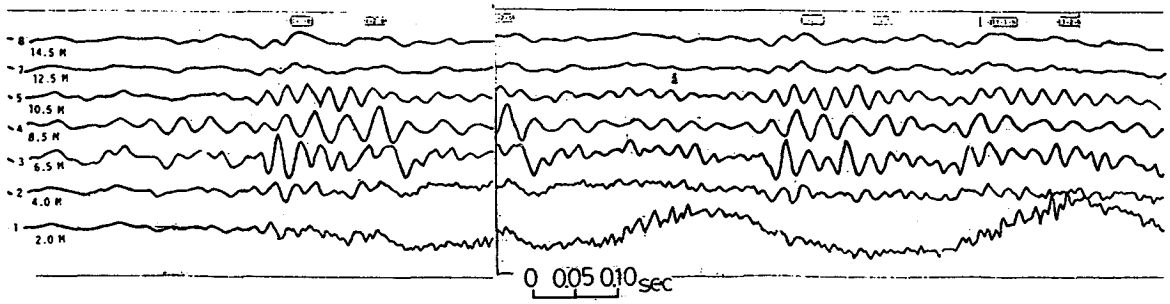


図５．１６　実測変位波形

図５．１７は，同一地区の加速度記録波形を示したものである。加速度波形では，線路よりの距離にそれほど関係なく，継目部で発生すると思われる高次の周波数成分の影響が強調される。そのため，各車輪が継目部を通過する時の振幅が極端に大きくなる。そのために，変位波形記録に見られたような，近接部を列車が通過する時の大きな振幅を示す波形は，判別しにくくなっている。

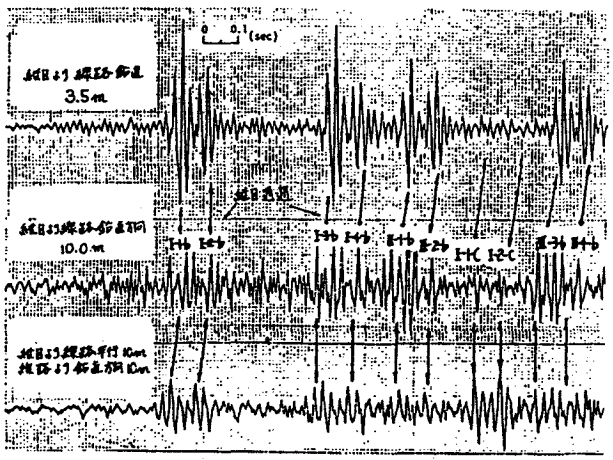


図５．１７　実測加速度波形

（３）　周波数スペクトル

記録紙上の変位波形を1/200秒間隔でサンプリングしてＡ－Ｄ変換を行い，これらの数値を用いて大山崎地区の変位波形のパワースペクトルを求めたものが図５．１８である。これらより，線路の近傍では車輪間隔による軸荷重配置と列車の走行速度との関係から発生する２Ｈｚ付近の周波数成分のみが卓越するが，４～６．５ｍ付近ではこの周波数成分に加えて１０Ｈｚ付近，４０Ｈｚ付近の周波数成分も卓越することが知られる。８．５～１０．５ｍの距離では４０Ｈｚ付近，１０Ｈｚ付近の周波数成分が卓越し，さらに線路よりの距離が大きくなると，高次の周波数成分は急速に減衰し，１０Ｈｚ付近の周波数成分が大きく卓越してくる。このように，列車走行時に誘起される地盤振動の周波数スペクト

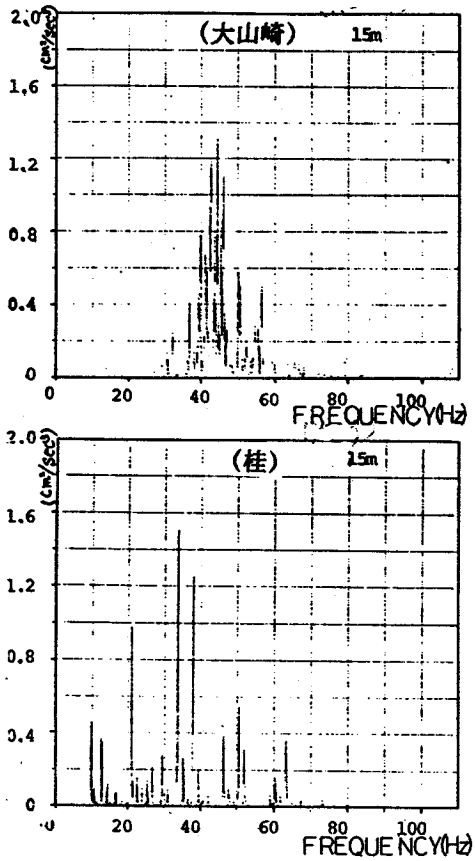


図５．１９ 加速度波形のパワースペクトル

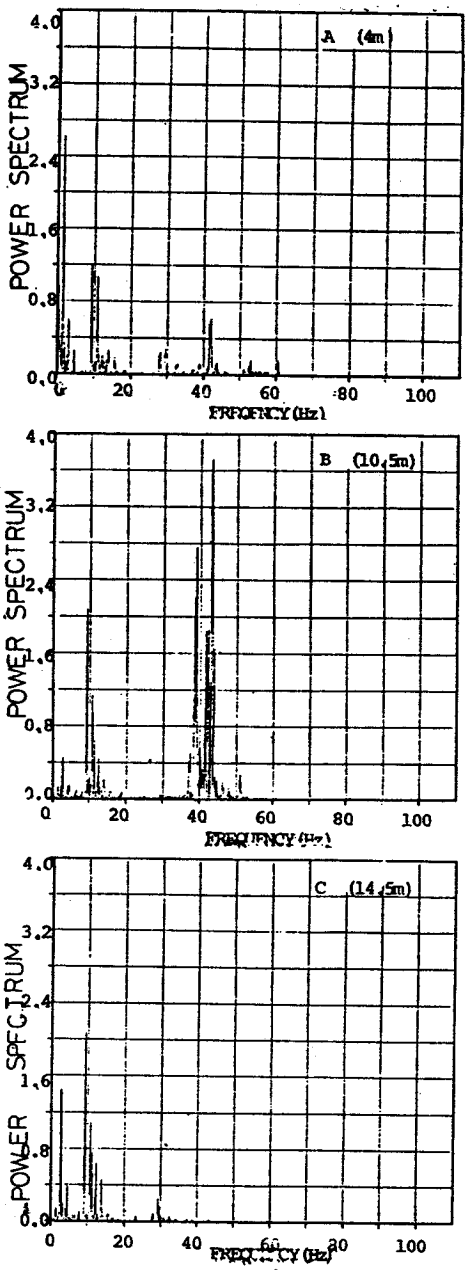


図５．１８ 変位波形のパワースペクトル

ルは，波動の伝達経路，地盤の硬軟や成層条件等によって軌道からの距離で複雑に変化する。これらの卓越周波数成分のうち，１０Ｈｚ付近のものは車体の曲げ固有振動数に近い。しかし，この周波数には，走行列車の近接した２つの車輪間隔による移動荷重が測線の近傍レールの継目部を通過する時に，列車速度との関係から誘起される割合のほうが大きく寄与していると思われる。４０Ｈｚ付近の周波数成分については，ばね下質量，レール 及び 枕木が一体となって振動するようなモデルを仮定して計算すると，この振動系の固有振動数に近接している。また，５０Ｈｚ付近の周波数成分は，枕木間隔と列車速度との関係から誘起されるものと思われる。一方，磁気録音した加速度記録につ

いてパワースペクトルを求めたものの代表例を，図５．１９に示した。上述したように，加速度記録の場合は，変位記録に比較して高次の周波数成分が強調されて現れやすくなる。パワースペクトルの大小に多少の差はあるが，線路から１０～３０ｍの位置における卓越周波数成分は，３０Ｈｚ，４０Ｈｚ及び５０Ｈｚ付近にそれぞれ共通して見られる。

（４）　変位波形の距離減衰

図５．２０は，変位波形の距離減衰を示したものである。各距離における波形の振幅は，主として測線に各車輪が最とも近接した時に対応する記録　及び各車両の中央部が通過した時に対応する記録について整理した。この図の関係より，式(5.9)を適用して減衰係数を算定し，変位波形のシミュレーション計算に用いるものとした。これらにより求めた減衰係数は０．１～０．２程度であり，既往の地盤の減衰係数に比較すると大きくなっている。これは，主要には振動の測定範囲が，線路から比較的近いことに影響されているものと思われる。

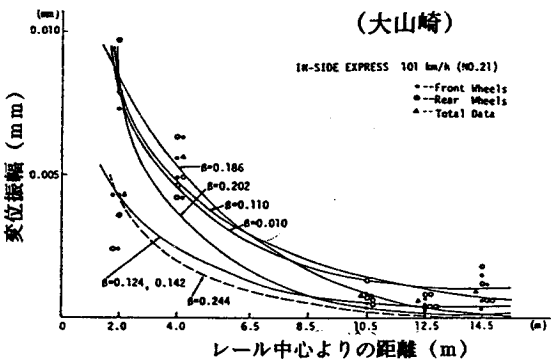


図５．２０　変位の距離減衰

$$y_n = y_1 (x_1/x_n) e^{-\beta(x_n - x_1)}$$

$$\beta = \{-\log_e(y_n/y_1) - \log_e(x_1/x_n)^{-1/2}\}/(x_n - x_1) \qquad (5.9)$$

ここに，β：減衰係数(m^{-1})，x_1：振動源から基準点までの距離(m)，x_n：振動源からある測点までの距離(m)，y_1，y_n：x_1，x_nの位置における変位振幅(mm)である。

（５）　シミュレーション方法

列車走行時に地盤に発生する振動波形をシミュレーションする方法として，ここでは実測資料を参考にして，変位波形，加速度波形を半理論的に再現化することを試みた。すなわち，変位波形に関しては，Lambの半無限弾性体の表面に周期的加振力が働く場合の，上下方向成分についての理論解を適用した。一方，加速度波形については，同様に衝撃力が作用する場合の近似解を適用して計算を実施した。

（ａ）　変位波形について

Lamb[10]によれば，半無限弾性体の表面上の１点を原点として，そこに$e^{i\omega t}$なる鉛直方向の周期的加振力が働く場合，３次元的に求めた変位の上下方向成分は次式で与えられる。

$$W_0 = \chi R/2\mu \cdot K\sqrt{2/\pi\chi r}\cdot e^{i(\omega t - k r - 1/4\pi)} \qquad (5.10)$$

ここに，$\omega/h=Vp$(縦波速度)，$\omega/k=Vs$(横波速度)，$\omega/\chi=Vr$(レイリー波速度)，r:距離，μ:ラーメの定数／，ρ:単位体積質量，$\alpha_1=\sqrt{K^2-h^2}$，$\beta_1=\sqrt{K^2-k^2}$ ，$f(K)=8\alpha_1\beta_1K^2$ ，$F(K)=(2K^2-k^2)^2-4k^2\alpha_1\beta_1$，$K=-2\alpha_1 k\,(2K^2-k^2)^2/F'(K)f(k)$である。

今，地盤のポアソン比を1/3とすれば，Vp=2Vs,Vr=0.928Vsとなる。$1/\rho=0.00613m^4/Kg\text{-}sec^2$として整理し，内部減衰項を加味して式(5.10)を変換すると式(5.11)が求められる。

$$W=340.2R\cdot Vr^{-5/2}\cdot\omega^{1/2}\cdot r^{-1/2}\cdot e^{i(\omega t - k r - 1/4\pi)}\cdot e^{-\beta r}(mm) \qquad (5.11)$$

ここに，W:変位振幅(mm)，R:輪荷重(tf)，Vr:レイリー波速度(m/sec)，ω:固有円振動数，β:内部減衰定数，r:距離である。

ここで，対象とする列車の車輪配置を図５．２１のようにモデル化し，各車輪に式(5.11)を適用して計算を行うものとする。ある時刻tにおけるi番目の車輪と測点Oとの距離は次式で与えられる。

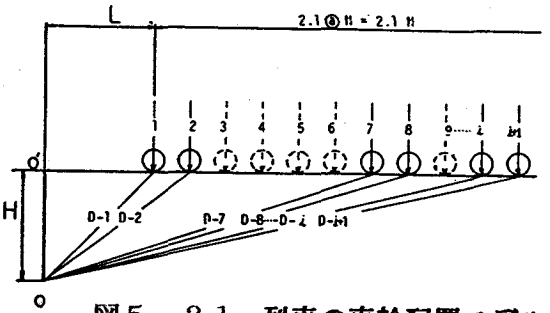


図５．２１　列車の車輪配置モデル

$$Di = H + \{L + 2.1(i-1) - Vt\} \qquad (5.12)$$

ここに，Di:i番目の車輪と測点Oとの距離(m)，H:レールから測点までの垂直距離(m)，L:先頭車輪とジョイントまでの距離(m)，Vt:車速(km/h)である。

N個の車輪による，ある時刻tにおける測点Oでの合成変位を求めるに当たって，各車輪による加振力の位相差を考えずに計算を進めることとした。減衰係数を上述の実測結果より$0.18m^{-1}$とし，変位波形の位相走時曲線を描いてこの地盤の表面波の伝播速度Vr=286m/secを求めた。列車速度を30m/sec(108km/h)，$\omega=2\pi f$(f=40Hz)として，レールより測点までの 垂直距離 H=2m,H=6.5mについてシミュレーションを行った結果が，図５．２２である。計算時には図中の車輪番号３，４，５，６，９等の輪荷重は０としてある。下段の波形は，それぞれの位置における実測変位波形をＡ－Ｄ変換して求めたフーリエ逆変換波形である。両波形の形状を比較すると，逆変換波形にその性質上高い周波数成分が複合されていること，振幅は計算波形がやや大きくなっていること，両者に位相のずれが多少見られることなどが知られる。しかしながら，両波形の形状はかなり良く一致しているものと思われる。同様に，同一列車についてレールより6.5m地点について計算波形とフーリエ逆変換波形を示した。この場合には，波形の全体的な形状は近似しているが，上述したようにフーリエ

逆変換波形で確かめられる継目部の影響が現れており，計算波形との適合性が少し低下している。

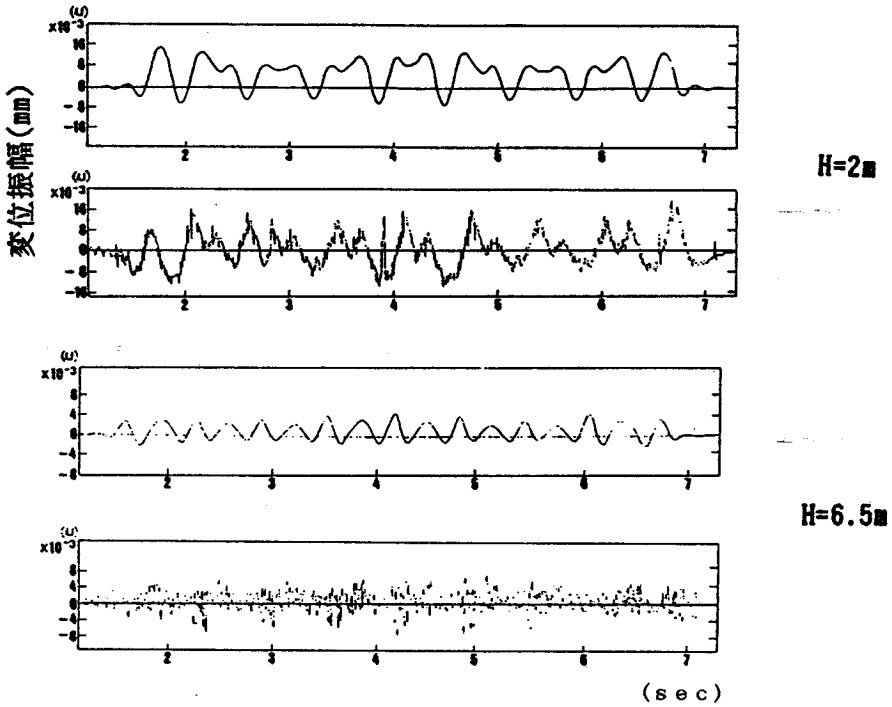


図５．２２　変位波形のシミュレーション計算結果

（ｂ）　加速度波形について

加速度波形では，車輪が溶接継目部を通過する時に４０Ｈｚ付近の周波数成分を持つ大きな加速度振幅が励起され，この影響が強調されている。そこで加速度波形のシミュレーションに関しては，特に継目部の効果を考慮し，以下に示すLambによる衝撃力が働く場合の上下方向変位を求める理論式を適用した。継目部による効果を最も単純化して考え，移動する列車の車輪が継目部を通る瞬時にのみ，衝撃的な振動力が作用するものとした。

$$\omega_0 = KL/2\mu(2rVr)^{1/2}\,\omega^{3/2}\cdot\cos v^{3/2}\cdot(\pi/4-3/2v) \qquad (5.12)$$

ここに，Kは上述と同様であり，$\cos v = P/(p^2+t_*^2)$，$t_* = t-r/Vr$，P，Lは任意の正の実数である。

式(5.12)を加速度表示の式に変換し，各継目にこの式を適用して計算をした。ただし，衝撃力による時間関数S(t)について，LambはS(t)=P/L(p²+t²)としている。ここでは，振源での変位が決定できないので，振幅の定量的評価はしていない。Ｌには各車輪の荷重比を考え，加速度波形の全体的な形状変化についてのシミュレーションを行った。

$$d\omega/dt = -0.0045235L \cdot r^{-1/2} \cdot Vr^{-5/2} \cdot \omega^{-7/2} \cdot \cos^{-5/2} v \cdot \cos(\pi/4 - 7/2v) \qquad (5.13)$$

レール上の車輪と測点との直交距離をDsとし，Ds=10m,H=10m，列車速度（８両編成）30m/sec,Vr=286m/secなる計算条件について，継目２つの場合の加速度波形の大山崎地区の計算結果を示したものが，図５．２３である。図中の下段は磁気録音した加速度記録のフーリエ逆変換波形を示している。同様に桂地区について，Ds=10m,H= 5mの計算条件で，継目６つを考慮して計算した結果が，図５．２４である。大山崎地区における継目２つの場合において，継目部で誘起される極大振幅の波形については，計算波形とフーリエ逆変換波形の一致が見られるが，極大振幅の前後での大きな振幅の波形との一致度はそれほど良くないと思われる。継目を６つ考慮した桂地区の場合では，当然，極大振幅の発生間隔が短縮されるので，前者の結果に比較してフーリエ逆変換波形とシミュレーション波形はより良く近似したものとなる。

図５．２５は，継目を４つとしてDsとHを変化させた場合の計算波形を示したものである。図には示していないが，加速度波形については，線路よりの距離が変化しても振幅の大きさが変るのみで，極

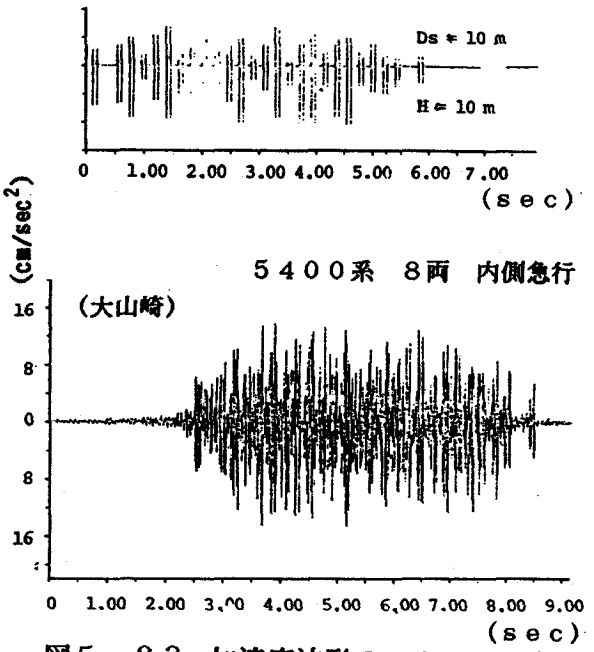


図５．２３　加速度波形のシミュレーション計算結果（１）（継ぎ目２つ）

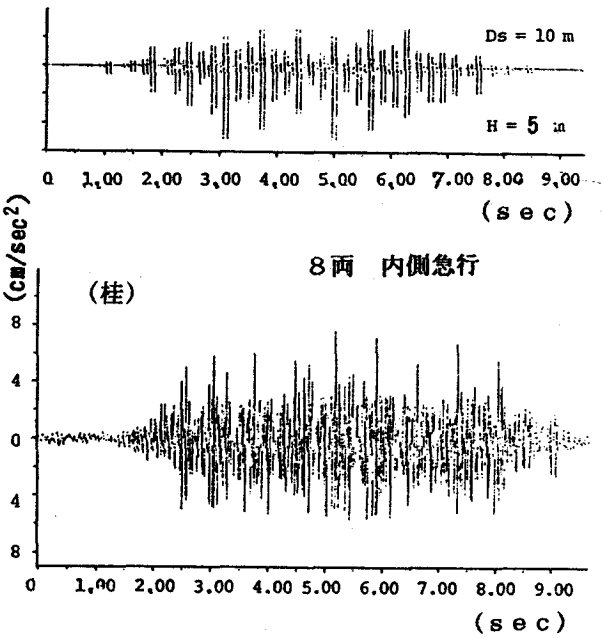


図５．２４　加速度波形のシミュレーション計算結果（２）（継ぎ目６つ）

大振幅の発生状態は良く似たものとなっている。シミュレーション波形においても，Hの変化よりDsを変化させることで，波形全体の形状が相違してくることが確認される。図５．２６は，フーリエ逆変換波形と計算波形の時間軸を５倍に拡大して，両波形を比較したものである。図中の(a)はフーリエ逆変換波形を，(b)は継目６つの場合の計算波形を，さらに(c)は継目４つの場合の計算波形である。これらの結果より，加速度波形のシミュレーションについては，継目部を６箇所程度まで考慮すれば実測波形にほとんど近似した波形が求められると言える。

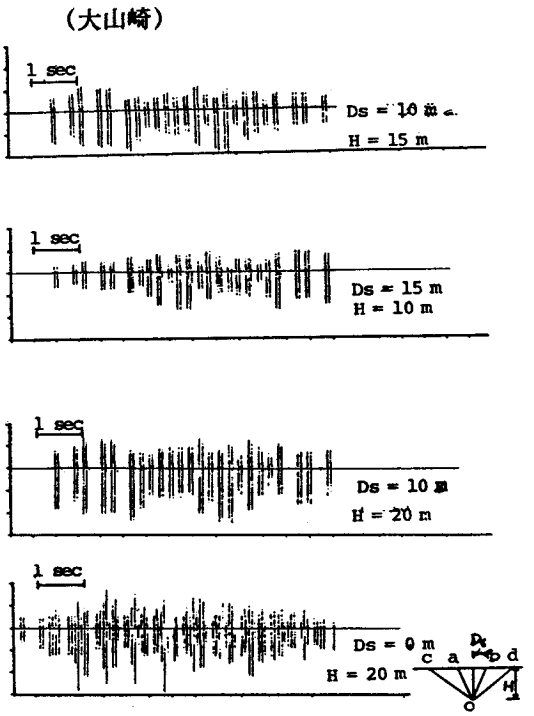


図５．２５　加速度波形のシミュレーション計算結果（３）（継ぎ目４つ）

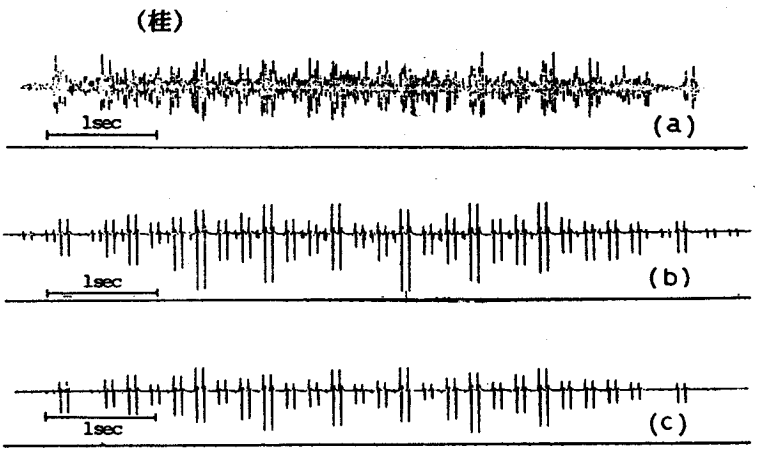


図５．２６　フーリエ逆変換波形と計算波形の比較

５．２．２　回帰的手法による鉄軌道振動の予測[11)]

（１）　線形回帰による影響因子の検討

列車走行によって地盤に発生する振動レベルに関して，４．２では車速，車両重量，車両数などの各々の影響因子ごとの対応を検討した。しかしながら，実情はこれらの因子が，同時に発生する振動レベルに関与するものである。従って，本項では，上述の３要因と振動レベルとの関係を，以下のように１次線形回帰式で推定することを試みた。

$$VL=a\cdot L+b\cdot V+c\cdot W+d \quad (dB) \qquad (5.14)$$

ここに，VL:=振動レベル(dB)，L:車両数(台)，V:列車速度(km/h)，W:車両総重量(tf)，

a，b，c，d:定数(ただし，阪急については変数Lを列車長さとして計算した)である。

実測データより，最小２乗法を適用して定数a，b，c，dを求めるとともに，振動レベルと各要因との単相関係数，重相関係数および平均偏差（測定値と推定値との差の絶対平均値）を求めて表５．８に示した。これらの結果によると，重相関係数が０．８０以上で有意性の大きいものは８箇所であり，平均偏差も１ｄＢ未満と小さい。しかし，残りの９箇所は重相関係数が０．５０～０．６０と相関性が小さく，平均偏差は２ｄＢをわずかに下回っている。全体的には振動レベルと列車速度との単相関係数が大きければ，３要因と振動レベルとの重相関係数が大きくなって有意性が増加する傾向にある。

表５．５　相関分析結果

	距離	データ数	A	B	C	D	RVLL	RLV	RLW	重相関係数	平均偏差
KP-1	10.0M	13	0.6029	-0.0765	0.0312	56.19	0.4479	-0.1910	0.4858	0.5142	2.12
KP-2	10.0	10	-0.1567	0.1407	-0.0149	52.77	-0.4213	0.8403	-0.3380	0.9629	0.31
KP-3	10.0	9	4.3120	-0.0544	-0.0720	52.77	-0.8920	-0.4929	0.8321	0.9007	0.93
KP-4	10.0	8	-0.7517	0.2698	0.0000	47.61	-0.3550	0.9664	0.2253	0.9818	0.69
KP-6	10.0	18	-1.8776	-0.0541	0.0143	68.63	-0.4400	-0.1857	-0.2866	0.5076	1.89
KP-7	10.0	20	-0.0933	0.0952	0.0306	58.11	0.3510	0.3917	0.3860	0.5256	1.60
KP-8	10.0	24	1.5013	-0.0126	-0.0025	53.75	0.4226	-0.0213	0.2922	0.4278	1.89
KB-1	10.0	7	-2.2467	-0.0162	0.1086	55.90	-0.1095	-0.0756	0.1810	0.5355	1.79
KB-2	10.0	16	-1.3315	-0.1242	0.0075	67.72	-0.2525	-0.6055	-0.2895	0.6599	2.06
KB-3	10.0	11	2.0988	0.0225	-0.0655	55.40	-0.2632	0.5478	-0.6872	0.8778	0.77
	10.0	14	-1.1872	0.0497	0.0166	58.00	-0.2711	0.4069	-0.1595	0.6922	0.81
KB-4	10.0	13	-2.8234	0.3020	0.0771	39.97	0.0461	0.6213	0.1922	0.8032	1.31
HP-1	14.0	61	0.118	0.094	-0.072	48.5	0.500	0.770	0.489	0.779	
HP-2	14.0	63	-0.151	0.098	0.076	52.6	-0.336	0.348	-0.322	0.564	
HB-1	14.0	39	-0.255	0.093	0.165	42.2	0.747	0.817	0.756	0.867	
HB-2	14.0	40	-0.029	0.000	0.038	47.0	0.541	0.129	0.618	0.637	
HB-3	14.0	51	0.008	-0.007	0.002	52.1	0.233	0.145	0.221	0.241	
HB-4	14.0	46	0.040	0.049	-0.004	45.4	0.791	0.760	0.793	0.836	
HB-5	14.0	22	0.113	0.025	-0.058	62.4	0.479	0.283	0.469	0.495	
HB-6	14.0	24	-0.123	0.063	-0.063	55.8	0.000	0.336	0.020	0.501	

図５．２７は，重相関係数と列車速度の標準偏差値との対応を見たものである。かなりのばらつきがあるものの，列車速度が適当な変動幅を持てば，この場合の３要因と推定振動レベルとの重相関が良くなると考えられる。

（２）　地盤振動の距離減衰を考慮した回帰予測

列車走行によって発生する地盤振動の距離減衰を表面波に特定すると，この場合，振動レベルの回帰予測式は以下のようになる。

$$VL=A\log V-B\cdot R-C-10\log R \qquad (5.15)$$

ここに，VL:振動レベル,V:列車速度,R:軌道中心からの距離である。

在来線の素地区間の２ヵ所（Ｆ地区とＯ地区とする）を対象とし，実施した地盤振動の実測結果を上の回帰予測式に適用して，最小２乗法によって係数を定めた。各地区での結果は以下のようである。

（Ｆ地区）　$VL=45.93\log V-0.069R-17.21-10\log R$ (5.16)

（Ｏ地区）　$VL=30.08\log V-0.038R-0.569-10\log R$ (5.17)

重相関係数はＦ地区　０．７３２，Ｏ地区　０．３８５で，Ｆ地区　の方が予測値と実測値との対応が良い。これは，Ｆ地区の距離減衰傾向がＯ地区に比べて単純であること，及びＯ地区の振動レベルの変動幅が狭いことに起因していると考えられる。図５．２８は，予測値と実測値とを比較したものである。両地区ともに，予測値と実測値は±２ｄＢ程度の偏差内にあり，比較的良く一致している。

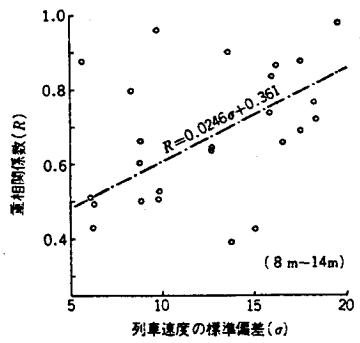


図５．２７　重相関係数と列車速度の標準偏差との関係

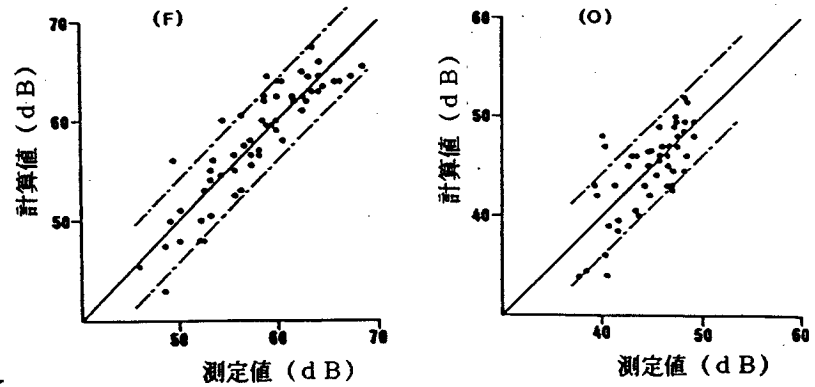


図５．２８　予測値と実測値の対応

5．2．3　まとめ

本章では，交通機関によって発生する地盤振動の予測手法に関して考察した。すなわち，道路交通による地盤振動の予測手法については，大阪府・市内及び京都市内の主要平面道路を対象として行った現地調査に基づいて，道路交通による地盤振動に関する３つの予測手法－(1)パワーレベルによる手法，(2)半理論式による手法及び(3)簡易式による手法を提案した。また，既往の建設省土木研究所による道路交通地盤振動の予測式の適合性についての検討も行った。著者等の提案した各手法による予測値は，実測値と十分な精度で一致し，これらの予測手法の妥当性が立証された。

一方，鉄軌道による地盤振動の予測手法については，Lambによる理論解を適用した実測変位波形及び加速度波形のシミュレーション手法について検討するとともに，回帰的予測手法についても２・３の検討を行った。この結果より，本シミュレーション手法による計算波形は，実測波形を十分な精度で再現し得ることが示された。主な結論を要約すれば，以下の通りである。

道路交通振動に関する結論は，次のようである。

(1)パワーレベルを用いた手法による予測結果は，高槻での実測結果とは良く一致した。しかし，外環状線での実測結果とは，距離減衰傾向は一致するものの，発生振動レベルには少しの差が生じた。

(2)上述(1)の計算では，等しいパワーレベルを持つ車両を各車線に８～１０台見込めば計算値が安定し，ほぼ一定値となることが知られた。

(3)半理論式による手法は，波動の距離減衰傾向が表面波に該当する場合には，計算値と実測値は非常に良く一致した。４．１で述べたように，路面状況が良好である場合には，表面波が卓越して発生する。従って，供用以前の道路交通振動の予測手法としての適用性が確認された。

(4)大型車単独走行時の振動レベルのピーク値ＬｐとL10 の距離減衰の傾向は，良好な相関性を示す。従って，L10 の簡易な予測手法として，(3)の提案式でＬｐを算出し，L10 とＬｐの回帰式を利用すれば，簡単な計算によってL10 の推定が可能である。

(5)土木研究所による予測式中の等価交通量Ｑに関する係数の修正を試みた結果，大阪府・市内のデータでは，Ｑの係数値が４７，京都市内のデータでは，係数値６５が最適値として求められた。

(6)土研式と修正式による予測誤差を比較した結果，予測誤差の分布の範囲はほぼ同じであった。しかし，予測誤差の平均値は修正式によって大きく改善された。

鉄軌道振動に関する結論は，次のようである。

(1)半理論式による予測手法により，計算波形は線路近傍での実測変位波形を良好にシミュレートできることが知られた。しかし，線路からの距離が離れると,近似の程度が少し低下した。

(2)加速度波形については，車輪が溶接継目部を通過する時に発生する大きな加速度波形を主要に考慮して，シミュレーションを行った。この結果，溶接継目部を測点の両側に６つ程度考慮すれば，溶接継目部で発生する極大振幅を十分に近似できることが理解された。

(3)車両数，列車速度及び車両重量と振動レベルとの関係を１次線形回帰式で近似した結果，地盤振動の予測には列車速度の及ぼす影響が大きいことが知られた。

(4)表面波の距離減衰を考慮した回帰的予測手法について検討した結果，予測値と実測値は±２ｄＢの偏差内で良く一致することが知られた。

参考文献

1)早川　清：道路交通振動の発生並びに伝播メカニズムと対策，環境技術，Vol.10,No.8,1981.,pp.659～664

2)早川　清他：道路交通振動予測上の２・３の問題点，日本音響学会騒音研究会資料，No.8201,1982.,pp.9～13

3)畠山直隆・早川　清：走行する衝撃的振動源による地盤の振動，土木学会第28回年次学術講演会概要集，1973.,Ⅲ-62-1～2,pp.120～121

4)早川　清・畠山直隆：自動車による騒音・振動の特性と環境問題（振動の部），土木学会関西支部騒音・振動に関する環境問題講習会テキスト，1976.,pp.29～39

5)Lamb:On the Propagation of Tremores over the Surface of an Elastic Solid, Philosophical Transactions of the Royal Society,London,Ser.A,Vol.203,1904., pp.1～42

6)早川　清：騒音問題の現状と将来を考える，土木学会関西支部平成元年度講習会テキスト，1989.,pp.40～47

7)上掲，6)

8)成田信之・桂木正隆：道路交通振動予測式，土木技術資料，Vol.20,No.6,1978.,pp.9～13

9)早川　清・畠山直隆：鉄軌道による地盤振動のシミュレーションについて，第7回土木学会環境問題シンポジウム講演論文集，1978.,pp.68～73

10)上掲，5)

11)早川　清･畠山直隆：私鉄電車による沿道の地盤振動について，土木技術，Vol.35,No.5,1980,pp.89～97

6．　発生源における振動軽減対策

6．1　道路交通振動の軽減対策

6．1．1　模型地盤による振動軽減対策実験

（1）　実験目的

発泡スチロール（Expanded Poly Styrol，以下略してＥＰＳと呼ぶ）は，断熱材，緩衝材として広く一般に利用されているが，最近は，その軽量性，耐圧縮性，自立性などの特徴を生かして，軟弱地盤での土木構造物の構築材料としての適用事例[1)]も急増して来ている。道路関係では，沼津バイパスの道路改良舗装工事，新潟県の県道新設工事[2)]などへの利用例があり，さらに実物大盛土を使用した現地振動実験[3~4)]も行なわれている。鉄道関係では軌道下に敷設された事例[5)]も見受けられている。

このように，ＥＰＳをサンドマットのように敷設した場合において，この道路上や軌道上を走行する車両によって発生する地盤振動の伝播性状や，振動の低減効果の有無については未解明な問題であると考えられる。ＥＰＳの防振マットとしての有効性が確認されれば，狭小な工事現場での施工性が簡単であることから，振動軽減対策としての利用度合も増すものと思われる。

そこで本研究では，ＥＰＳの振動伝播特性と防振マットとしての有効性を判断するための第一段階として，室内模型による振動実験[6)]を行った。

（2）　実験方法

（a）実験用の土槽とＥＰＳ材料

実験に用いた土槽は，図６．１に示すような２０５ｘ１４０ｘ９０ｃｍのコンクリートブロック製である。この中にＥＰＳブロックを入れ，ＥＰＳの周囲には密度１．４ｔ／ｍ^3，比重２．６８，含水比０．６４％の乾燥砂を充填した。この砂は，土槽の側面 及び 底面からの反射波の影響を軽減するために用いたものである。

ＥＰＳはいずれも型内発泡法によって製造されたもので，実験１では，ρ＝０．０１５ｔ／ｍ^3，

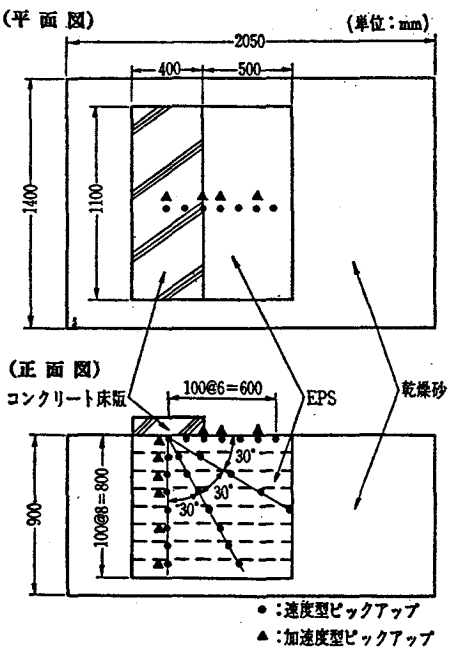


図６．１　測定概要図（実験２）

寸法１１０ｘ９５ｘ４０ｃｍのブロックを１枚 及び ２枚重ねて使用した。実験２では，ＥＰＳの深さ方向の振動伝播特性を詳細に知ることを目的として，ニクロム線で１１０ｘ９０ｘ１０ｃｍのサイズにカットしたＥＰＳブロックを緊結金具で固定し，８枚重ねて使用した。いずれの実験でも，ＥＰＳ上には厚さ１０ｃｍのコンクリート床版を置いて，この中心上を加振点とした。なお，このような模型実験では，相似性の問題及び振動低減効果には防振材の密度と厚さの影響が大きいという問題が考えられる。従って，本実験では実際の道路材料として使用されている密度のＥＰＳブロックを使用し，寸法を可能な限り実物大に近づけることとした。

（ｂ） 加振方法と振動の計測方法

（実験１）衝撃加振方法には，重さ２．５ｋｇｆの重錘を高さ５，１０，１５ｃｍから自由落下させる方法を用い，定常加振方法では不平衡マス型加振機を用いて，鉛直方向に１６，１８，２０Ｈｚで加振することとした。この場合，衝撃加振方法は，道路上の車両が不陸部を走行する状態，定常加振方法は，平坦路面を走行する状態を想定したものである。

（実験２）加振方法は基本的に実験１と同様であるが，衝撃加振に用いた重錘の重さ（５．９ｋｇｆ）と落下高さ（０．９，１．８，３．６ｃｍ）が相違している。実験２でのピックアップの配置は図６．１に示すように，速度型ピックアップを水平軸より３０度間隔に，加速度型ピックアップを水平方向 及び 鉛直方向の１０ｃｍ間隔の位置にセットした。実験１では，主にＥＰＳ表面上の振動伝播特性を知る目的で実験を行った。実験２では上述の結果をふまえて，実験１での検討項目に，ＥＰＳの深さ方向における振動伝播特性を解明するための実験項目を追加した。従って，実験１と実験２で共通するＥＰＳの表面上の振動伝播特性については，実験２の結果を用いて考察した。たただし，表面上の波動の運動軌跡（図６．２に示す。）は，実験１で得られたものである。

６．１．２ 模型地盤による振動軽減対策実験の結果及び考察

（１） 表面上の波動の運動軌跡

図６．２は，ＥＰＳと砂地盤の表面上にセットした速度型ピックアップによる鉛直及び水平２方向，計３方向成分の同時測定記録から，1×10^{-2} (s)間隔で振幅を読み取って質点の運動軌跡を描いたものである。衝撃加振及び定常加振ともに，左側が砂地盤の加振点１１０ｃｍの位置の，右側がＥＰＳ上の加振点より５０ｃｍの位置での結果である。砂地盤上の運動軌跡は，衝撃加振，定常加振ともに楕円形の形状を呈し，波動の進行方向に

対して逆回転する特徴を示していることから，レイリー型の表面波が卓越しているものと考えられる。一方，ＥＰＳ上の運動軌跡は，定常加振の鉛直方向の振幅がＥＰＳの吸収効果のために小さくなる傾向にあるが，砂地盤と同様にレイリー波的と考えられる。衝撃加振では振動の減衰が著しく，この傾向が明瞭でなくなる様相にある。

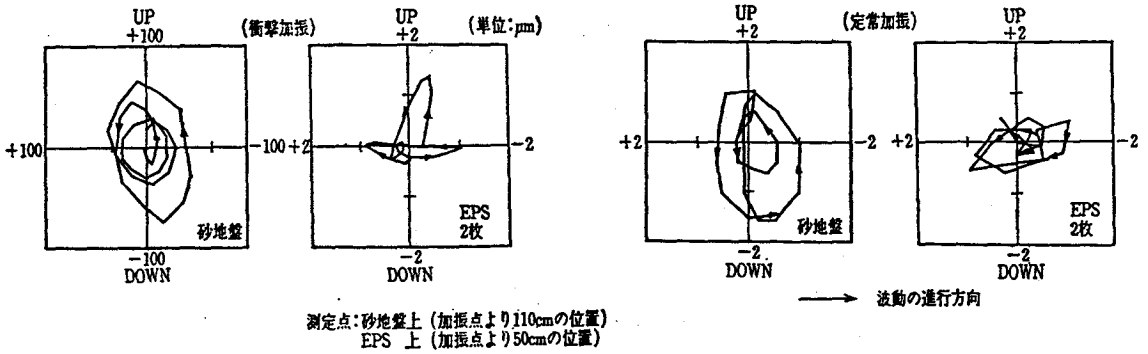


図６．２　砂地盤上及びＥＰＳ上の質点の運動軌跡（実験１）

（２）　ＥＰＳ内の振動減衰

図６．３は，５ｄＢピッチでの振幅のコンターを描いたものである。これは，加振点に最も近い床版直下の測定点を基準点として，各測定点の速度振幅をこの基準点の速度振幅で割って対数表示したものである。この図から，ＥＰＳは加振方法の相違によらず，ほぼ同心円状に波動を拡散することが見受けられる。しかし，減衰割合は，ＥＰＳの表面方向が深さ方向に比較してやや大きくなる特徴が分かる。定常加振の場合は，コンクリート床版直下での減衰割合と床版端部から斜の深さ方向の減衰割合が相違している。この一因は，加振エネルギーが大きすぎたために，ＥＰＳ上で床版ががたつきを生じ，特に，床版端部が新たな加振源になったことによると考えられる。

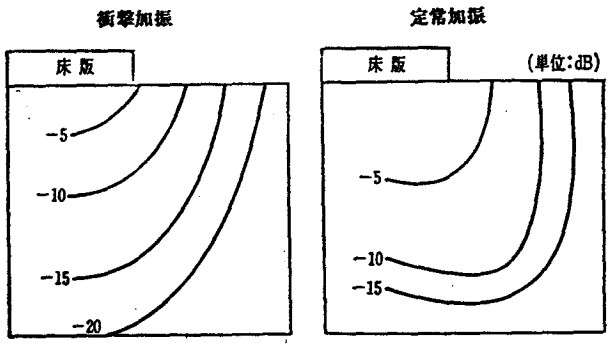


図６．３　ＥＰＳ内の等振幅分布状況（実験２）

（３）　ＥＰＳ表面上及び深さ方向の振動減衰

図６．４は，ＥＰＳ表面上の振動減衰を示したものである。距離と振動減衰の対応は，定常加振のρ＝０．０２５ｔ／ｍ^3　の結果が著しく相違しているのでこれを除外すると，全体的な傾向として距離が１０ｃｍ増加すれば，定常加振のρ＝０．０２５ｔ／ｍ^3 で約

３ｄＢ，衝撃加振のρ＝０．０１５ｔ／ｍ^{3}で約５ｄＢ，ρ＝０．０２５ｔ／ｍ^{3}で約４ｄＢ低下するものと見積もられる。一方，図６．５は，深さ方向の振動減衰を示したものである。深さ方向の振動減衰量と深さとの関係は良好な相関性を示し，深さが１０ｃｍ増加するごとに，衝撃加振ρ＝０．０１５ｔ／ｍ^{3}で２．３ｄＢ，ρ＝０．０２５ｔ／ｍ^{3}で２．０ｄＢ，定常加振ρ＝０．０１５ｔ／ｍ^{3}で１．８ｄＢ，ρ＝０．０２５ｔ／ｍ^{3}で１．２ｄＢ低下するものとなる。ちなみに，深さと振動減衰量との相関係数は，いずれも０．９以上となっている。表面上の結果も含めて，ＥＰＳの密度が小さいほど振動減衰量が大きくなる傾向にある。

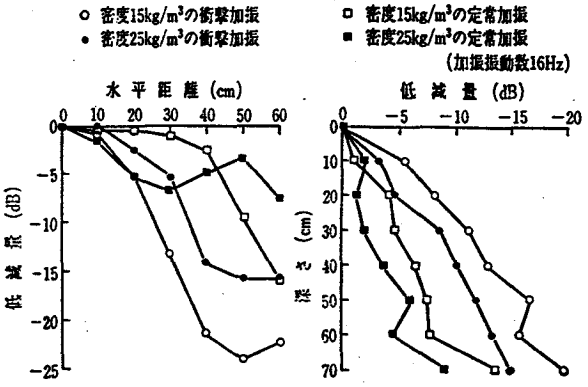


図６．４　表面上の振動減衰（実験２）　図６．５　ＥＰＳ深さ方向の振動減衰（実験２）

（４）　衝撃加振時の振動スペクトル

測定した加速度の磁気録音記録をＦＦＴアナライザーで分析し，１／３オクターブバンドスペクトルを求めた。その中から，衝撃加振のρ＝０．０１５ｔ／ｍ^{3}における基準点とこれより７０ｃｍ離れた比較点での結果を示したものが図６．６である。４～３２Ｈｚの振動数範囲では，両者の相対加速度レベルはほとんど同様の傾向にあるが，３２Ｈｚ以上では平均で約６ｄＢの振動減衰量が生じている。

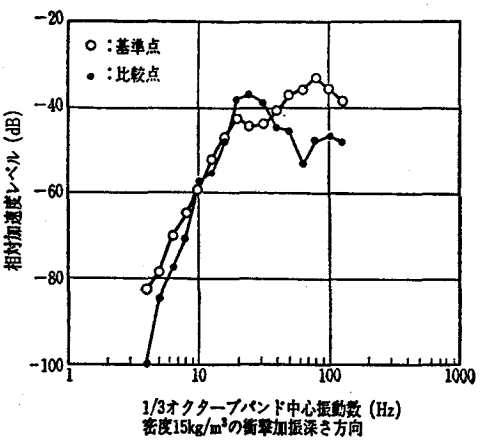


図６．６　衝撃加振時のスペクトル（実験２）

（５）　振動低減量の検討

ＥＰＳの深さ方向の振動低減効果について，波動透過理論による計算値と実測値との対応を検討した。計算に用いたモデルは，図６．７に示すように，コンクリート床版－ＥＰＳ－砂地盤の３層モデルである。計算に必要な各媒質の

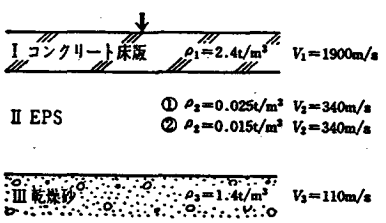


図６．７　波動の透過計算モデル（実験２）

密度とS波速度は，土槽実験による実測値と既往の数値例を参考にして，図中に示すような値とした。このようなモデルに関する振動伝達率は，次式[7]で求められる。

$$\tau=\frac{4}{\left\{(1+\alpha_{12})^2(1+\alpha_{23})^2+(1-\alpha_{12})^2(1-\alpha_{23})^2+2(1-\alpha_{12}^2)(1-\alpha_{23}^2)\times\cos\frac{2H\omega}{100\times V_s}\right\}^{1/2}} \qquad (6.1)$$

ここに，τ：振動伝達率，α_{12}：第1層と第2層の インピーダンス比，$\alpha_{12}=\rho_2V_2/\rho_1V_1$，$\alpha_{23}$：第2層と第3層のインピーダンス比，$\alpha_{23}=\rho_3V_3/\rho_2V_2$，$\rho_i$： 第$i$層の密度(t/m³)，$V_i$：第$i$層のS波速度(m/s)， H：中間層の厚さ (cm)，V_s：中間層のS波速度 (m/s)，ω：角振動数 (rad/s)

衝撃加振時の卓越振動数を30Hz，定常加振時の振動数を16Hzとして，上式により振動伝達率を求めて対数表示した計算値が，図6．8中の曲線である。衝撃加振での$\rho=0.015$t／m³ の実測値は，計算値より2．5～3dB小さくなる傾向にあるが，両者の形状は類似している。$\rho=0.025$t／m³ の結果は，理論曲線と非常に良く一致している。一方，定常加振ではEPSの密度に係わらず，実測値が理論値より平均で3～4dB小さくなっている。この理由としては，コンクリート床版が，2次的な加振源として挙動したことの影響が大きいものと推量している。

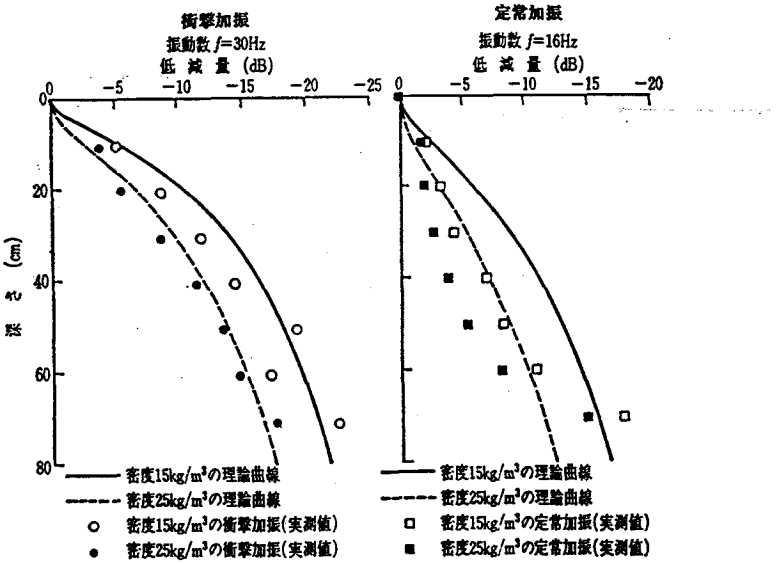


図6．8 波動透過理論による振動低減量と実測値との比較（実験2）

本実験結果の検討に当たって，加振点直下の深さ方向における振動低減効果を波動透過理論と照合しているので，検討内容を一次元モデルとして取り扱った。この場合には反射波の影響の有無が重要である。この点については，実験結果より，反射波の影響はこの検討ラインより水平方向に50cm以遠で発生しているので，ここでの検討結果への影響は少ないものと考えた。

６．１．３　盛土道路における振動軽減対策実験[8)]

（１）　実験目的

大阪府では，都市計画道路の建設に伴う中央環状線の立体交差化工事に当たって，当該道路の南北車道部分にある高架橋下に，２車線の仮設迂回盛土道路を施工することになった。当地区は東大阪の軟弱地盤に位置しているために，これらの新設盛土により杭先端支持力が許容値を上回る箇所が想定された。そこで，２・３の対策工法を比較検討した結果，問題の箇所にＥＰＳ盛土工法が採用されることになった。

本項での目的は，ＥＰＳ盛土道路の供用後，盛土道路 及び 高架道路を走行する車両によって発生する地盤振動を実測した結果から，ＥＰＳ盛土の振動伝播特性と振動遮断特性を解明しようとするものである。

（２）　施工概要

図６．９は，立体交差と迂回道路の南側付近の平面図を示している。また，図６．１０は，高架道路と迂回道路の縦断面 及 び地層図について，ピヤー９付近のものを代表例として示したものである。なお，北行き立体交差の施工延長は５９５ｍ(幅員８．１ｍ，２車線)，迂回道路の施工延長は８７７．５ｍ(幅員４．０ｍｘ２，２車線)である。ＥＰＳが施工された橋脚は，Ｐ－６，Ｐ－８，Ｐ－９並びにＰ－１２の４本の橋脚である。

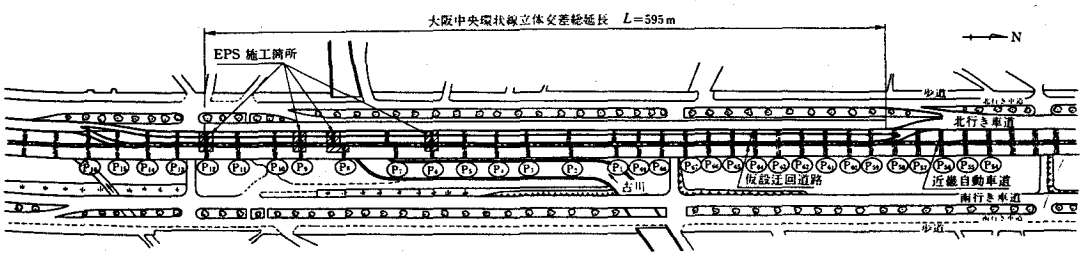


図６．９　測定場所の概要図

当地区の地盤は，軟弱な沖積粘土が１０数ｍの厚さに堆積し，その下は洪積粘土，砂及びれき層の互層状態となっている。

ＥＰＳの施工は，１．掘削，２．敷砂(ｔ＝１５ｃｍ)，３．ＥＰＳブロック組み立て，４．鉄筋コンクリート床版(ｔ＝１０ｃｍ，φ＝５ｍｍ，ｃｔｃ１５ｃｍ)，５．路体，路盤(４３ｃｍ)，６．アスファルト舗装(１５ｃｍ)の手順で行った。写真６．１及び写真６．２は，ＥＰＳ盛土の施工状況を示したものである。表６．１は，各橋脚ごとのＥＰＳの施工厚さと，Ｂ盛土の原地盤から舗装面までの盛土厚さ，ＥＰＳを施工していないＰ－５，

Ｐ－１１橋脚の盛土厚さを示している。使用したＥＰＳ材は型内発泡法による製品であり，その物性 並びに 形状寸法は表６．２に示すようなものである。

なお，本道路のＥＰＳの施工に際し，土圧，伸縮量 及び 沈下量などの動態観測[9]も行われているが，本論では振動特性のみに着目しているので，これらの項目については取挙げていない。

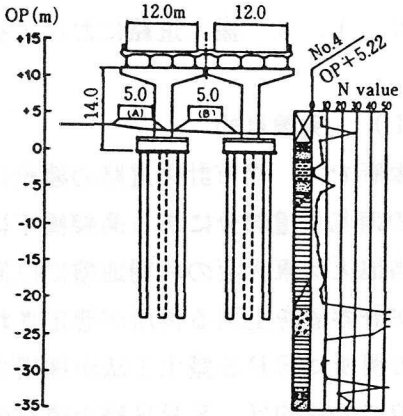


図６．１０ ＥＰＳ盛土建設場所の断面図及び土質状況

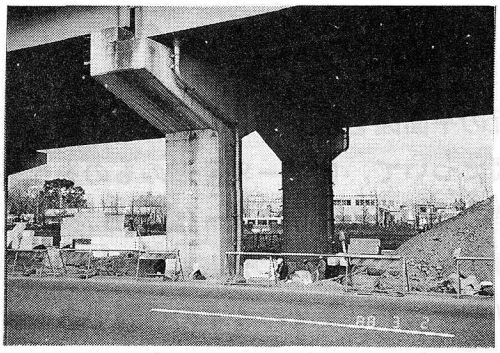


写真６．１ ＥＰＳ盛土の建設場所（１）

写真６．２ ＥＰＳ盛土の建設場所（２）

表６．１ ＥＰＳ及び盛土の厚さ

ピヤー	ＥＰＳの厚さ（m）	盛土の厚さ（m）
P－5	―	1.1
P－6	0.4×3＝1.2	1.2
P－8	0.4×4＝1.6	1.5
P－9	0.4×3＝1.2	1.1
P－11	―	0.8
P－12	0.4×2＝0.8	0.5

表６．２ ＥＰＳの仕様

項　目	物　性	備　考
密　度	0.02t/m³	
吸水量	0.16g/100cm²	
圧縮強度	1.10kgf/cm²	5％ひずみ
形状寸法	1,820×910×400mm	

（３） 測定方法

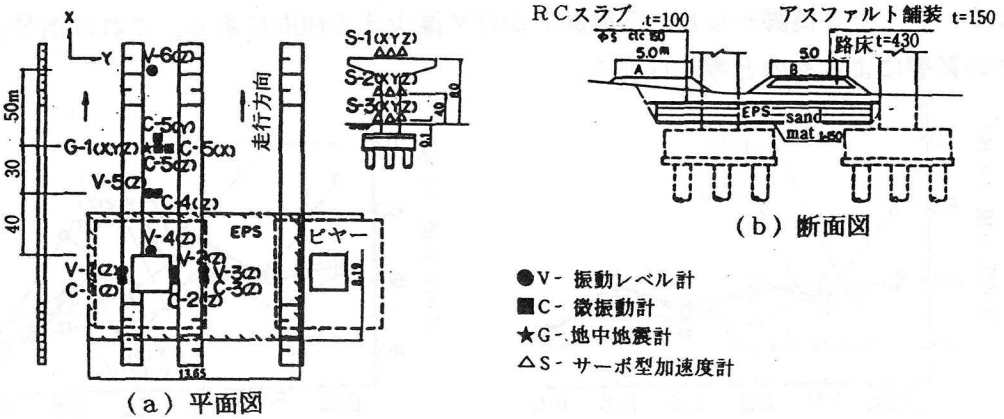
測定日は，迂回道路の使用開始から２ケ月経過後の昭和６３年７月３０日(土)，３１日(日)の２日間で，Ａ，Ｂの盛土道路 及び 北行きの高架橋を走行する車両による交通振動を実測した。測定には表６．３に示す計器類を使用し，ＥＰＳを施工したＰ－６，Ｐ－８，Ｐ－９及びＰ－１２橋脚並びにＥＰＳを施工していない一般盛土部のＰ－５，Ｐ－１１橋

脚を実測対象とした。

表６．３　測定内容

測定計器	測定成分	成分数	設置位置
振動レベル計	上下方向 (6)	6	地　表
微振動計	上下方向 (5)	5	地　表
	３方向 (1)	3	地　表
地中地震計	３方向 (1)	3	地　中
サーボ型加速度計	３方向 (2)	6	ピヤー

図６．１１は，計器類の配置及び代表例としてＰ－６橋脚のＥＰＳ施工図を示している。振動レベル計及び微振動計は地表面上に，地中地震計はハンドオーガーにより地表面より１ｍ程度掘削して，孔内の底面に設置した。また，サーボ型加速度計は，Ｐ－５，Ｐ－６，Ｐ－１２橋脚においては橋脚の天端及び中段に，Ｐ－８，Ｐ－９，Ｐ－１１橋脚においては橋脚の中段及び下段に石膏等で固定した。



（ａ）平面図　　（ｂ）断面図

図６．１１　振動計の設置位置及びＥＰＳ盛土建設場所の平面図

実測は各橋脚ごとに１時間程度とし，主として大型車の単独走行時に発生する振動をデータ・レコーダに記録した。写真６．４及び写真６．５は，振動測定状況を示している。

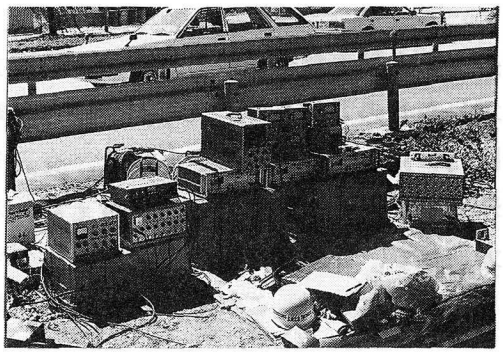


写真６．３　振動測定機器

写真６．４　微振動計と地中地震計

６．１．４．　盛土道路における振動軽減対策実験の結果及び考察

（１）　車速

振動測定と同時に，迂回道路のＡ，Ｂの盛土 及び 高架橋の南・北行の大型車類の車速をストップウォツチにより計測した。高架橋を走行する大型車類の車速は，両方向共に７０～９０ｋｍ／ｈ，Ａ，Ｂ盛土では，Ｐ－１２，Ｐ－１１地点では３５ｋｍ／ｈ，Ｐ－８，Ｐ－９地点では４０ｋｍ／ｈ，Ｐ－５，Ｐ－６地点では５０ｋｍ／ｈ程度である。この車速の変化は，Ｐ－１２付近に信号が設けられているため，信号による停止から発進，加速に対応している。

（２）　振動レベル

図６．１２は，北行高架橋とＢ盛土を大型車類が走行した時の最大振動レベルＬｐの平均値を，各橋脚ごとに示したものである。ＥＰＳ盛土と一般盛土の振動レベル値には余り差がなく，Ｐ－１２橋脚からＰ－５橋脚にかけて減少する傾向にある。これは信号及び盛土厚さの影響によるものと考えられる。

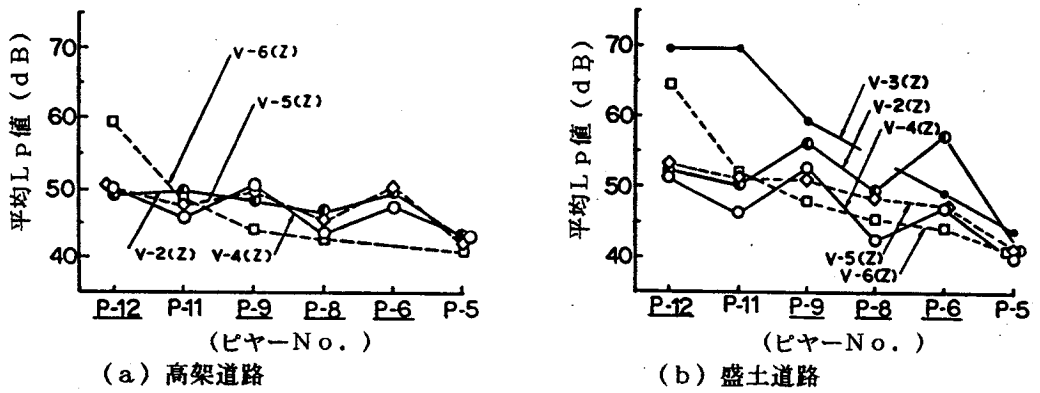


図６．１２　各ピヤーにおける平均Ｌｐ値

（３）　振動加速度値

図６．１３(a)及び(b)は，北行高架橋とＢ盛土を大型車類が走行した時の，鉛直方向の最大加速度(５個)の平均値を，各橋脚ごとに示したものである。これらの図から理解されるように，最大加速度値の分布にはかなりの凹凸が見られる。このことには，交通条件，高架道路と盛土道路の構造条件，測定場所の条件等が複雑に絡んでいると考えられる。

従って，以下にはＥＰＳ盛土と一般盛土に大別して，各測定位置の最大加速度の平均値について検討するものとし，これらの値を表６．４に示した。これらのことから理解されることを以下に箇条書きにして示す。

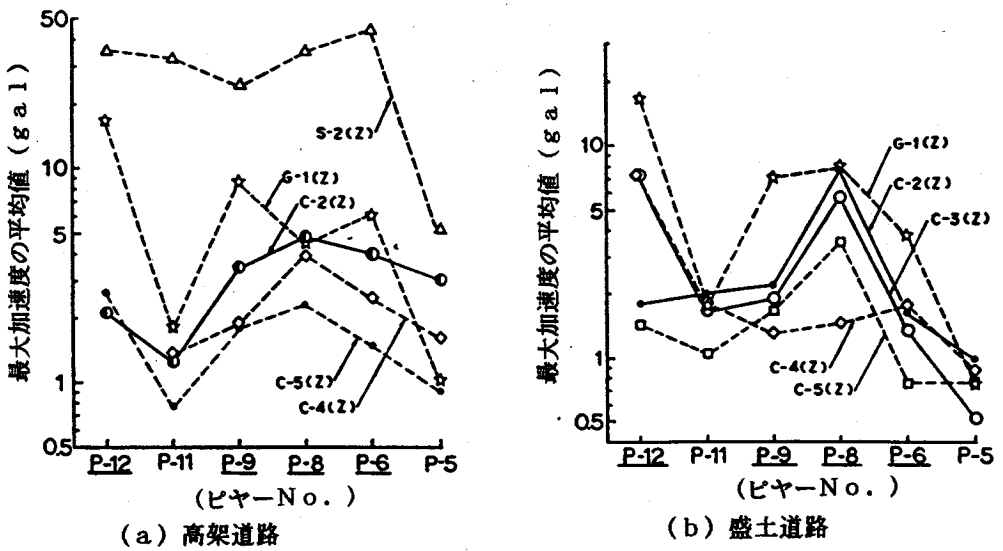


図6．13　各ピヤーにおける最大加速度の平均値

表6．4　実測最大加速度値（Z）－（gal）

測定位置	地中 (G-1)		法肩 (C-1, C-3)		法尻 (C-2)		地表 (C-4)		地表 (C-5)		ピヤー中央 (S-2)	
高架道路	8.7	1.5	－	－	3.6	2.1	2.8	1.5	2.1	0.9	26.0	25.4
盛土道路	9.4	1.8	4.1	1.1	3.3	1.5	3.9	1.7	2.0	1.1	－	－

（注）左側はＥＰＳ盛土，右側は一般盛土のデータを示す．

1．振動の測定位置にかかわらず，ＥＰＳ盛土の方が一般盛土よりも大きい振動加速度値を生じる傾向にある。この傾向は，他のＥＰＳ盛土道路における振動測定事例でも確認されている．

2．ＥＰＳ盛土と一般盛土の振動加速度値の倍率を求めると，高架道路走行時では，地中6．0，地表1．9～2．4，盛土道路走行時では，地中5．3，法肩3．8，法尻2．2，地表1．9～2．3となり，特に地中での倍率が大きいことに特徴がある．

3．地中，法尻 及び 地表については，車両の走行盛土道路による振動加速度値の相違はほとんどないと考えられる．

次に，近接した橋脚 Ｐ－12，Ｐ－11及びＰ－6，Ｐ－5について，地中と地表との振動加速度の比を振動伝達比として，これらの傾向について考察した。表6．5から以下の2項の結果が述べられる。

1．高架道路と盛土道路の走行道路に関係なく，振動伝達比はＥＰＳ盛土の方が一般盛土よりも小さい。

2．ＥＰＳの有無による高架道路と盛土道路走行時の各々における振動伝達比は，高架道路の場合が約１／３であり，盛土道路ではばらつきが大きいが平均では１／８程度とかなり小さい。

表６．５　地表面と地中の振動伝達比

ピヤーＮｏ．	P-12	P-11	P-6	P-5
高架道路	0.158	0.428	0.300	0.836
（A）盛土道路	0.126	0.284	0.088	1.490
（B）盛土道路	0.082	0.600	0.200	1.050

（４）　卓越振動数

各橋脚における大型車類走行時の振動加速度波形に対して，ＦＦＴアナライザーによってパワースペクトル分析を行い，最大ピークの振動数を卓越振動数として求めたものが表６．６である。

表６．６　卓越振動数（Ｈｚ）

測定位置／ピヤー	高架道路						（A）盛土道路				（B）盛土道路				
	S1(Z)	S2(Z)	S3(Z)	C4(Z)	C5(Z)	G1(Z)	S1(Z)	C4(Z)	C5(Z)	G1(Z)	C3(Z)	C2(Z)	C4(Z)	C5(Z)	G1(Z)
P-12(EPS 0.8m)	16.8	46.7	－	19.0	18.0	42.0	18.0	12.0	15.0	13.0	16.3	64.0	12.5	14.0	20.0
P-11(EPS －)	－	41.3	48.3	10.5	11.3	4.8	13.0	11.5	10.3	10.3	18.3	15.3	14.0	13.5	28.3
P-12(EPS 1.2m)	－	47.7	49.0	34.8	43.2	49.5	19.5	14.8	17.0	17.0	14.8	22.8	13.8	12.8	13.5
P-12(EPS 1.6m)	－	61.3	96.3	14.8	22.7	4.5	13.3	10.3	13.0	13.0	13.0	17.0	15.3	15.0	16.3
P-12(EPS 1.2m)	59.0	12.7	－	48.0	49.7	49.0	15.0	14.8	14.5	15.3	16.3	14.5	12.0	10.8	10.8
P-12(EPS －)	18.3	16.7	－	65.0	20.5	3.5	71.3	17.0	15.0	37.8	60.8	95.3	14.8	14.5	35.3

これによると，全体的な傾向は以下のように示される。分析結果から６０Ｈｚ以上の高次振動数のピークも得られているが，これらは一般的に高架道路の固有振動数とは認められないので，以下にはこの振動数領域以下の卓越振動数について考察した。

（ａ）　高架道路走行時

橋脚先端のＳ１(ｚ)では，大型車の路面走行時に生じる１６Ｈｚ付近 及び 伸縮部通過時に生じる４０Ｈｚ付近の振動数が卓越している。これらの振動数は中間部 Ｓ２(ｚ)と底部 Ｓ３(ｚ)にも伝達されており，４０～５０Ｈｚの振動数が卓越している。

地表面のＣ４(ｚ)，Ｃ５(ｚ)においては，上部工に継目のある Ｐ－６，Ｐ－９及びＰ－１２橋脚の卓越振動数は，伸縮部の影響のために橋脚と同じ４０～５０Ｈｚとなつている。一方，上部工が連続しているＰ－５，Ｐ－８及びＰ－１１橋脚の場合には１０～２０Ｈｚのかなり低次の卓越振動数となっている。

地中Ｇ１(ｚ)については，継目のある橋脚と同じく４０～５０Ｈｚが卓越しているが，上部工が連続している橋脚では，主桁の固有振動数と考えられる３．５～４．８Ｈｚの低次の卓越振動数になる特色が見受けられる。

以上より，高架道路特有の卓越振動数は明確になったが，ＥＰＳの敷設の有無による振動特性の差異はそれほど明確に生じなかつた。

（ｂ）　盛土道路走行時

盛土道路の場合は地表面 及び 地中に関係なく，全測点において１０～２０Ｈｚに卓越振動数が生じている。これらの振動数は，盛土道路上を走行する大型車両のばね下の振動特性に起因しているものと考えられる。一般盛土では，地中の卓越振動数が２８～３８Ｈｚとなり，ＥＰＳ盛土の場合の１０～２０Ｈｚに比較して高くなっている点が特徴的である。

（５）　質点の運動軌跡

地表面のＣ５(ｚ)及び地中のＧ１(ｚ)では，振動の３成分測定(鉛直及び水平２方向)を行っている。これらの測定記録から質点の運動軌跡を表示して，波動の特性について検討した。

（ａ）　高架道路走行時

図６．１４(a)は，一般盛土の地表面での測定事例であるが，レイリー型表面波の運動軌跡の特徴である反時計回りの楕円軌道を描いている。一方，図６．１４(b)及び(c)は，ＥＰＳ盛土での 地表面の運動軌跡である。これによると，運動軌跡は鉛直方向成分がＥＰＳに吸収されたことにより，見掛け上，水平方向(Ｘ方向)に広がる傾向が見られ，この現象は模型実験でも確認されたことである。また，図６．１４(d)及び(e)は，地中での運動軌跡の一例である。両方ともに形状はやや崩れているが，地表と同様に反時計回りの楕円軌道を描いており，深さ１ｍの地中にも表面波が伝播されていることが理解される。

（ｂ）　盛土道路走行時

盛土道路では，走行車両が測点Ｃ４及びＧ１の真横を通過する時の波形を分析しているので，高架道路走行時のようにＥＰＳの敷設の有無による運動軌跡の変化はないものと考えられる。図６．１４(f)は，盛土道路走行時の運動軌跡の一例を示しているが，動き始めは実体波の特徴である縦長の運動軌跡を描き，その後に反時計回りの楕円軌道に移行するようである。このことから，盛土道路での波動は始めに実体波が発生し，続いてレイリ

一型の表面波に変換されて伝播するようである。

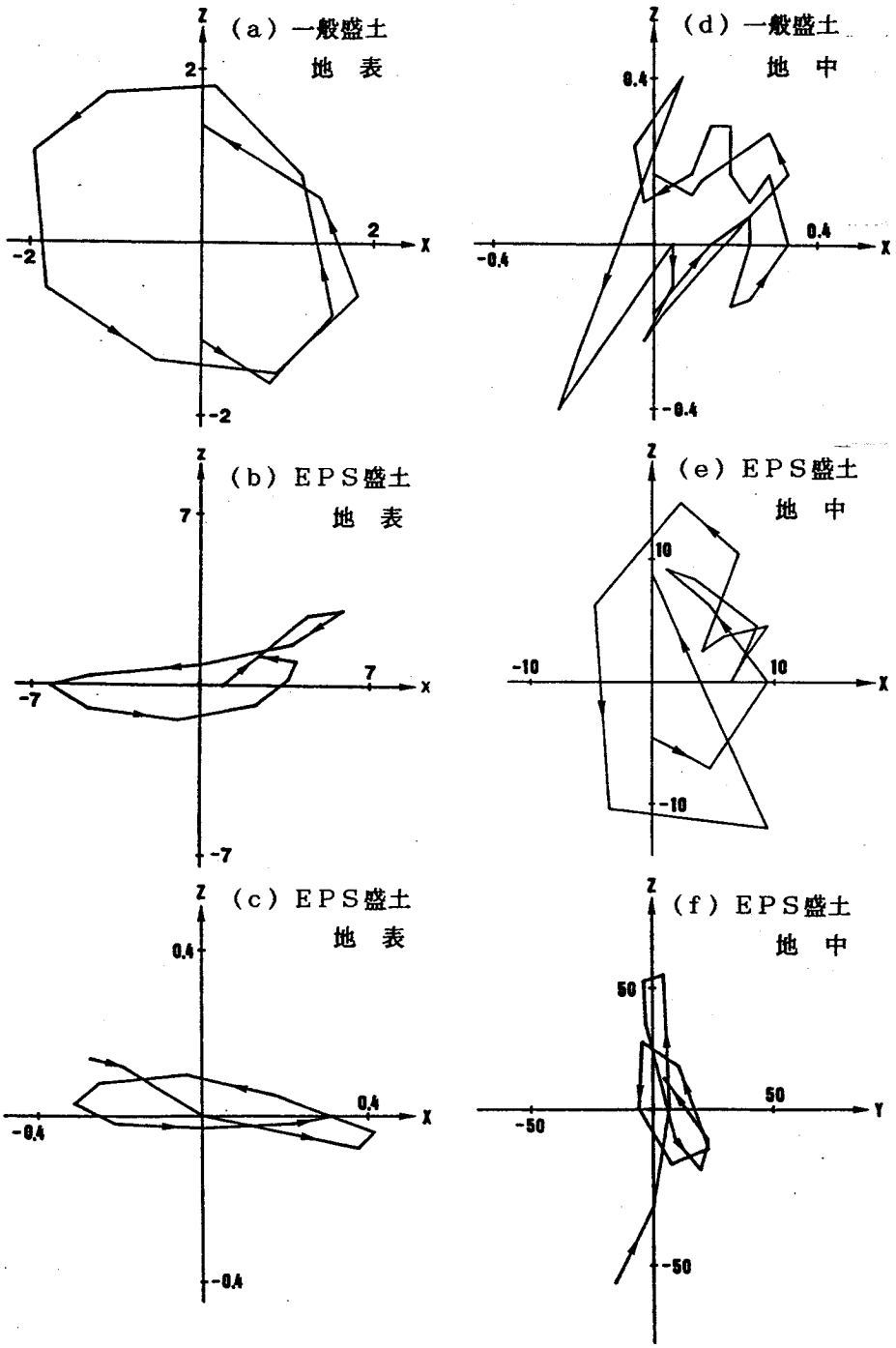


図6．14　質点の運動軌跡（単位：gal）

（6） 振動低減効果の検討

ＥＰＳの有無による振動低減効果を判定する手段として，Ａ方法：相対加速度レベルの１／３オクターフブバンドスペクトルによるもの，Ｂ方法：振動加速度の伝達比によるものを用いた。Ａ方法では，１／３オクターフブバンドスペクトルに対して，基準点でのバンドレベルの最大値を０（ｄＢ）として表示した。また，Ｂ方法では，各測点の加速度レベルを１／３オクターフブバンド毎に基準点での相当値との比を取って，振動加速度の伝達比として表示した。これらの場合の基準点は，高架道路では全ての橋脚で実測している橋脚中間部Ｓ２(z),盛土Ａ，Ｂではそれぞれ測定側盛土の法肩Ｃ１(z),Ｃ３(z)とした。

（ａ） 高架道路における検討

Ａ方法：図６．１５(a)及び(b)は，一般盛土Ｐ－５とＥＰＳ盛土Ｐ－６における結果である。一般盛土では，Ｃ４(z)のレベル値が１０Ｈｚ付近まではＳ２(z)とほぼ同様の傾向にあり，１６～８０ＨｚではＳ２(z)よりも４～１２ｄＢ低いレベルとなっている。この傾向はＣ５(z)にも同様に見られる。

一方，ＥＰＳ盛土の場合には，３．２～６．３Ｈｚで地表面のＣ４(z),Ｃ５(z),地中のＧ１(z)ともにＳ２(z)より大きなレベル値となっているが，１６～８０ＨｚではＳ２(z)の上昇とは逆にレベル差が大きくなり，この差は１０～４０ｄＢである。一般盛土の地中Ｇ１(z)では，１６Ｈｚ以上で地表面Ｃ４(z)より約１０ｄＢのレベル低下があるが，ＥＰＳ盛土 では逆にレベルが増大されるようである。

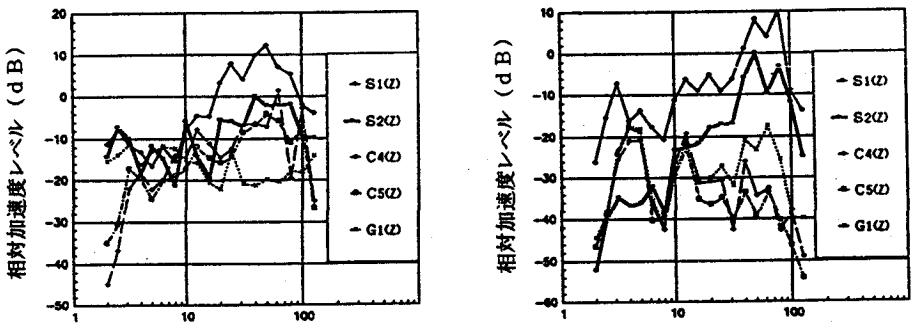


図６．１５ １／３オクターブバンドスペクトル（高架道路）

Ｂ方法：図６．１６(a)及び(b)は，振動伝達比の代表例を示したものである。この場合には，一般盛土，ＥＰＳ盛土ともに４Ｈｚ付近での振動伝達比の増大が顕著である。これは高架道路の主桁の固有振動数に近いものであるが，むしろ地盤の振動特性に影響された

ものであると考えられる。一般盛土の振動伝達比は，地表面では１６～８０Ｈｚの領域で平均的に０．８程度である。一方，ＥＰＳ盛土では地表面・地中ともに，振動数の増加につれて振動伝達比が低下しており，地表面及び地中での差は一般盛土に比較してかなり小さい。

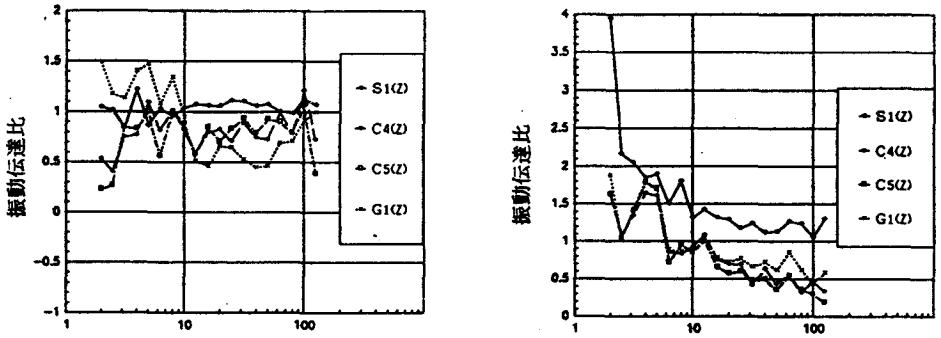
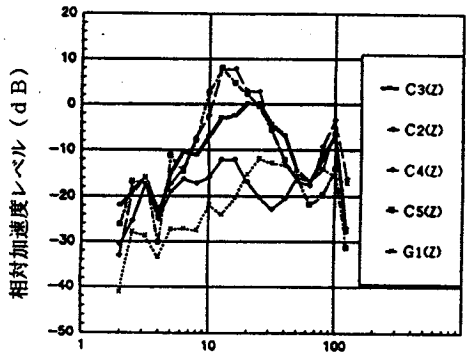


図６．１６　加速度レベルの伝達比（高架道路）

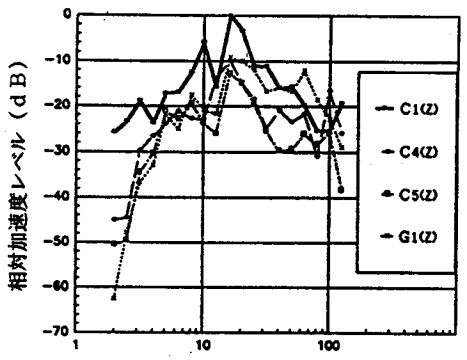
（ｂ）　盛土道路における検討

Ａ方法：図６．１７(a)，(b)及び(c)は，大型車両の盛土道路走行時の１／３オクターブバンドスペクトルを示したものである。高架道路の場合が，橋脚とフーチングを加振源としていわば固定発生源的に波動が拡散されるのに対して，盛土道路上の走行車両は移動発生源になるので，解釈がより複雑になっている。傾向として理解されることは，１．盛土の種別に係わらず，地表面には法肩と同様な振動性状が伝達されている。２．一般盛土，ＥＰＳ盛土ともに，４０Ｈｚ以上での地中の加速度レベルが法肩のものより大きくなっている。３．一般盛土では，６～１２．５Ｈｚ以上(Ａ盛土)，６～２０Ｈｚ(Ｂ盛土)で，地表面と地中のレベルが法肩よりやや増幅されていることなどである。

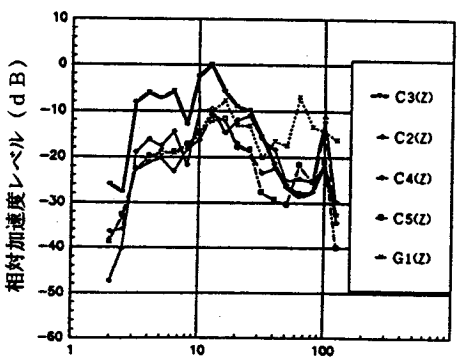
Ｂ方法：図６．１８(a)，(b)及び(c)は，盛土道路の場合の振動伝達比を示している。全体的傾向として，１．一般盛土では５Ｈｚ及び８～１０Ｈｚでの振動伝達比が１．５以上になる。これは上述の３．を最確認している。２．ＥＰＳ盛土での振動伝達比の凹凸を平滑化して考えれば，４～６０Ｈｚに渡る広域の振動数で，振動伝達比は０．８程度に分布している。



（ａ）一般盛土

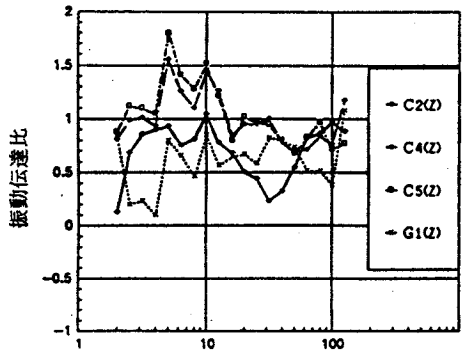


（ｂ）ＥＰＳ盛土



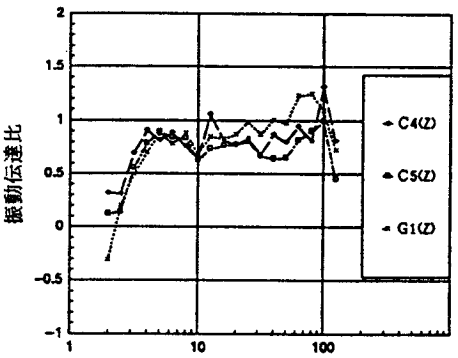
（ｃ）ＥＰＳ盛土

図６．１７　１／３オクターブバンドスペクトル（盛土道路）



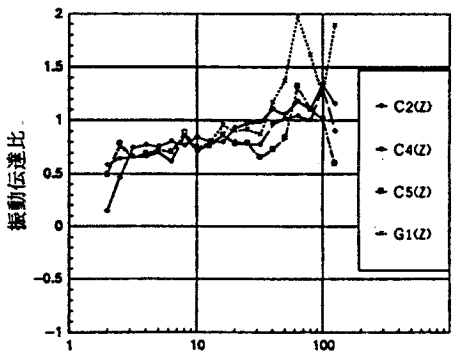
1／3オクターブバンド中心振動数（Ｈｚ）

（ａ）一般盛土



1／3オクターブバンド中心振動数（Ｈｚ）

（ｂ）ＥＰＳ盛土



1／3オクターブバンド中心振動数（Ｈｚ）

（ｃ）ＥＰＳ盛土

図６．１８　加速度レベルの伝達比（盛土道路）

６．１．５　ＥＰＳブロックによる道路交通振動の軽減対策実験[10～12)]

（１）　実験目的

道路交通振動の防振対策法には，振動源自体に対策を講じる直接的防振対策法として，(1)軟弱地盤をケミコパイルで改良する方法[13)]，(2)フェライトによるアスファルト舗装の剛性増による方法[14)]，(3)原地盤をアスファルト舗装に改善し剛性増を計る方法[15)]等が試みられている。これらの防振対策法の適用上の問題点として，(1)の方法は，相当な改良面積と深さが必要となるのでコスト高となり，特殊な地盤条件の場合を除いて経済性に欠ける。(2)及び(3)の方法もかなりの改良面積が必要と考えられ，実用化までには至っていない。

著者等は、道路交通振動の発生源対策に関して，現場での施工性を考慮して，ＥＰＳ（発泡スチロール）ブロックを敷設する防振対策法を考えている。ＥＰＳの防振マットとしての適応性を確認するために，６．１．１～６．１．２項で述べたように，室内実験からＥＰＳの深さ方向の振動遮断効果が相当に大きいことを見出した。また，実際にＥＰＳを敷設した盛土道路での振動調査も行い，その振動軽減効果の確認を６．１．３～６．１．４項で試みてきた。しかし，この場合は道路の構造形態の複雑さにより，盛土自体への加振力が特定できにくかったこともあり，ＥＰＳブロックによる道路交通振動の防振効果を十分に解明するに至らなかった。

本項では，ＥＰＳを敷設した道路における走行車両を用いた現地実験により，ＥＰＳ自体の動的挙動及び地盤振動の伝播特性を明らかにするとともに，ＥＰＳブロックによる振動軽減効果の評価法について考察した。

（２）　実験場所及び施工概要

実験場所は，大阪市鶴見区にある近鉄自動車局の茨田浜バスターン地である。図６．１９の施工断面に示すように，この場所に幅５ｍ，長さ１０ｍ，厚さ１ｍのＥＰＳブロックを敷設したＥＰＳ施工部とこれに隣接した非施工部を設定した。写真６．５及び写真６．６は，ＥＰＳの施工状況を示したものである。使用したＥＰＳの仕様は，密度２０ｋｇ／ｍ^3，圧縮強度１．１ｋｇ

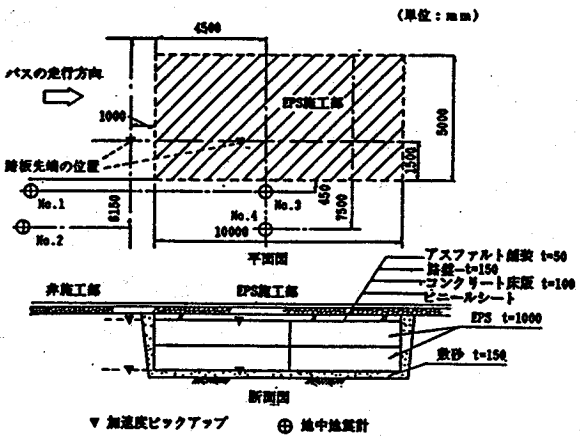


図６．１９　ＥＰＳの施工断面及び測定計器の配置

ｆ／ｃｍ^2 以上の型内発泡法による標準製品である。ＥＰＳの施工は，1.掘削，2.敷砂(t=15cm)，3.ＥＰＳブロック組立(t=100cm)，4.鉄筋コンクリート床版(t=10cm，φ=5mm，ctc15cm)，5.路盤(t=15cm)，6.アスファルト舗装(t=5cm)の手順で行った。

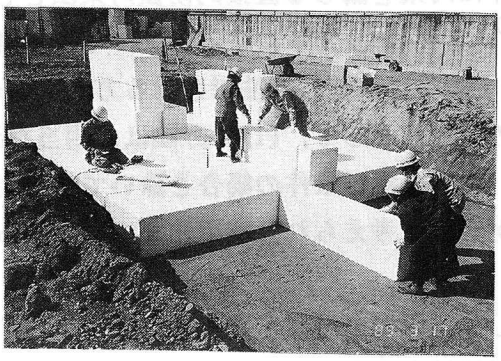


写真６．５　ＥＰＳの施工状況
（一層目の敷設）

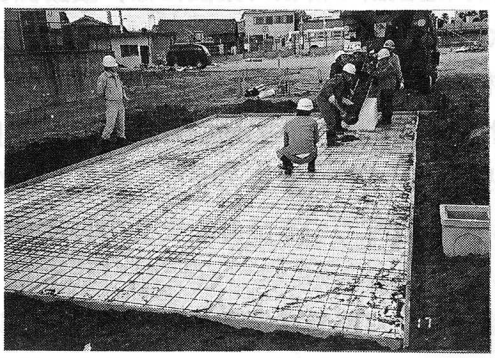


写真６．６　ＥＰＳの施工状況
（コンクリートの打設）

（３）　実験内容

加振源は前軸重量約２．５ｔｆ，後軸重量約６．５ｔｆのバス走行によるものである。通常の平坦な舗装路面の走行を平坦走行，写真６．７に示すような路面上に合成ベニヤ板を用いて厚さ２０ｍｍの段差をつけた走行を踏板走行として，試験車による走行実験をＥＰＳ施工部及び非施工部の各々について実施した。この踏板のサイズは90cmX170cmである。測定側のバスの輪跡位置は，図６．１９中の▼印の位置の直上に当たる。

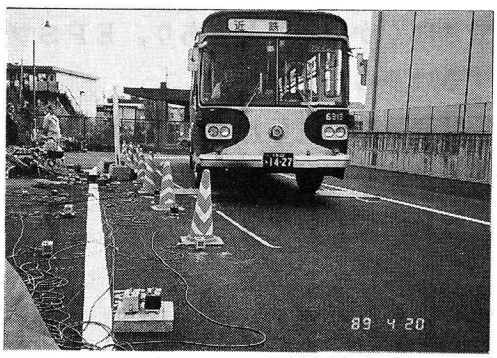


写真６．７　バスによる踏板走行実験

走行速度は１５～２０ｋｍ／ｈを低速走行とし，２７～３３ｋｍ／ｈを高速走行として区別した。図６．１９には測定計器の配置も示されている。

測定項目は，(1)地表面上の振動加速度及び振動加速度レベル，(2)地中（深さ-０．５ｍ，-１．０ｍ）の振動加速度，(3)ＥＰＳの上・下端及び非施工部の同位置における振動加速度，(4)バスのばね下の振動加速度，(5)コンクリート床版の上・下部及びＥＰＳ直下の土圧，(6)ＥＰＳの伸縮量である。測定項目(5)及び(6)は，ＥＰＳ材料の耐久性を検討

する目的で行ったものであるが，本項では(1)～(4)の測定項目について考察した。

実験場所付近の土質状況が図６．２０に示されている。すなわち，厚さ約１．５ｍの盛土下の沖積層は，上位よりシルト，砂の混合土，沖積砂質土，沖積粘性土及び沖積砂質土に分けられ，２０ｍ以上にわたりＮ値 ５以下の軟弱地盤となっている。

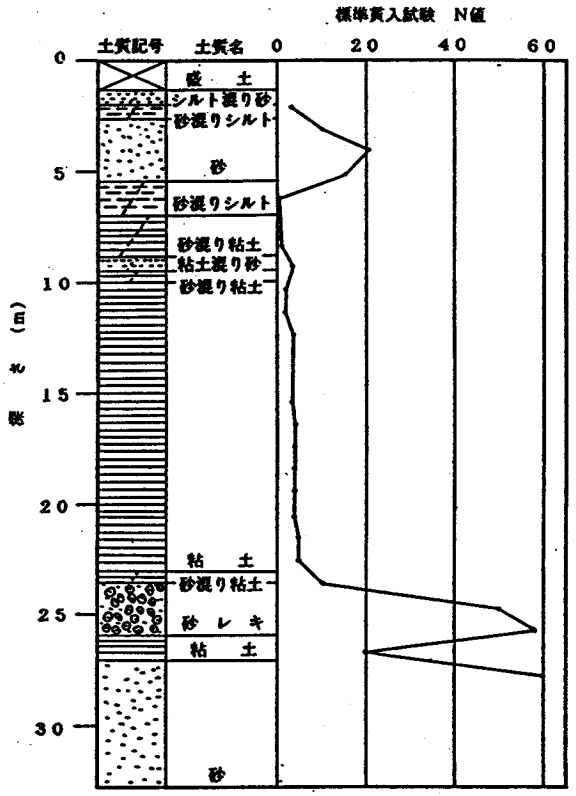


図６．２０ ボーリング柱状図

６．１．６ ＥＰＳブロックによる道路交通振動の軽減対策実験の結果及び考察

（１） 振動加速度波形

図６．２１は，ＥＰＳ施工部のＥＰＳの上・下端 及び 非施工部の同位置における踏板走行時の振動加速度の記録波形を示したものである。一般に，このような踏板走行実験では，軸重の大きい後輪の通過時に対応するパルス波形が，前輪通過時に対応するパルス波形のものよりもかなり大きくなるが，ＥＰＳ施工部での実験結果ではこの特徴が見られない。またＥＰＳ上部の記録波形に見られる波形の立上がりから２００ｍｓｅｃ経過後の２００Ｈｚ以上の高域の周波数成分は，コンクリート床版とＥＰＳを一体化していないため

に，加振直後にコンクリート床版がＥＰＳと分離して挙動したことに起因しているものと思われる。最大振動加速度は，非施工部の上端では９６ｇａｌ，下端では６９ｇａｌ，ＥＰＳ施工部の上端では１２３ｇａｌ，下端では４２ｇａｌとなっている。

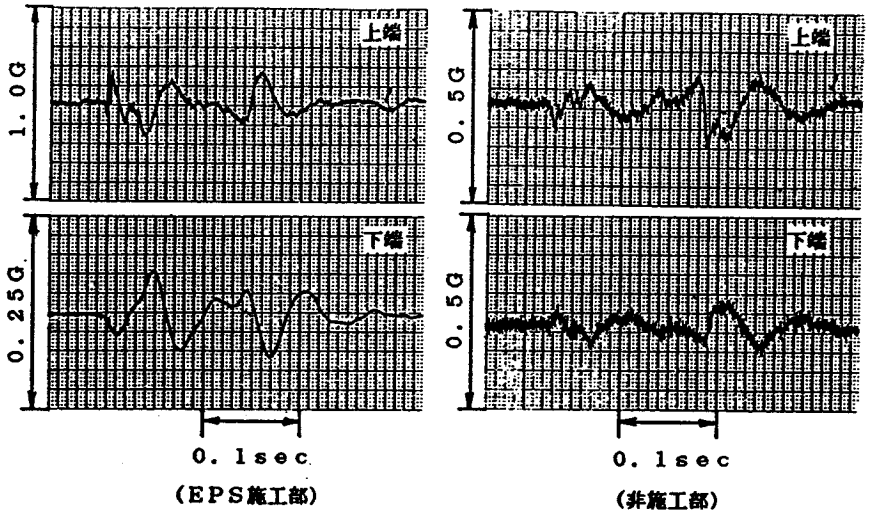


図６．２１　踏板高速走行による加速度波形記録

（２）　波動の運動軌跡

バス走行により発生する波動の特性を確認するために，図６．１９に示したＥＰＳ施工部のＮＯ．４地点での波動の運動軌跡を図６．２２に示す。地中の計測深さは－１．０ｍである。地表面の波動の運動軌跡はややくずれているが楕円形に近く，波動の進行方向に対して逆回転するレイリー波の特徴を示している。従って，この程度の振源距離での波動は，実体波から表面波への遷移領域にあるものと考えられる。一方，地中の波動の運動軌跡は，平坦低速走行を除いて鉛直方向成分が大きいので，実体波が支配的であると推定される。

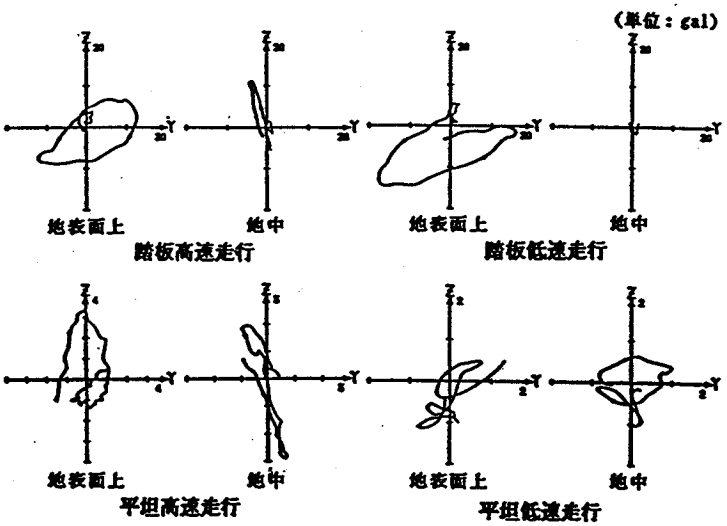


図６．２２　バス走行による質点の運動軌跡

（３）　地表面上での振動伝播特性

（ａ）　距離減衰特性

発生振動量の大きい後輪通過時の振動加速度の距離減衰特性を示したものが図６．２３であり，これらの振動加速度の各数値を表６．７に示した。また，振動加速度レベル（ＶＡＬ）の距離減衰特性を示したものが図６．２４であり，これらの振動加速度レベルと振動レベル（ＶＬ）の各数値を表６．８に示した。これらより理解されることは，踏板高速走行を除いて，全体的にＥＰＳ施工部の方が非施工部に比較してレベルが大きい。これはコンクリート床版をＥＰＳと一体化していないために，コンクリート床版がＥＰＳと独立して挙動したことに起因しているものと推察される。

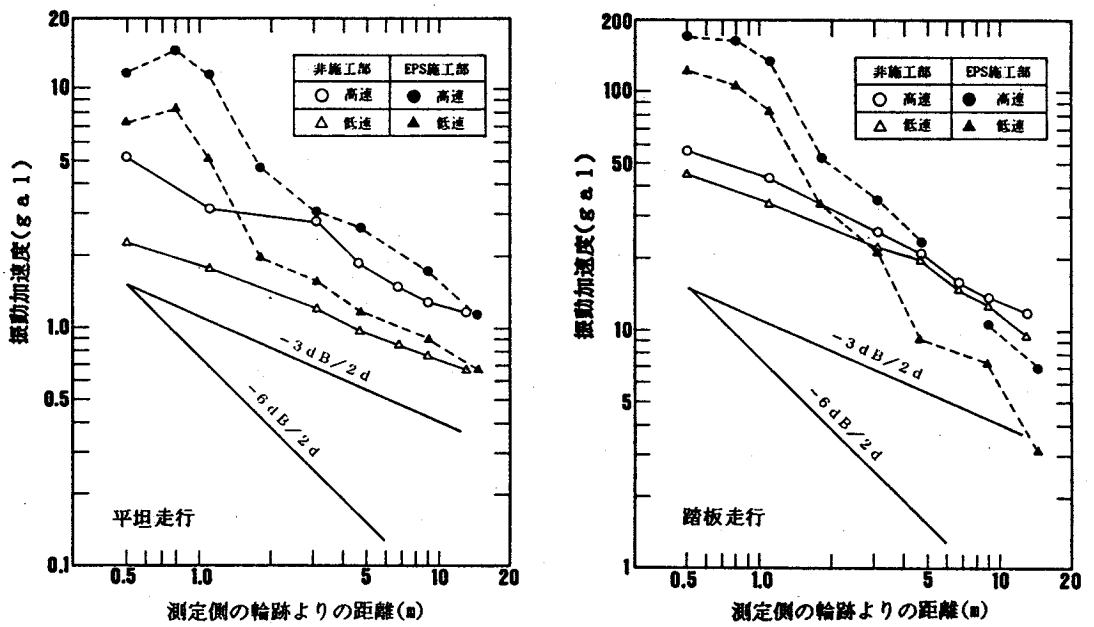


図６．２３　振動加速度の距離減衰

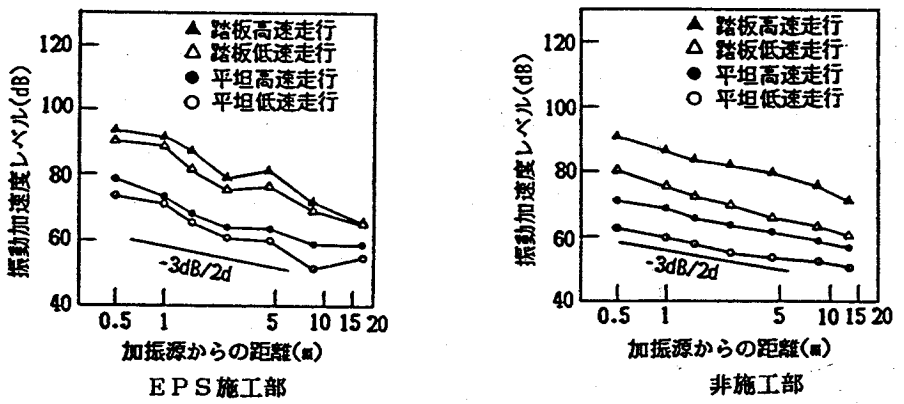


図６．２４　振動加速度レベルの距離減衰

表6．7　振動加速度値

（ＥＰＳ施工部）

走行形式	測定側の輪跡よりの距離(m)							
	0.5m	0.8m	1.1m	1.8m	3.1m	4.7m	9.0m	14.4m
平坦低速走行	7.21	8.26	5.13	1.95	1.57	1.18	0.90	0.66
平坦高速走行	11.7	14.5	11.5	4.72	3.06	2.62	1.73	1.12
踏板低速走行	120.9	105.1	84.2	33.4	21.1	9.2	3.24	1.94
踏板高速走行	169.6	165.2	135.6	52.9	35.3	23.8	10.8	7.03

（非施工部）

走行形式	測定側の輪跡よりの距離(m)						
	0.5m	1.1m	3.1m	4.7m	6.8m	9.0m	13.0m
平坦低速走行	1.36	0.85	1.00	0.84	0.71	0.70	0.60
平坦高速走行	3.09	3.13	6.24	3.03	1.49	1.27	1.15
踏板低速走行	45.0	40.2	22.1	19.9	15.2	12.6	9.46
踏板高速走行	53.2	6.94	25.8	20.7	15.8	13.6	11.9

表6．8　振動加速度値と振動レベル値

（ＥＰＳ施工部）

走行形式	測定側の輪跡よりの距離(m)							
	0.5m	1.0m	1.5m	2.5m	4.5m	8.5m	16.5m	
平坦低速走行	73.7	71.3	65.8	60.8	60.0	55.2	55.0	VAL
	68.3	65.8	60.2	57.5	54.1	51.8	49.2	VL
平坦高速走行	78.3	73.8	69.2	64.3	63.5	59.3	59.3	VAL
	70.4	68.6	63.5	60.0	59.7	55.9	53.0	VL
踏板低速走行	90.8	88.8	81.8	75.5	76.3	69.3	65.0	VAL
	87.3	84.4	77.2	72.1	73.6	67.1	63.1	VL
踏板高速走行	97.1	91.2	87.2	79.0	81.2	72.0	65.7	VAL
	90.2	88.3	82.5	75.4	76.3	68.9	66.3	VL

（非施工部）

走行形式	測定側の輪跡よりの距離(m)							
	0.5m	1.0m	1.5m	2.5m	4.5m	8.5m	16.5m	
平坦低速走行	62.5	59.9	57.8	55.0	53.3	52.1	50.4	VAL
	58.6	56.1	55.9	53.6	53.9	53.5	49.7	VL
平坦高速走行	71.0	68.5	65.8	63.3	61.3	55.2	56.3	VAL
	66.8	64.8	62.0	60.0	57.8	55.1	53.4	VL
踏板低速走行	79.8	75.8	72.5	69.3	65.8	63.0	60.0	VAL
	75.0	72.0	68.7	65.7	62.7	59.6	56.5	VL
踏板高速走行	90.3	86.7	83.8	81.8	79.8	75.6	70.9	VAL
	85.8	83.2	80.4	77.7	75.5	71.4	68.3	VL

一方，図６．２５は，踏板高速走行及び平坦高速走行のデータに対して１／３オクターブバンド周波数分析を行った結果から，地表面上の振動の距離減衰特性をＥＰＳ施工部及び非施工部について比較したものである。

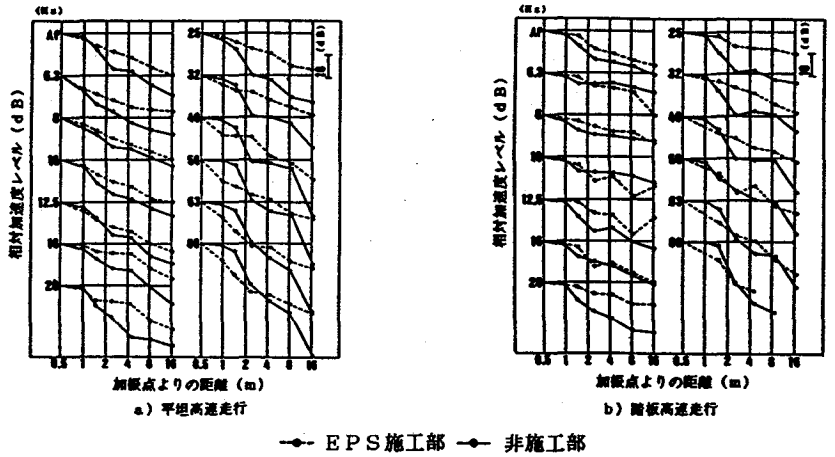


図６．２５　１／３オクターブバンド相対加速度レベルの距離減衰

踏板高速走行を除いて，全体的にＥＰＳ施工部の方が非施工部に比較して振動程度が大きい。このことは，上述したようにコンクリート床版をＥＰＳブロックと一体化していないために，車両走行時にコンクリート床版がＥＰＳブロックと独立して挙動したことに起因しているものと推察される。従って，地表においては絶対レベルでＥＰＳブロックによる振動低減量を評価し得ない。そこで，ここでの比較は１／３オクターブバンド中心周波数ごとに加振点よりの距離０．５ｍに対する相対加速度レベルで行っている。図６．２５より分かるように，相対加速度レベルで比較したオールパスでのＥＰＳの振動低減量は，踏板走行で４．５～９．５ｄＢ，平坦走行で３．５～５．０ｄＢと評価され、特に２０～４０Ｈｚの周波数領域での振動低減効果が顕著である。また，これ以上の周波数領域では非施工部での減衰も大きくなるので，両者のレベル差は緩和される傾向にある。

実際の車両走行時の地盤の卓越振動数は，路面の凹凸がない場合には１０ ～２０Ｈｚであり，路面の凹凸がある場合には，車両のばね下固有振動数(約１１Ｈｚ)が卓越する。この現象は，本実験結果でも明らかであり，踏板高速走行によるＥＰＳ施工部の地表では１２．５Ｈｚ付近に，地中では２０Ｈｚ付近に卓越振動数がある。一方，非施工部では地表・地中ともに１０Ｈｚ付近に卓越振動数を生じている。この振動数付近では，ＥＰＳブロックによる振動低減効果は地表では余り期待できないが，地中では５ｄＢ程度の振動低減効果が期待される。

Bornitz [16] の式を相対加速度レベルで表示した距離減衰曲線は次式で示される。

$$L-L_0=-20\log(r/r_0)^{-n}-8.68\beta(r-r_0) \quad (dB) \qquad (6.2)$$

ここに，L,L_0:距離r,r_0におけるそれぞれの相対加速度レベル(dB)，r,r_0:振動源からの距離(m)，n:幾何減衰係である。また，βは次式によって表される。

$$\beta=2\pi fh/Vs \qquad (6.3)$$

ただし，β:内部減衰係数，h:内部減衰定数，f:波動の振動数，Vs :S波の伝播速度である。

図6．25の1／3オクターブバンド中心周波数ごとの距離減衰曲線に式(6.2)による曲線を近似させると，表6．9のような幾何減衰係数(n)と内部減衰係数(β)が求められる。表6．9より分かるように，EPS施工部の踏板走行，平坦走行 及び 非施工部の踏板走行では，nが1となり，点振源による実体波の距離減衰特性を示す。一方，非施工部の平坦走行では，nが0．5となり，表面波の距離減衰特性を示す。また，内部減衰係数については，非施工部ではβが0．01～0．05と一般的な地盤の内部減衰係数[17]の範囲にあるのに対して，EPS施工部ではβが0．10～0．30と非常に大きい。

表6．9 幾何減衰係数（n）と内部減衰係数（β）

走行形式 ＼ 係数	踏板走行		平坦走行	
	EPS施工部	非施工部	EPS施工部	非施工部
幾何減衰係数(n)	1.0	1.0	1.0	0.5
内部減衰係数(β)	0.10～0.30	0.01～0.05	0.10～0.30	0.025～0.05

（b） 振動加速度スペクトル

踏板高速走行による地表面上の各距離での振動加速度スペクトルの変化状況を示したものが，図6．26である。これより，卓越振動数はEPS施工部の踏板高速走行，平坦高速走行がともに12．5Hzであるのに対して，非施工部ではそれぞれ10Hzと16Hzになっている。EPS施工部，非施工部ともに，加振源付近のスペクトル形状が，16．5mまでほぼそのままに伝達されているが，20Hz以上ではEPS施工部の減衰が非施工部よりも大きくなっている。

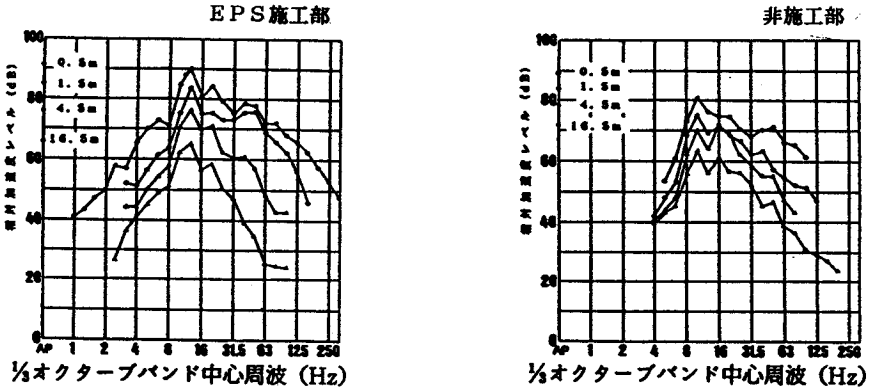
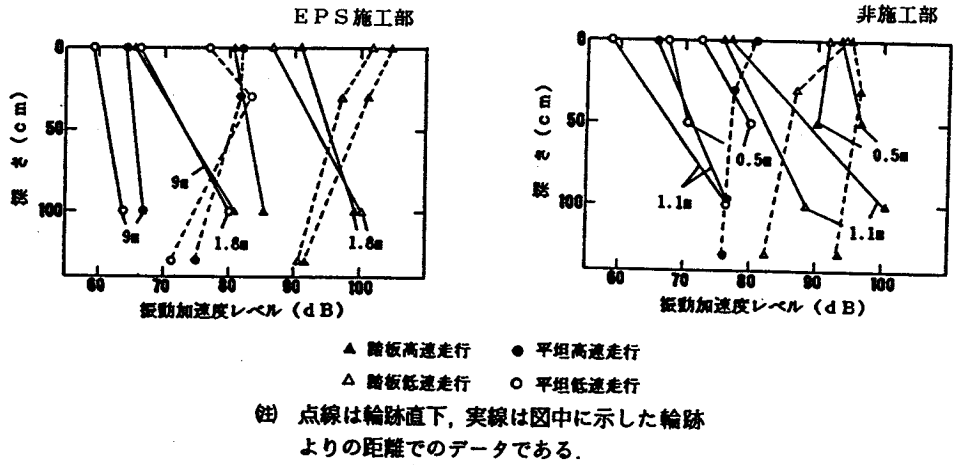


図６．２６　１／３オクターブバンド周波数スペクトル（踏板高速走行）

（４）　深さ方向の振動伝播特性

（ａ）　振動加速度レベルの地中分布

図６．２７は，後軸通過時の振動加速度レベルの地中分布を示したものである。点線はバスの輪跡直下の結果を，その他は図中に示した輪跡よりの距離における測定結果である。また，表６．１０はＥＰＳ上・下部の振動加速度値と加速度比を，同様に，表６．１１は地中の振動加速度値と加速度比（Ｚは鉛直方向成分，Ｘは道路平行方向の水平成分，Ｙは道路直角方向の水平成分である。）を示している。



(注) 点線は輪跡直下，実線は図中に示した輪跡よりの距離でのデータである．

図６．２７　深さ方向の振動加速度レベルの変化

表６．１０　上・下部の振動加速度値と加速度比

測定位置	データの区別	走行形式			
		平坦低速走行	平坦高速走行	踏板低速走行	踏板高速走行
EPS施工部	上部	4.66	4.85	85.8	145.4
	下部	1.52	1.62	42.9	51.0
	加速度比	0.328	0.334	0.501	0.350
非施工部	上部	14.5	29.4	112.2	96.4
	下部	9.8	20.1	61.4	62.9
	加速度比	0.679	0.701	0.548	0.662

表６．１１　地中の振動加速度値と対策前後の加速度比

走行形式 / 測定成分 / データの区別		平坦低速走行			平坦高速走行			踏板低速走行			踏板高速走行		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
EPS施工部	距離(1.8m)	1.19	1.29	1.50	1.69	1.24	2.18	4.26	5.69	10.53	10.28	9.54	18.63
非施工部	距離(1.1m)	1.74	0.74	6.99	3.52	1.91	6.84	10.27	2.83	26.48	10.40	6.65	106.2
加速度比		0.684	1.74	0.215	0.480	0.649	0.319	0.415	2.01	0.398	0.988	1.43	0.175
低減量(dB)		-3.30	4.83	-13.4	-6.37	-3.75	-9.93	-7.64	6.07	-8.01	-0.10	3.13	-15.1

これらのことより，全体的な傾向として，ＥＰＳ施工部，非施工部ともに，輪跡直下の振動分布は深さが増加するにつれて減少している。しかし，輪跡から０．５ｍ以上離れると，いずれにおいても地中の振動が地表に比べて増大される特徴がある。ＥＰＳの上下端での振動低減量は，平坦高速走行６．７ｄＢ，踏板低速走行６．７ｄＢ，踏板高速走行９．６ｄＢとなり，非施工部の１．３ｄＢ，４．５ｄＢ及び３．０ｄＢに比較して明確な振動低減効果が見られる。

（ｂ）　振動加速度スペクトル

踏板高速走行 でのＥＰＳの上下端の位置における１／３オクターブバンド周波数スペクトルの結果を示したものが図６．２８である。踏板低速走行では８～２５Ｈｚの周波数領域で，ＥＰＳ施工部のレベルが非施工部より大きくなる特徴が知られる。１２．５Ｈｚ付近は試験車のばね下固有振動数が寄与したものと考えられ，このことは踏板高速走行にも共通する現象である。さらに，踏板高速走行では，３１．５Ｈｚ以上の周波数領域でのＥＰＳ施工部のレベル低下が９～２１ｄＢと大きく，ＥＰＳによる振動低減効果が著しい。

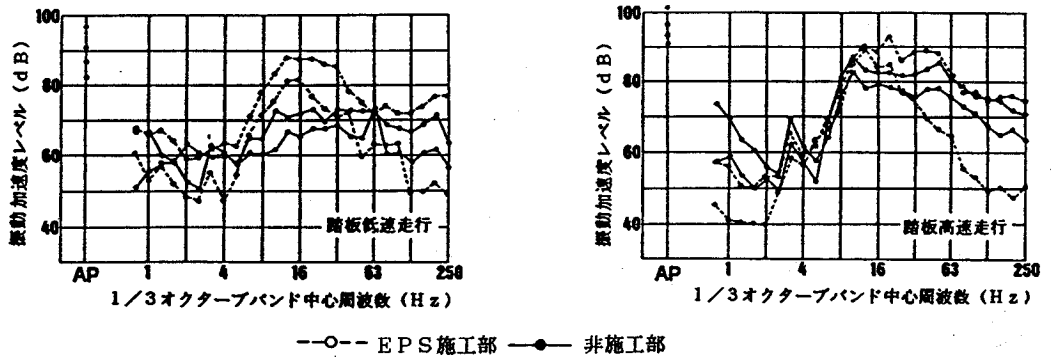


図６．２８　深さ方向の１／３オクターブバンド周波数スペクトル

（５）　内部減衰係数と周波数との関係

図６．２９は，高速走行のデータに関して，表６．９で求めた１／３オクターブバンド中心周波数ごとの内部減衰係数を式(6.3)に適用し，Ｓ波速度をパラメータとして内部減衰定数と周波数との関係を示したものである。ＥＰＳ施工部では，別途に行った衝撃試験の結果も示してある。この図より，ＥＰＳ施工部の内部減衰定数は０．４～０．８と推定され，非施工部の内部減衰定数０．０５よりかなり大きく，ＥＰＳ施工部の減衰性が非施工部に比べて非常に大きいことが分かる。また，非施工部，ＥＰＳ施工部ともに，βは周波数の増加に伴って大きくなる傾向にあり，周波数依存性を示している。

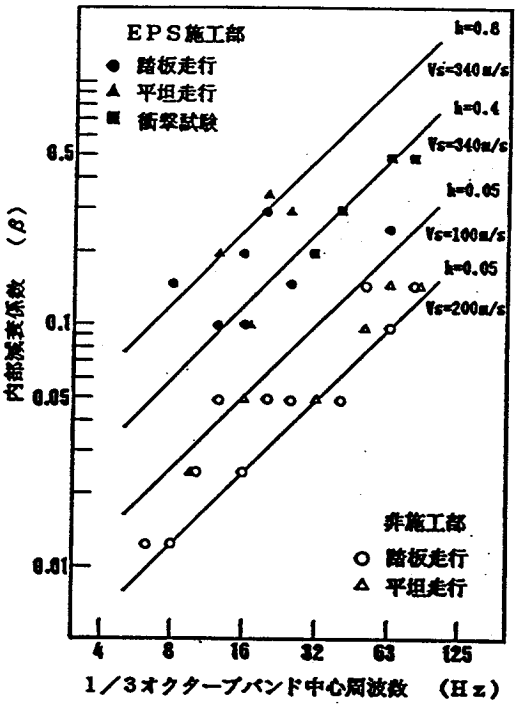


図６．２９　内部減衰係数（β）と周波数との関係

（６）　振動伝達比

図６．３０は，ＥＰＳの上部と下部 及び 非施工部の同位置での振動加速度記録の１／３オクターブバンド周波数分析結果より，上・下部値の振動伝達比（Ｔｒ）を求めて，１／３オクターブバンド中心周波数との関係を示したものである。Ｔｒが１．０の場合には，上部の振動が減衰せずにそのまま下部に伝達されていることを意味している。これらの図

から分かるように，平坦高速走行の非施工部では，８～６３Ｈｚの周波数領域でＴｒがほぼ１．０に近く、上部の振動が減衰せずに下部に伝達されている。これに対して，ＥＰＳ施工部ではＴｒがほぼ０．９となり，約１割の減少が生じている。一方，踏板高速走行では，非施工部のＴｒが ６．３～２５０Ｈｚの広範囲の周波数領域で０．９～０．９５であるのに対して，ＥＰＳ施工部では２０Ｈｚ以上の周波数領域でのＴｒの低下が著しく，また周波数の増加とともにＴｒが激減する特徴を示している。これより，６．１．６（４）でも述べたように，ＥＰＳの深さ方向に伝播する波動の減衰は相当に大きくなる。

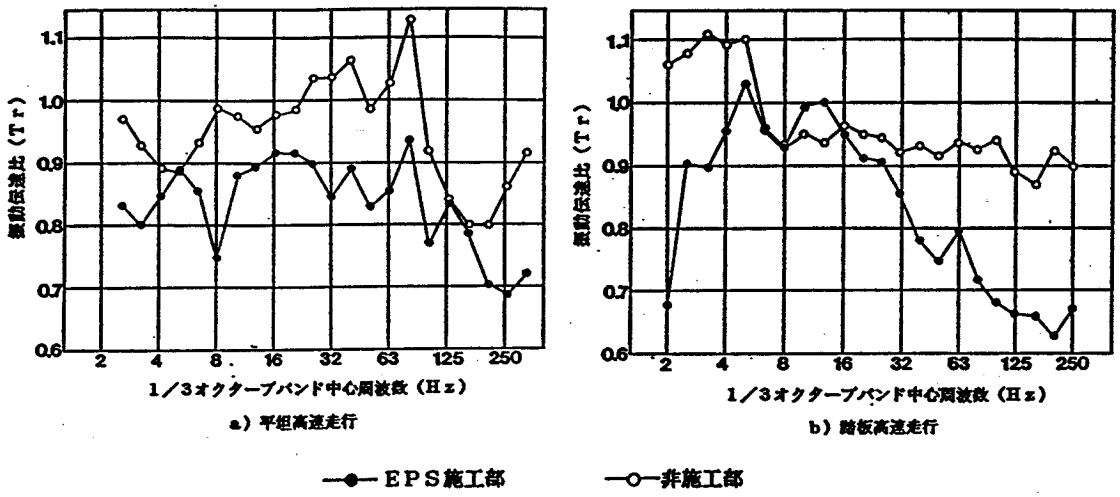


図６．３０ 振動伝達比（Ｔｒ）の周波数による変化

６．１．７ ＥＰＳブロックによる道路交通振動低減量の評価

（１） 波動透過理論による振動低減量の評価

互いに平行で波動インピーダンス（ρｖ）が異なる３つの層（図６．３１に計算モデルを示す）を波動が透過する時の振動伝達率の表示式[18]について，両辺の常用対数を取って２０倍したものを振動低減量と定義すると，これは以下の式で与えられる。

$$20\log\tau = 12 - 20\log\{(1+\alpha_{12})(1+\alpha_{23}) - (1-\alpha_{12})(1-\alpha_{23})\}$$
$$-10\log 2\cdot(1-\alpha_{12}^2)(1-\alpha_{23}^2)\cdot\cos(2H\omega/100\cdot Vs) \quad (dB) \qquad (6.4)$$

ただし，τ：振動伝達率，α_{12}：第1層と第2層のインピーダンス比，$\alpha_{12} = (\rho\cdot v_2)/(\rho_1\cdot v_1)$，$\alpha_{23}$：第2層と第3層のインピーダンス比，$\alpha_{23} = (\rho_3\cdot v_3)/(\rho_2\cdot v_2)$，$\rho$i：第i層の密度(t/m^3)，Vi：第i層のS波速度(m/sec)，H：中間層の厚さ(cm)，Vs：中間層のS波速度(m/sec)

ω:円振動数(1/sec)である。

図６．３２は，コンクリート床版－ＥＰＳ－地盤を３層モデル(図中のＶｓは，Ｎ値から算定した地盤のＳ波速度である)とした地表面での結果について，式(6.4)に示す波動透過理論による振動低減量の計算値と実測値との関係を比較したものである。この場合の実測値は，ＥＰＳ施工部と非施工部の相対加速度レベルの差である。

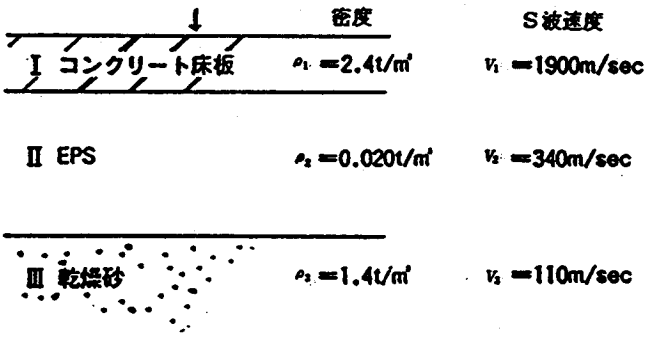


図６．３１　波動透過理論による計算モデル

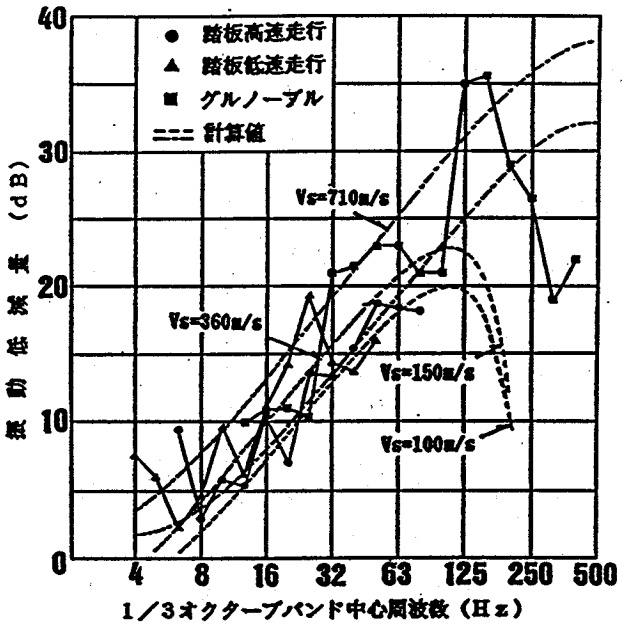


図６．３２　波動透過理論による振動低減量（地表面）

図６．３２には，フランスのグルノーブルにおける市街電車の地盤振動対策事例の測定結果[19]も示してある。これは，軌道下にフローティング構造としてＥＰＳを敷設したものであり，砕石のＳ波速度を７１０ｍ／ｓ及び３６０ｍ／ｓとして計算値を求めた。

図６．３３は，同様に地中での結果を比較したものであり，この場合の実測値は，ＥＰＳの上・下端の加速度レベルの差である。６．１．６（３）の（ａ）で述べたように，一

般に自動車走行によって卓越する波動は，近傍の距離では実体波が支配的である。ただし，約１０ｍ程度以遠に伝播される波動は，表面波が卓越する。このような表面波が卓越する領域では，波動はかなり拡散し振動レベルも小さくなり，ＥＰＳによる減衰効果は相対的に小さくなっている。したがって，本項では実体波に着目して数値計算を試み，地盤の剛性と関係の深いＳ波速度を採用している。図６．３２に示す地表面での実測値は，８～８０Ｈｚの周波数領域で，波動透過理論による振動低減量の計算値と極めて良く一致することが分かる。グルノーブルの２００Ｈｚ以上のデータでは，計算値との相違が大きい。しかし，２００Ｈｚ以下の周波数領域では，ＥＰＳの敷設システムの相違に係わらず，波動透過理論によって振動低減量の推定が可能ということができよう。一方，図６．３３に示す地中での結果については，地表面での傾向と同様に８～１２５Ｈｚの周波数領域で計算値と実測値が良く対応している。

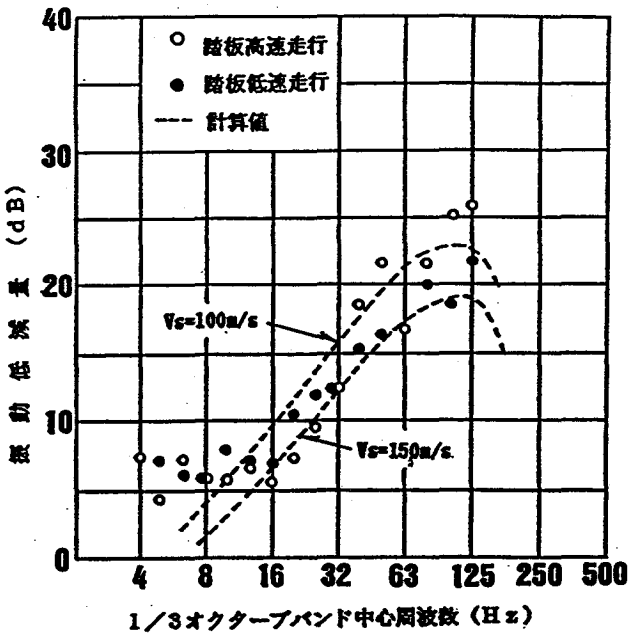


図６．３３　波動透過理論による振動低減量（地中）

（２）　インサーションロス理論による振動低減量の評価

バラストマットを敷設した場合と敷設していない場合の振動のレベル差は，インサーションロス（挿入損失）として定義されており，トンネル区間の軌道に対しては，図６．３４に示すような２自由度系の解析モデルに関して次式[20]で与えられている。

$$\Delta Le=20\log\left|1+(Ss/Sm)/[1-(\omega/\omega_0)]\right| \ (dB) \qquad (6.5)$$

ここに，ΔＬｅ:インサーションロス，Ｓｓ：バラストのばね定数，Ｓｍ：バラストマットのばね定数，ω_0：固有円振動数である。

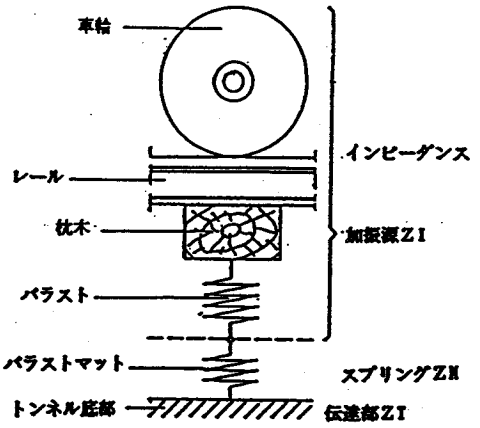


図６．３４　バラストマットによる
振動低減システムに関する解析モデル

著者等[21]は，鉄道の素地区間にバラストマットを敷設した場合の地盤振動の低減効果について，インサーションロス理論の適用性を確認してきた。そこで，軌道にバラストマットを敷設した場合のインサーションロス理論が，本研究で使用しているＥＰＳマットにも適用可能かどうかを以下に検討する。図６．３５は，式(6.5)による計算値と実測値との関係を地中での結果で比較したものである。ただし，実測値はＥＰＳの下部と非施工部の同位置での振動加速度レベルの差で示してある。軌道のインサーションロス理論においては，Ｓｓはバラストの動的ばね定数であり，Ｓｍはバラストマットの動的ばね定数である。本論でのＳｓは，コンクリートの動的ばね定数，ＳｍはＥＰＳの動的ばね定数としている。Ｓｓを圧縮強度と動弾性係数の関係から求め，Ｓｍはバスの動的載荷実験によるＥＰＳの土圧測定の結果から求めて，Ｓｓ／Ｓｍ＝５として計算した。計算値と実測値の差は，４～２０Ｈｚ及び６３Ｈｚ以上の周波数領域では，約５ｄＢ以内の範囲にあり，全体として傾向的にはほぼ一致しており，インサーションロス理論の適用性がうかがえる。しかし，計算値では１２．５Ｈｚ及び３２Ｈｚ付近に特異点があり，特に，２５～６３Ｈｚの周波数領域で実測値の特徴を表現していない。これは，インサーションロス理論が，当初トンネルのインバート部の計算に適用され，インバート下部地盤の境界面以下での減衰を無視して導かれていることに起因しているものと思われる。従って，ＥＰＳの下部の地盤の減衰をより適切に考慮すれば，実測値をより良く説明できるものと思われる。

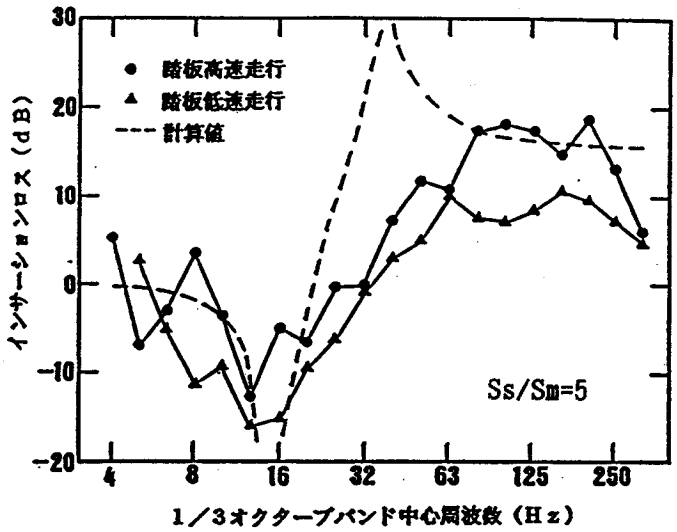


図6．35　インサーションロス理論による振動低減量

以上のように，境界層を伝播する際の，波動の反射・透過特性を考慮した波動透過理論による比較的単純な計算モデルで，実測結果をかなり良く説明できる理由については，本研究で考慮しているコンクリート床版（第一層）と（ＥＰＳブロック）のインピーダンス比が大きいことが挙げられよう。理由は，波動透過理論による振動低減量の評価では，計算モデルの第一層と第二層とのインピーダンス比の影響が特に大きいからである。

以上のように共振点付近での振動低減量の評価が必ずしも十分ではないが，２自由度の比較的単純な力学的解析モデルに等価して取り扱ったインサーションロス理論により，振動数変化による振動低減量の全体的傾向は説明されると言えよう。

６．２　鉄軌道振動の軽減対策

６．２．１　バラストマットによる鉄軌道振動の軽減対策実験

（１）実験目的

地盤振動の発生源での対策法として防振マット（バラストマット）を取挙げ，この対策法の有効性を検討するため，３箇所の素地区間において現地振動調査[22)]を行ってきた。バラストマットの敷設事例は，わが国での高架橋や地下鉄、西ドイツやフランスの地下鉄に採用され、騒音対策を含めてかなりの効果が得られた事例[23～26)]も報告されている。しかし，上記のような素地区間に敷設して地盤振動の低減効果を調査した事例はないと思われる。本項では、バラストマットによる地盤振動の対策法が素地区間でも有効であることを現地測定結果に基づいて示すとともに，その振動低減効果の評価法について検討している。

（２）　測定概要

（ａ）　測定場所及び軌道構造

測定場所はいずれも関西の私鉄の素地区間であるが，実験Ⅰでは，特に，発生振動レベルが大きいと予想される定尺レール継目区間（ケースＩＡ－ＶＩＡⅢマット，ケースＩＢ－ＪＲＳマット，ケースＩＥ－マット無），ロングレール溶接区間（ケースＩＣ－ＶＩＡⅢマット，ケースＩＤ－ＪＲＳマット，ケースＩＦ－マット無）に６箇所の測線を設定した。実験Ⅱでは，連続立体交差化工事のために敷設した仮線を対象として２種類のマット（ケースⅡＡ・ⅡＢ－溝付ゴムマット，ケースⅡＣ－ポリマット）を敷設し，マット無区間（ケースⅡＤ）と比較した。

軌道構造は砕石軌道，木枕木であり，レールは実験区間に関しては５０Ｎレールを溶接している。ただし，測定場所は非溶接部である。実験Ⅲでは，ロングレール溶接区間を対象とし，道床改良前後の測定値を比較した。

使用したマットの仕様を表６．１２に示した。ケースⅡＣのマット以外は，いずれもＳＢＲ系のゴムマットを使用している。ケースⅡＣのマット（写真６．８及び写真６．９に施工状況を示した。）は，このような目的のためにはわが国で初めて使用された二層構造の特殊発泡ポリウレタン（ポリマットと呼称している）であり，ゴムマットと比較してばね定数の相違がかなり大きい。なお，いずれのゴムマットについても，厚さは２５ｍｍ，敷設幅は３ｍである。

表6．12　マットの仕様

諸元 / 実験名	測定ケース	マットの種類	ばね定数（kgf/cm） 静的	ばね定数（kgf/cm） 動的	敷設長（m）	レールの状況
実験Ⅰ	ケースⅠA	VIAⅢマット	1100	1650	20	定尺レール区間
	ケースⅠB	JRSマット	4500	6930	20	
	ケースⅠE	マット無				
	ケースⅠC	VIAⅢマット	1100	1650	20	ロングレール区間
	ケースⅠD	JRSマット	4500	6930	20	
	ケースⅠF	マット無				
実験Ⅱ	ケースⅡA	溝付マット	610	1340	33	ロングレール区間
	ケースⅡB	溝付マット	610	1340	60	
	ケースⅡC	ポリマット	100	500	40	
	ケースⅡD	マット無				
実験Ⅲ	ケースⅢA	PS-5025マット	3600	5110	50	ロングレール区間

注1:マットの厚さは25mm(ケース２，Ｃラインは5mm+20mmの２層構造である)　2:マットの敷設幅は3m.

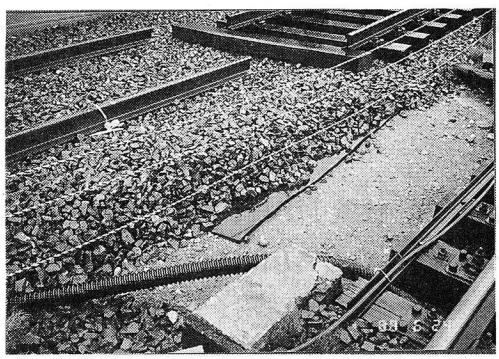


写真6．8　バラストマットの施工状況（1）

写真6．9　バラストマットの施工状況（2

（b）測定項目

各実験に共通な測定項目は，レール・枕木の上下振動加速度，沿道地盤の５～６地点での上下の振動変位・加速度及び振動レベルである。この他に，実験Ⅰ・Ⅱでは，枕木変位（地盤に対する上下方向の相対変位），マット面上の圧力測定を実施しており，また地中(-1.0～-1.5m)の振動加速度も測定している。さらに，実験Ⅰではバラスト中の上下振動加速度を，実験Ⅱではマット面上の上下振動加速度を測定している。これらの測定位置を図6．36に示した。レールと枕木での測定は，継目部分（ロングレール

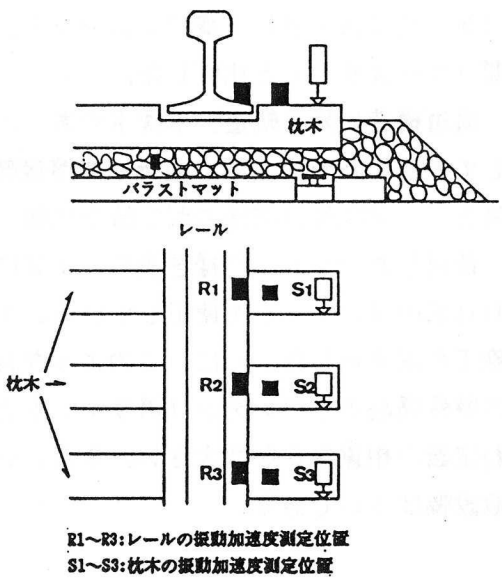


図6．36　測定計器の設置位置

区間は溶接部分）を中心としてその前後で行い，地盤の１箇所と地中では水平方向（軌道に平行及び直角方向）の測定も実施した。バラスト中での測定については，枕木直下のバラスト中に木片でカバーした加速度ピックアップを埋め込み，その後に充分な突き固めを行って測定した。また，写真６．９に示すように，実験Ⅱではマット面上に加速度計と圧力計をはめ込んで測定している。これらの測定状況を写真６．１０及び写真６．１１に示した。以下，本項では，これらの測定項目の内，地盤における振動加速度の測定結果を中心として考察した。

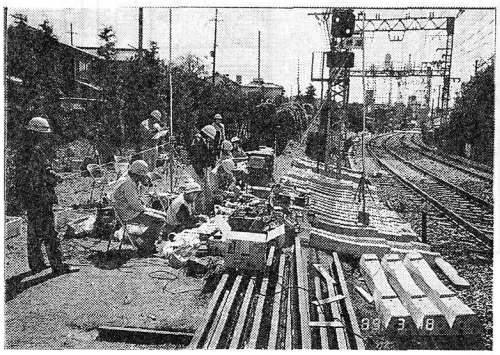


写真６．１０　振動の測定状況（１）

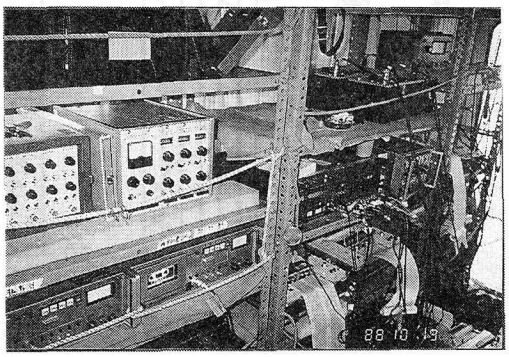


写真６．１１　振動の測定状況（２）

（ｃ）測定期日

実測はいずれも営業列車を対象としている。（実験Ⅰ）マット敷設後，約２ケ月を経た昭和６３年５月１７～１９日に実施。（実験Ⅱ）マット敷設後，約２ケ月を経た昭和６３年１０月１８～１９日に実施。（実験Ⅲ）道床改良前の測定を平成元年３月１８日，約４ケ月を経た同７月７日に道床改良後の測定を実施。

（ｄ）土質状況

調査地域周辺の土質は，図６．３７のボーリング柱状図に示すように，実験Ⅰでは，上位より沖積層，洪積層に分類され，両層とも砂，砂れき，シルト及び粘土の互層をなしている。実験Ⅱでは，層厚7mの上部沖積砂層に続き，層厚５ｍの砂質シルトが堆積し，両層のＮ値は１０以下である。これより深さ４０ｍまではＮ値１０～６０の砂及び砂質シルトが互層をなしている。実験Ⅲでは，Ｎ値５以下の粘性土を主体とした低盛土下にＮ値５０以上の砂れき層とＮ値５以下の粘土層が続き，これより以深は砂，砂れき，シルト及び粘土の互層をなしている。

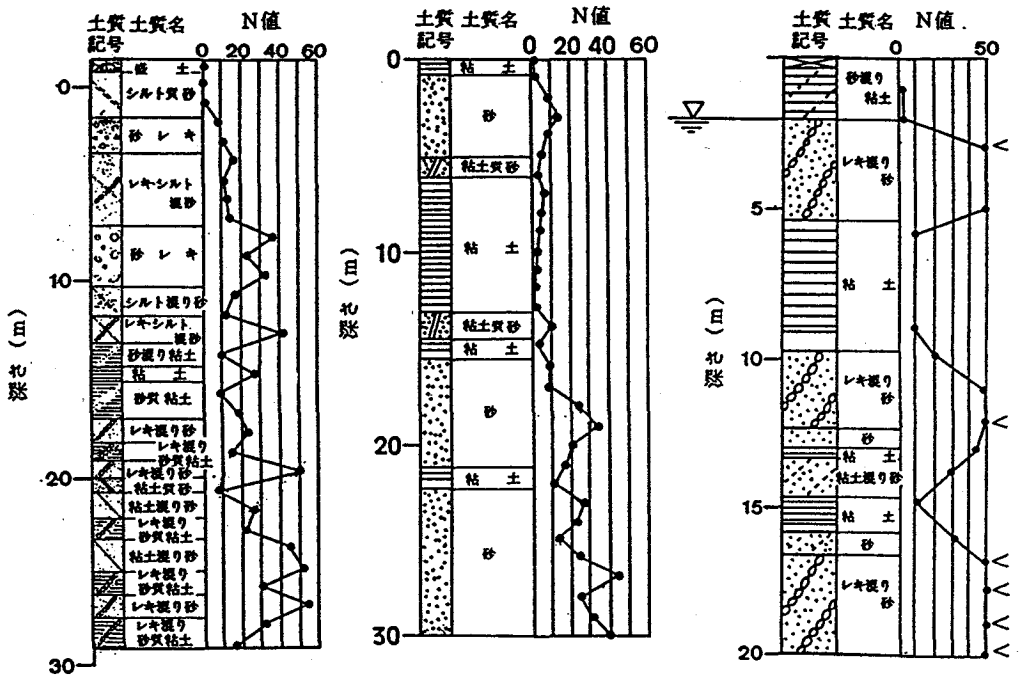


図６．３７　ボーリング柱状図

６．２．２　バラストマットによる鉄軌道振動の軽減対策実験の結果及び考察

実測した列車速度の変動幅は各実験ケースともに５０～７０ｋｍ／ｈと小さく，振動値に及ぼす車速の影響はごくわずかであると考えられる。従って，以下の考察では各ケース毎のデータの平均値を対象とすることにした。なお，以後の各図における横軸の距離は，測定側の軌道中心からの距離で示している。

（１）　地表面上での距離減衰

図６．３８は，軌道から直角方向に設定した地表面上の各測定点における，地盤の振動加速度波形を一例として示している。これらの振動加速度波形から，車輪が測線近傍を通過する時に発生するパルス波形の最大値を読み取って整理し，考察を加えた。

図６．３９及び図６．４０は，上下振動加速度の最大値に関する距離減衰を示したものである。各ケースに共通して，距離減衰の全体的な傾向はほぼ－１２ｄＢ／２ｄの直線で近似され，無限地盤上を伝播する点振源による実体波の減衰特性を示す。ただし，ＩＩＣ，ＩＩＣ’の距離減衰の傾向は，－１２ｄＢ／２ｄの直線より小さい。この原因は，マットによる影響に加えて，これらの測定ラインが畑地にあり，他の測定ラインとは地盤状態が相違していることが考えられる。

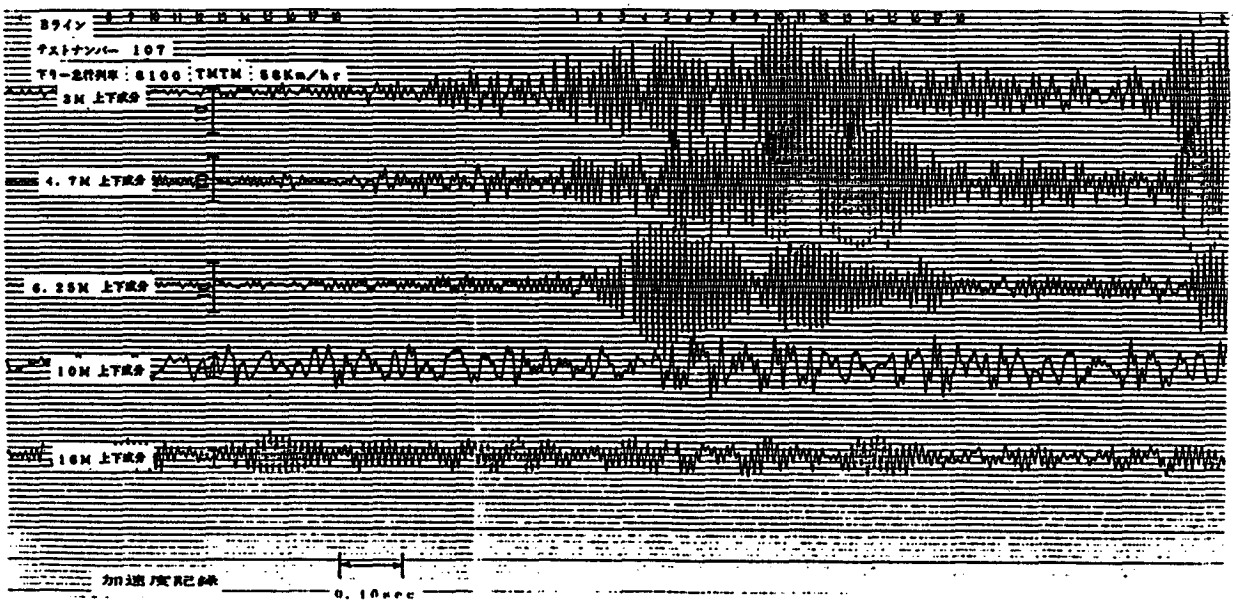


図６．３８　地盤振動の測定波形（加速度波形）－ケースＩＢ－

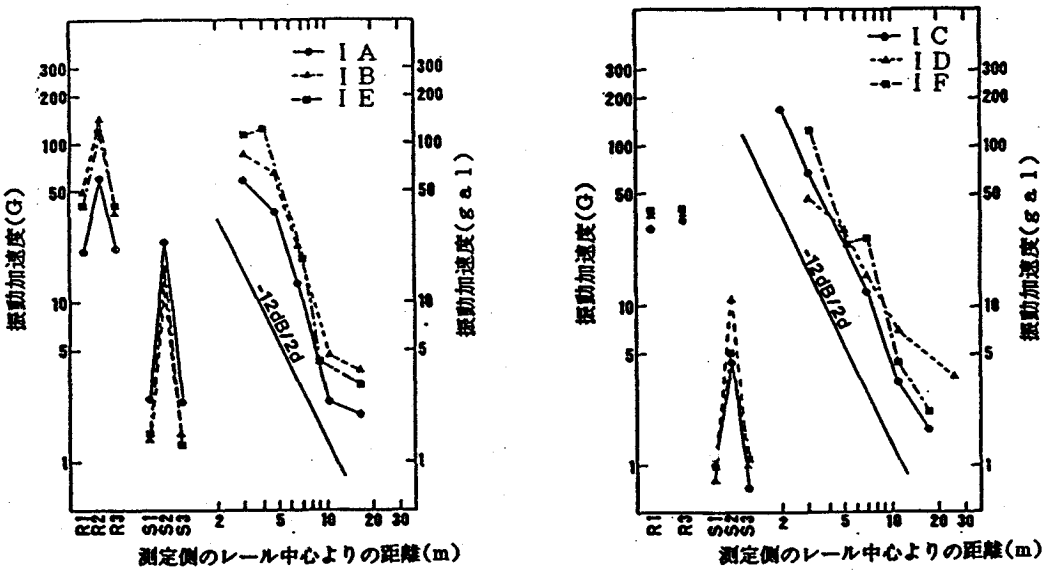
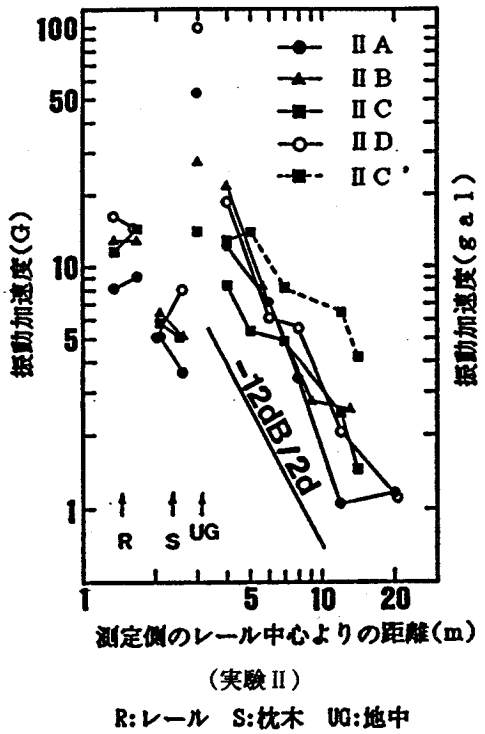


図６．３９　振動加速度の距離減衰（１）（実験Ｉ）



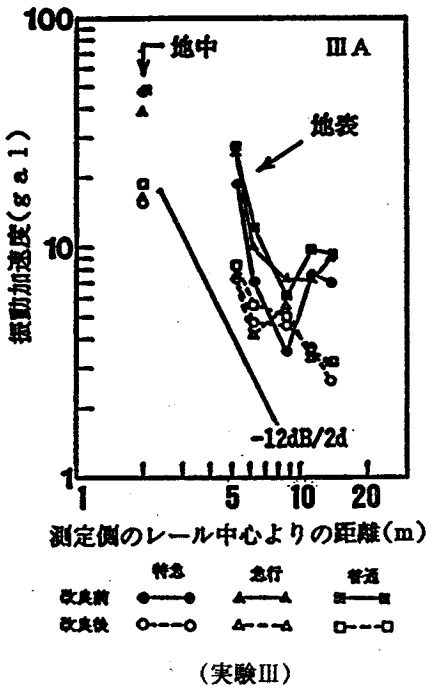


図６．４０ 振動加速度の距離減衰（２）（ 実験 Ⅱ・Ⅲ）

（２） 地盤振動の低減量

（ａ） 地表面上での振動低減量

地表面上での対策前後の加速度比をｄＢ換算し，振動低減量として表６．１２，表６．１３及び表６．１４に示した。以下の考察は，図６．３９及び６．４０の振動加速度の距離減衰図から，距離１ｍごとにサンプリングしたデータで行っている。ケースＩＡ・ＩＣの低ばねマットの敷設区間では，無対策のケースＩＥ・ＩＦに比較して，距離１０ｍ地点までの平均振動低減量がケースＩＡ－５．９ｄＢ，ケースＩＣ－４．１ｄＢになる。また，ケースＩＢ・ＩＤでは低減効果のある距離は６ｍ地点までであり，平均振動低減量はケースＩＢ－３．１ｄＢ，ケースＩＤ－３．４ｄＢである。実験Ⅱでは，無対策のケースⅡＤに比べて，距離１０ｍまでの平均値は，ケースⅡＡ・ⅡＣでは共に４．９ｄＢ低減しているが，ケースⅡＢでは逆に２．２ｄＢ増大している。一方，ケースⅡＣとケースⅡＣ’を比較すると，１６．０ｄＢと非常に大きな振動低減量が得られており，この傾向は距離１５ｍまで継続している。実験Ⅲについては，道床改良前後の振動低減量が８．４～９．９ｄＢである。これより，バラストマットによって振動低減効果が生ずる限界距離は，測定側のレール中央から１４ｍ程度と推測される。

表６．１２　対策前後の加速度値の比較（定尺レール区間）－ 実験Ⅰ －

比較ライン	データの区別	測定側のレール中心よりの距離(m)				
		3	4～4.7	6.3～7	9～10	16～17
Bライン／Dライン	加速度比	0.222	0.290	0.684	0.558	0.645
	低減量	-13.1	-10.8	-3.30	-5.07	-3.81
Cライン／Dライン	加速度比	0.450	0.516	1.171	1.093	1.226
	低減量	-6.94	-5.75	+1.37	+0.77	+1.77

表６．１３ 対策前後の加速度値の比較（ロングレール区間）－ 実験Ⅰ －

比較ライン	データの区別	測定側のレール中心よりの距離(m)				
		3	5	7	11	17
Eライン／Hライン	加速度比	0.432	0.855	0.536	0.756	0.773
	低減量	-7.29	-1.36	-5.42	-2.43	-2.24
Gライン／Hライン	加速度比	0.394	1.115	0.670	1.578	1.636
	低減量	-8.09	+0.95	-3.48	+3.96	+4.28

表６．１４　対策前後の加速度値の比較 － 実験Ⅱ －

比較ライン	加速度比と低減量(dB)	測定側のレール中心よりの距離(m)			
		4	5	7	12
Aライン／Dライン	加速度比	0.568	0.728	0.727	0.477
	低減量	-4.91	-2.76	-2.77	-6.43
Bライン／Dライン	加速度比	1.296	1.108	0.860	0.977
	低減量	+2.25	+0.89	-1.31	-0.20
Cライン／Dライン	加速度比	0.570	0.516	0.879	1.391
	低減量	-4.88	-5.75	-1.12	+2.87
C′ライン／Dライン	加速度比	0.906	1.436	1.284	2.045
	低減量	-0.86	+3.14	+2.17	+6.21
Cライン／C′ライン	加速度比	0.630	0.359	0.685	0.680
	低減量	-4.01	-8.90	-3.29	-3.35

（b） 地中での振動低減量

実験Ⅱに関して，振動加速度の上下方向と水平２方向の深さ方向分布を示したものが図６．４１である。また地表の結果と同様に，振動加速度の低減量をｄＢ換算して表６．１５に示した。これらから，地中のいずれの方向の振動加速度も無対策のケースⅡＤが最も大きく，これより順に，溝付きゴムマットのケースⅡＡ，ケースⅡＢ，ポリマットのケースⅡＣとなり，マットによる振動低減効果が明瞭に現れている。振動低減量を測定３方向の平均で示すと，ケースⅡＡ－７．６ｄＢ，ケースⅡＢ－８．９ｄＢ，ケースⅡＣ－１５．７ｄＢとなる。また，実験Ⅲに関しては，上下方向のみについて８．３～９．８ｄＢの振動低減量が得られている。

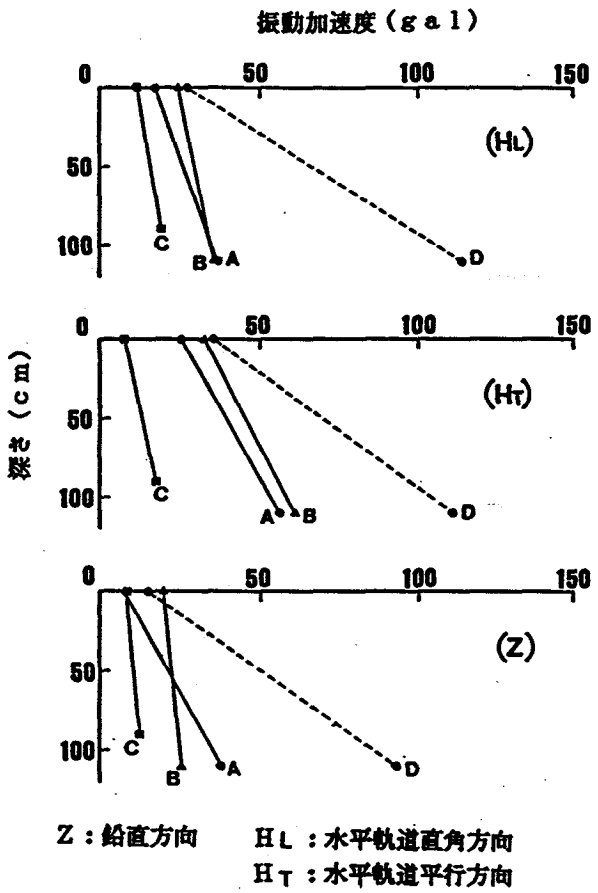


図６．４１ 振動加速度の深さ方向分布（実験Ⅱ）

表６．１５ 対策前後の加速度値の比較（地中）－ 実験Ⅱ －

比較ライン	加速度比と低減量(dB)	測定成分		
		4m(V)	4m(Hl)	4m(Ht)
Aライン／Dライン	加速度比	0.453	0.556	0.393
	低減量	-6.88	-5.10	-8.11
Bライン／Dライン	加速度比	0.275	0.577	0.289
	低減量	-11.2	-4.78	-10.8
Cライン／Dライン	加速度比	0.137	0.188	0.171
	低減量	-17.3	-14.5	-15.3

（3）　地表と地中の振動加速度の関係

図６．４２は，実験Ⅱの全測定データについて，地表と地中の振動加速度の関係を示したものである。図中の黒塗りのデータは特急列車，白抜きのデータはその他の列車によるものである。両者の関係は，ばらつきの大きいケースⅡＢを除くと，勾配の大きいケースⅡＡ・ⅡＣと勾配の小さいケースⅡＤに区別される。このことより，地表からマットを介して波動が伝達される過程において，前者は後者に比べて振動がより大きく減衰されることを示している。

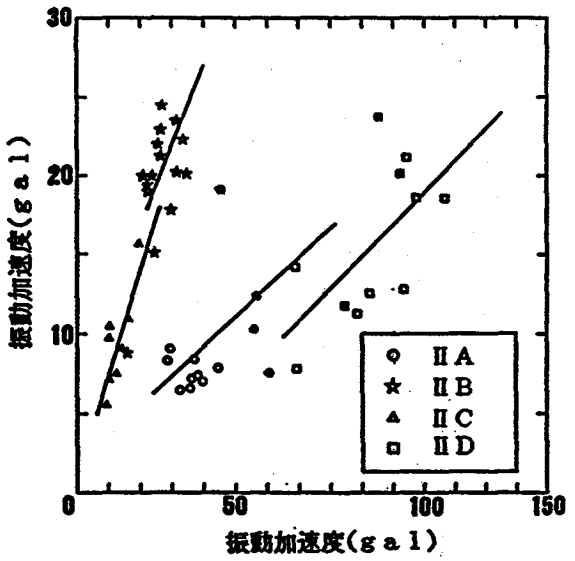


図６．４２　地表と地中の振動加速度の関係（ケースⅡ）

（4）　質点の運動軌跡

図６．４３は，実験Ⅲの距離６．２５ｍ地点における地中及び地表での３方向（上下方向と水平２方向）測定の結果より，上下方向と波動の進行方向における断面を代表例として，地表と地中の質点の運動軌跡を示したものである。水平方向が上下方向に比較してやや大きい傾向にあるが，運動軌跡にはレイリー波の特徴である回転方向が逆転

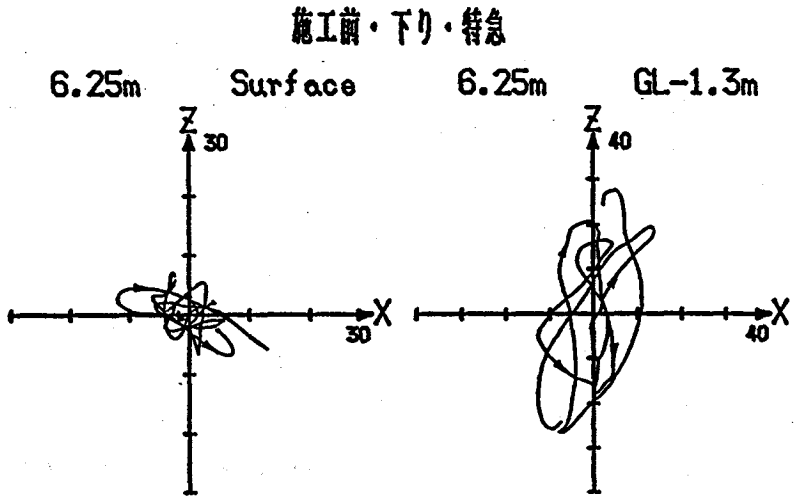


図６．４３　質点の運動軌跡（実験Ⅲ）

する現象が生じている。従って，この程度の距離は，波動の特性が実体波から表面波へと変化する遷移領域にあるものと推定される。

（５）　振動加速度のスペクトル特性

（ａ）　地表と地中のスペクトル特性

ＦＦＴアナライザー 及び １／３オクターブ振動数分析器によって求めた，地盤の振動加速度のスペクトルを図６．４４，図６．４５及び図６．４６に示した。実験Ｉ（距離３ｍ）の地表のスペクトルの卓越振動数は，１６Ｈｚ，及び５０～１００Ｈｚに生じている。８０～１００Ｈｚの振動数領域は，レール及び枕木でも卓越するものであり，ばね下質量・レール支持ばねの影響によるものと考えられる。また１６Ｈｚの卓越振動数は，ばね下質量の影響によるものと考えられる。ロングレール区間では，定尺レール区間に比較して，全体的にスペクトルが平滑化される傾向にある。実験Ⅱ(距離４ｍ)のデータでは，地表，地中共にスペクトルの卓越振動数は３１．５～６３Ｈｚにある。これらの卓越振動数が地中から地表に伝播される過程で１０ｄＢ程度低減していることと，ケースⅡＣの，特に４０～１００Ｈｚの振動数領域でのレベル低下の著しく大きいことが特徴的である。実験Ⅲ（距離３ｍ）の道床改良前後の地表のスペクトルでは，４０Ｈｚ以上の振動数領域でのレベル差が大きくなる特徴がある。

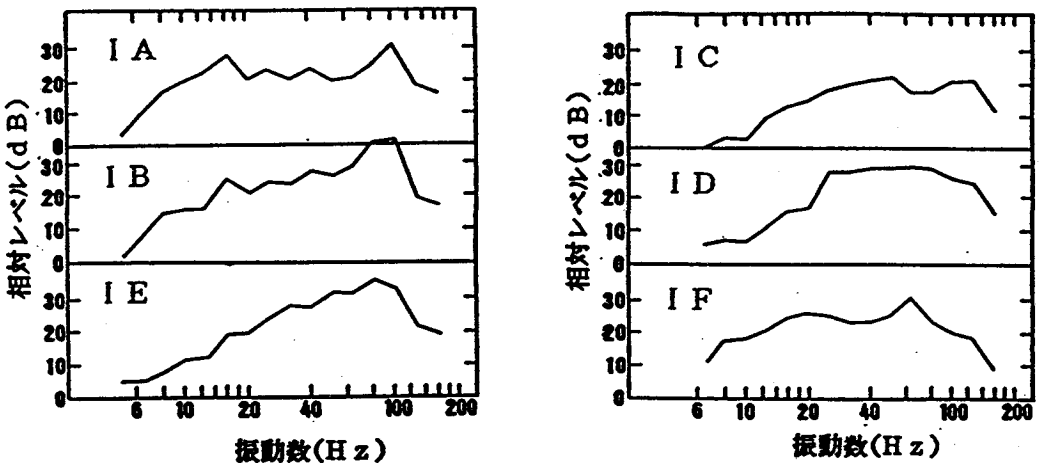


図６．４４　地盤振動のスペクトル（１）（ケースＩ）

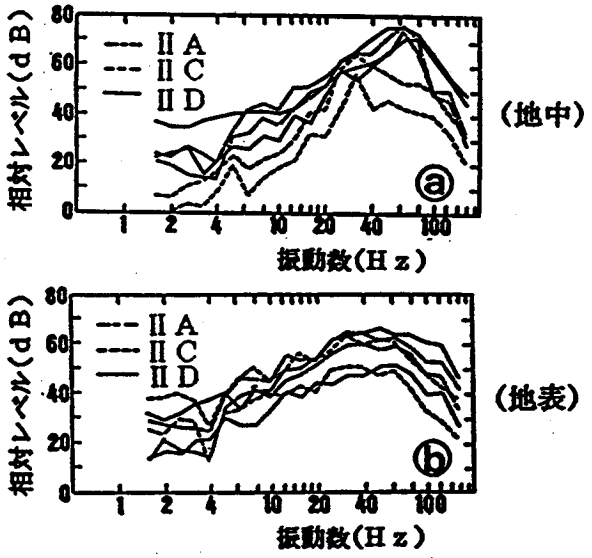


図6．45　地盤振動のスペクトル（2）（実験Ⅱ）

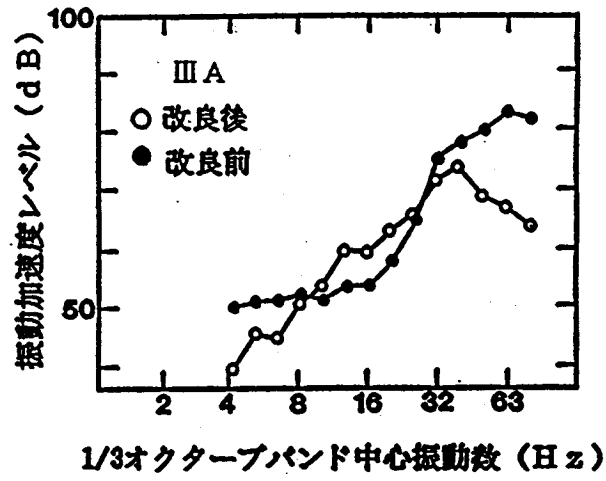


図6．46　地盤振動のスペクトル（3）（実験Ⅲ）

（b） 軌道から地盤までのスペクトル特性の変化

ケースⅡCに関して，レール－枕木－マット面上－地中－地盤までの波動の伝達過程におけるスペクトル特性の変化を図６．４７に示す。レール・枕木に生じている５００Ｈｚ～２ｋＨｚの高域の振動数成分は，マット面上では急速に減衰し，１５０Ｈｚ付近の振動数が卓越している。この振動数も地中までの伝播中には減衰し，地中では６３Ｈｚ付近の振動数が，さらに地表では３１．５Ｈｚの振動数が卓越する。これより，軌道から地盤までの伝達過程において，波動スペクトルの高域の振動数成分が低域の振動数成分に順次移行するメカニズムが明瞭に理解される。

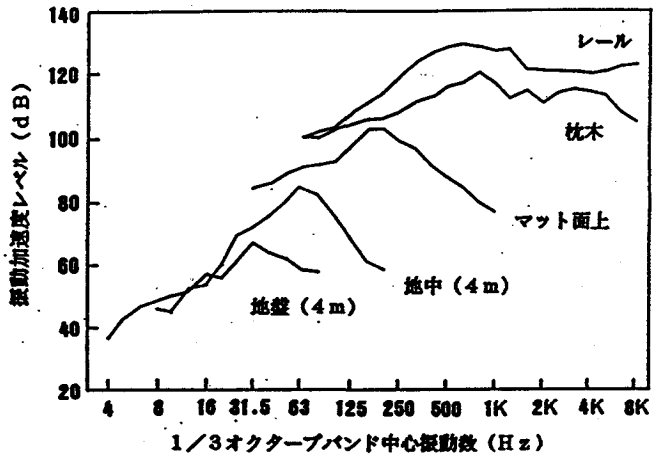


図６．４７ 軌道から地盤までの振動加速度スペクトルの変化（実験Ⅱ）

（c） マット面上を基準とした振動加速度レベル差の変化

ケースⅡCに関して，１／３オクターブバンド中心振動数ごとに，マット面上を基準として地中及び地表との振動加速度レベル差の変化を図６．４８に示す。これより，マット面上に比較して地表では３１．５Ｈｚ以上の振動数で，また地中では６３Ｈｚ以上の振動数で振動加速度レベル差が激増する傾向が分かる。

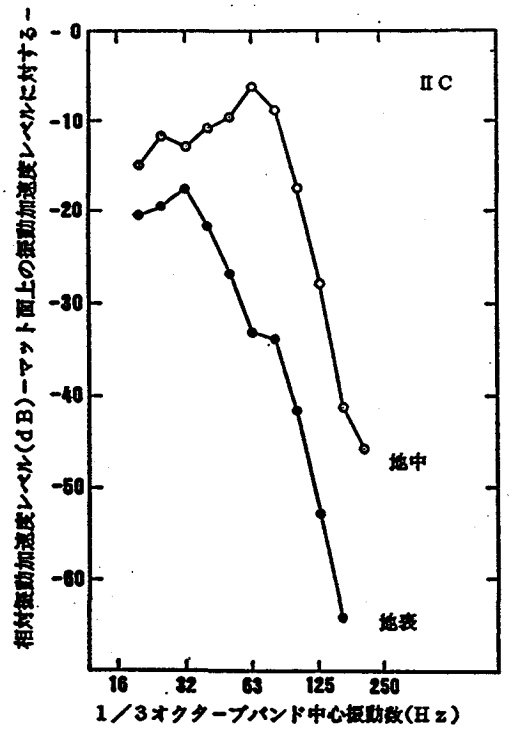


図６．４８ マット面上を基準とした振動加速度レベルの変化（実験Ⅱ）

（6） バラストマットによる振動低減量とマットの静的ばね定数との関係

実験Ⅰ～Ⅲについて，軌道から３～５ｍまでの範囲の測定データから，地中及び地表におけるバラストマットによる振動低減量(Tug)及び(Tgs)とマットの静的ばね定数(k)との関係を求めて図６．４９に示した。地中及び地表において，それぞれ両者の回帰式を求めると，以下のようになる。

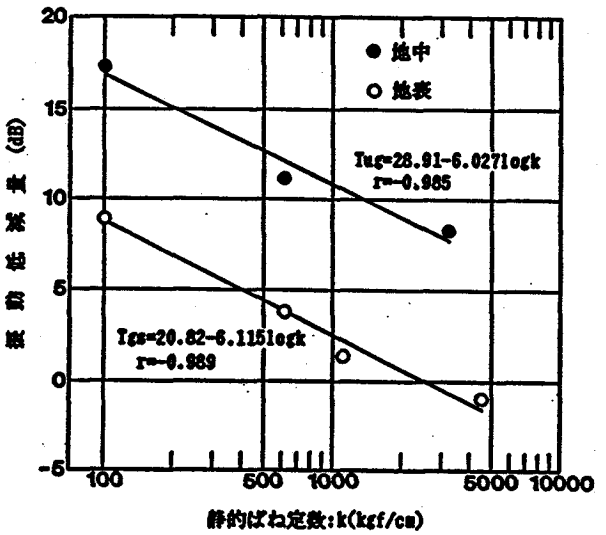


図６．４９ バラストマットによる振動低減量とマットの静的ばね定数との関係

地中：Tug=28.91-6.027logk　r=-0.985　　(6.6)

地表：Tgs=20.82-6.115logk　r=-0.989　　(6.7)

ここに，rは相関係数であり，振動低減量と静的ばね定数の単位はそれぞれｄＢとkgf/cmである。両者ともに相関係数がほぼ－１に近く，マットの静的ばね定数が小さくなるに伴って，振動低減量が増加する。従って，素地区間の測定側の軌道から５ｍ付辺の範囲においては，マットの静的ばね定数を与えれば，マットの厚さ２５ｍｍ，列車速度５０～７０ｋｍ／ｈの適用条件の範囲で，振動低減量の推定が可能である。ここでは，静的ばね定数との対応を検討したが，動的ばね定数を採用しても同様の結果となる。ただし，軌道の供用年数が累加したケースでは，溶接継目における状態変化の影響を考慮する必要があろう。

６．２．３ バラストマットによる振動低減量の評価[27～28)]

バラストマットの敷設時と無敷設時のレベル差は，インサーションロス（挿入損失）として定義されている。鉄軌道に対して，図６．５０に示すような２自由度系の解析モデルに関して，インサーションロスは６．１．７節で述べたと同様に，式(6.8)で表現される。

$$Le = 20\log\left|1+(Ss/Sm)/[1-(\omega/\omega_0)]\right| \ (dB) \qquad (6.8)$$

ここに，Ｌｅ：インサーションロス，Ss：バラストのばね定数，Sm：バラストマットのばね定数，ω_0：固有円振動数である。

図６．５１及び図６．５２は，インサーションロスと振動数との関係を検討するために，各ケースについて，上式による理論値と実測値を比較したものである。これらの図は，バラストマットのばね定数が最も小さいケースⅡＣ（ポリマット）と，最も大きいケースⅢＡを代表例として，軌道近傍の位置（測定側のレール中心からの距離３～５ｍ）と軌道から離れた位置（距離６．５ｍ以遠）に関するデータを示したものである。一方，図６．５２には，軌道近傍の位置でのその他の測定ケースのデータも示している。これらの図から分かるように，いずれのケースにおいても，軌道近傍の位置では，理論値と実測値は非常に良く一致している。

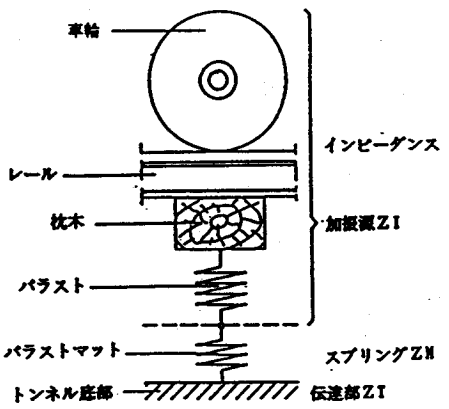


図６．５０ バラストマットによる振動低減システムに関する解析モデル

バラストマットを敷設したことによる軌道系の共振振動数(f_0)は，それぞれケースＩＡ－２５Ｈｚ付近，ケースＩＢ－５０Ｈｚ付近，ケースⅡＡ－３２Ｈｚ付近，ケースⅡＣ－２０Ｈｚ付近，ケースⅢＡ－４０Ｈｚ付近にあると考えられる。従って，これらの共振振動数付近では振動が増幅されることになる。しかしながら，素地区間の列車走行時の地盤振動では，特に６３Ｈｚ付近の振動数における値が卓越し，かつ発生レベルも大きいので，環境保全上，特に問題視されている。そこで，この振動数におけるインサーションロスの距離による変化を示したものが，図６．５３である。バラストマットのばね定数が１０００ｋｇｆ／ｃｍ以下のケースでは，インサーションロスと距離との関係は，－１２ｄＢ／２ｄの傾向にあり，１０００ｋｇｆ／ｃｍ以上のケースでは，－６ｄＢ／２ｄの傾向にあると言える。これらより，６３Ｈｚ付近の振動数における振動低減量の評価も，上記のインサーションロス理論によって十分に行うことができると言えよう。

図６．５４は，６．２．２（６）で述べたと同様に，バラストマットによるインサーションロスとマットの静的ばね定数との関係を，軌道からの距離ごとに示したものである。バラストマットによるインサーションロス(Ｌｅ)とマットの静的ばね定数（ｋ）との関係は，以下の回帰式のようになる。両者ともに相関係数がほぼ－１に近く，バラストマットの静的ばね定数が大きくなると，インサーションロスが小さくなることが理解される。

5m以内	Ｌｅ=75.38-17.92logｋ	ｒ=-0.973	(6.9)
5～10m	Ｌｅ=48.92-17.59logｋ	ｒ=-0.999	(6.10)
10m以遠	Ｌｅ=16.20- 3.48logｋ	ｒ=-0.900	(6.11)

本理論式は，もともとトンネル軌道でのインバート部分への適用を考慮したものであり，この場合はマットと道床下のインピーダンスの相違が大きいことから，道床下での減衰が省略されている。しかしながら，本研究で対象とした素地区間においても，インサーションロスによる理論値と実測値との適合性が十分に良いことが確認された。

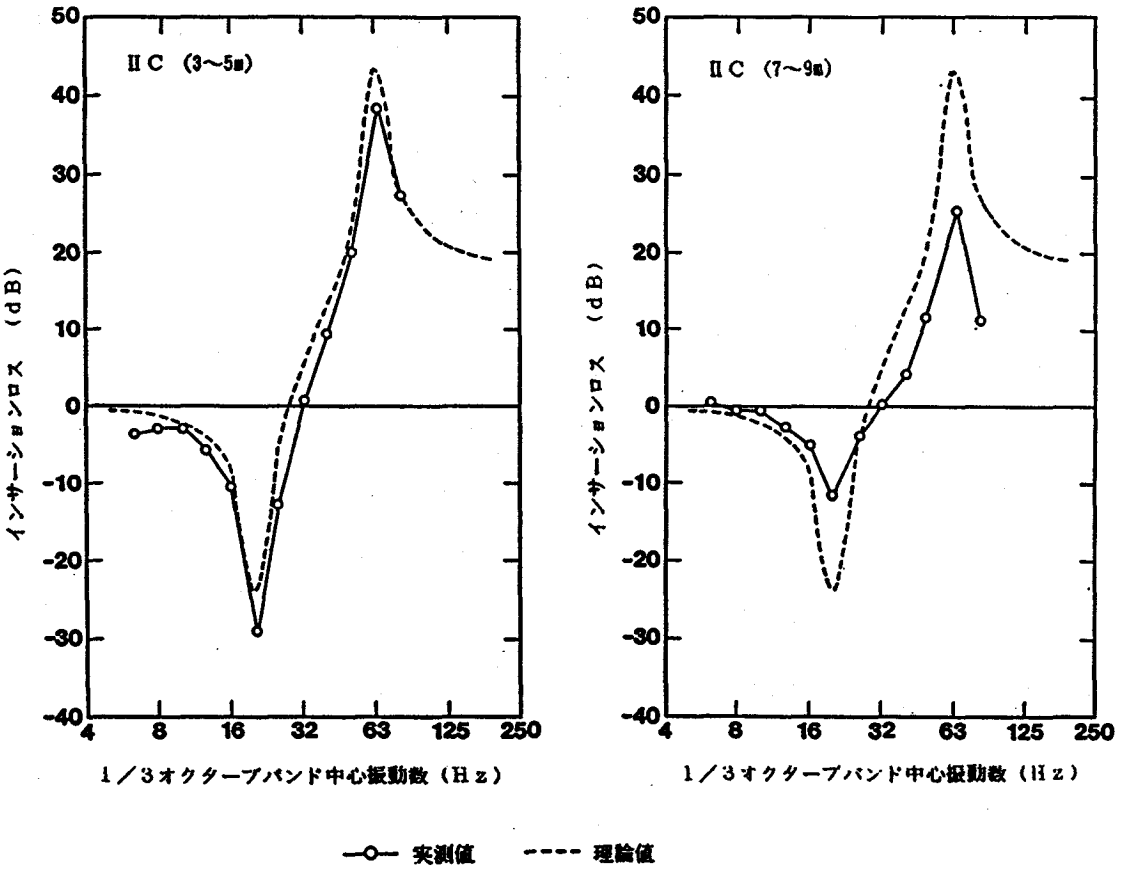


図6．51　バラストマットによるインサーションロス（1）（実験II）

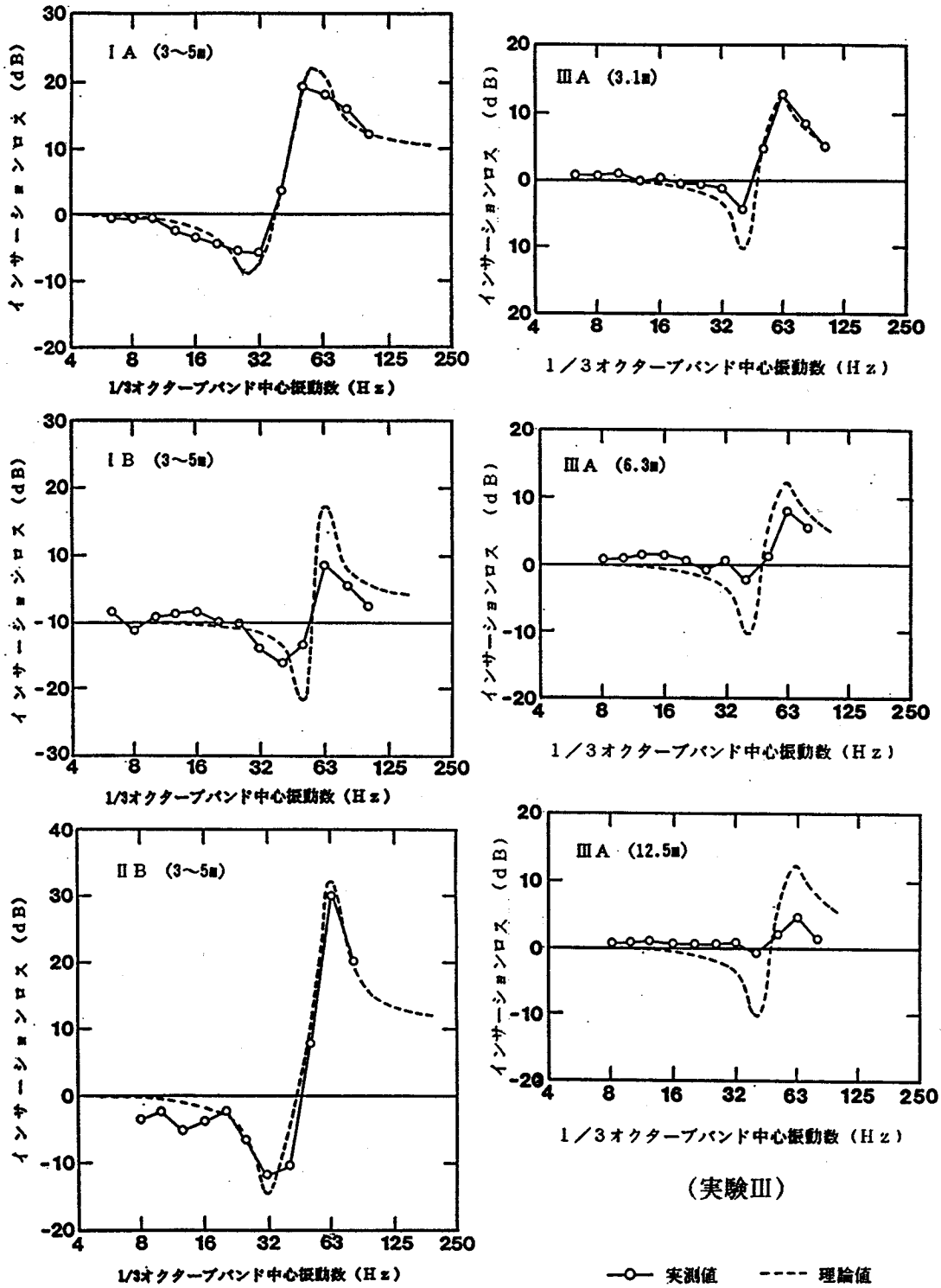


図6．52 バラストマットによるインサーションロス（2）

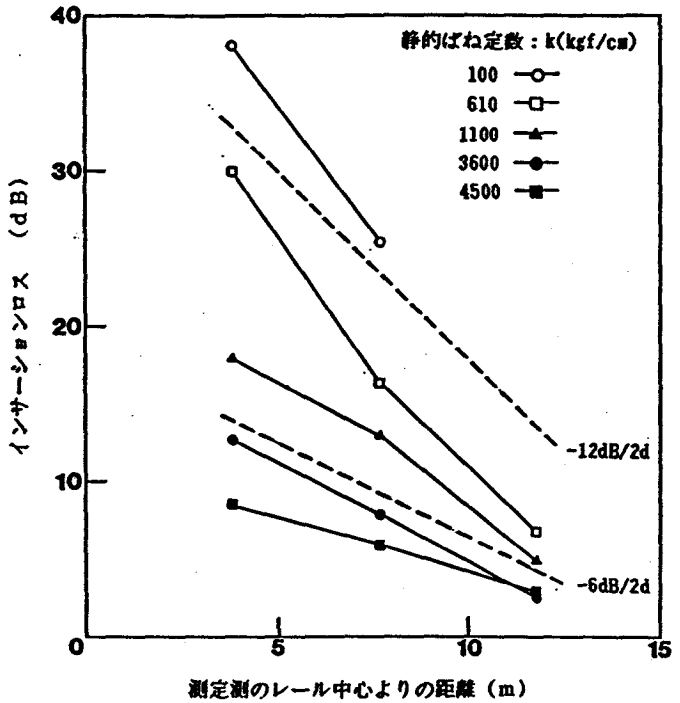


図６．５３　インサーションロスの距離による変化（６３Ｈｚにおける）

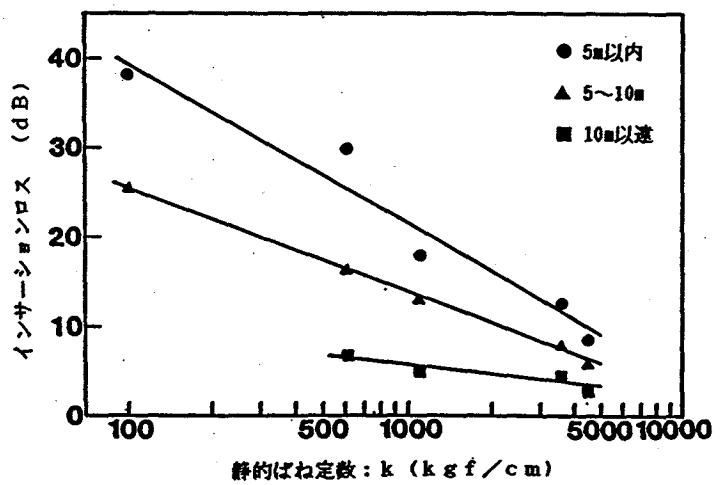


図６．５４　インサーションロスとマットの静的ばね定数との関係

６．２．４　ＥＰＳブロックによる鉄軌道振動の軽減対策実験[29～30)]

（１）　実験目的

鉄軌道の発生源における振動制御法の一つとして，軌道構造のばね－質量系を改善する方法には，バラスト下に減衰性のスプリングを挿入する方法が考えられる。前項では，特に素地区間にバラストマット（ゴムマット）を敷設した現地実験を通して，バラストマットによる地盤振動の低減効果のあることを確認した。さらに，６．１．５～６．１．７では本研究の前段階として，道路下にＥＰＳ（発泡スチロール）ブロックを敷設した現地実験により，地盤振動の低減対策法としての有効性を確認した。本項では，これらの研究の延長として，実際の鉄軌道下に防振材としてゴムマットの代りにＥＰＳブロックを敷設した現地実験を行い，ＥＰＳによる地盤振動の低減効果について検討したものである。

（２）　実験概要

（ａ）　実験場所及び軌道構造

実験場所は，近鉄西大寺検車区構内の実験軌道で，軌道構造は，通常の営業線における素地のレール継目区間とほぼ同様である。レールは50N,枕木は継目部のみが大盤木枕木で，他はＰＣ枕木である。また砕石バラストの厚さは，23～25cmである。ＥＰＳブロックは，レール継目から発生する衝撃的な振動を制御する目的で，レール継目を中心として長さ8m敷設した。

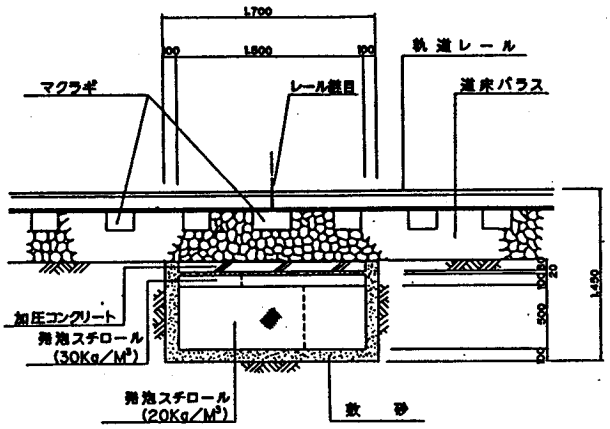


図６．５５　ＥＰＳ敷設後の軌道構造

すなわち，図６．５５に示すように，軌道下のＥＰＳブロックの施工は，1.掘削(長さ8m,幅3m,深さ0.8m) 2.敷砂(10cm) 3.ＥＰＳブロック組み立て(ＥＰＳ20kg/m^3,50cm;ＥＰＳ30kg/m^3,10cm) 4.敷砂(2cm) 5.加圧コンクリート版(8cm) 6.バラスト(23～25cm)の手順で行い，この後に枕木 及び レールを復旧して軌道を構築している。

ＥＰＳ30kg/m^3 は，圧縮強度 3.0kgf/cm^2 の押出し発泡法による製品，ＥＰＳ20kg/m^3 は，圧縮強度 1.1kgf/cm^2 の型内発泡法による標準製品である。写真６．１２及び写真６．１３は，ＥＰＳブロックの施工状況を示している。

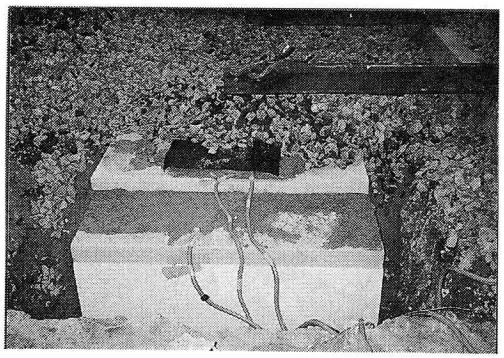


写真６．１２　ＥＰＳブロックの施工状況（１）

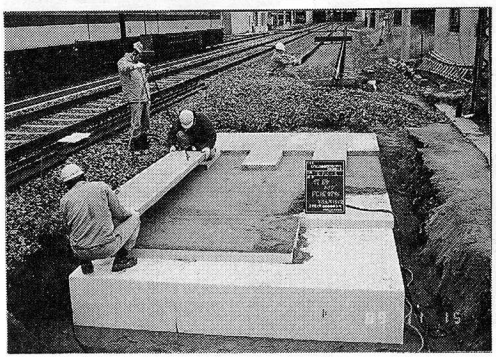


写真６．１３　ＥＰＳブロックの施工状況（２）

本研究で扱っているように，実軌道下に防振材としてＥＰＳを敷設した事例には，図６．５６に示すように，フランスのグルノーブルでフローティングスラブ的に施工された例[31]がある。

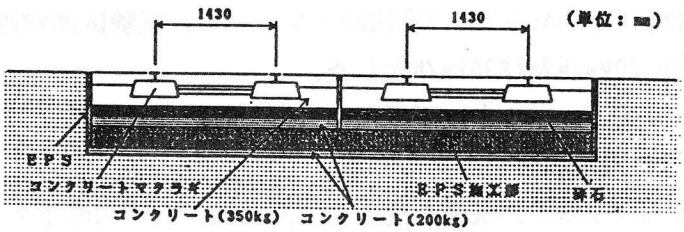


図６．５６　ＥＰＳの施工断面図（グルノーブル）

（ｂ）　土質状況

実験場所付近の土質状況が，図６．５７に示されている。厚さ2mの盛土下の沖積層は，深さ20mまでシルト層と砂層が互層状態となっており，深さと共に，Ｎ値が漸次増加する特徴を示している。

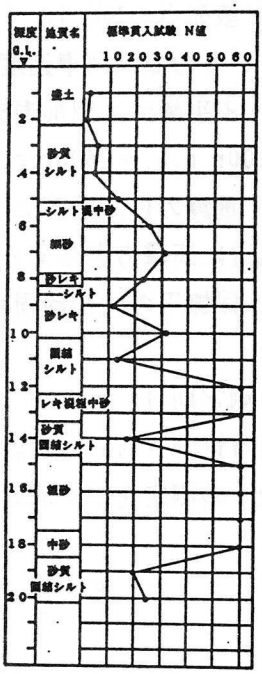


図６．５７　ボーリング柱状図

（ｃ）　実験方法

1)　振動の測定位置

軌道下部及び周辺地盤における上下方向の振動加速度を計測した。測定位置は，軌道直下のバラスト中，ＥＰＳブロック(ＥＰＳ30kg/m^3)の上・下部，ＥＰＳブロック(ＥＰＳ20kg/m^3)の下部，土中及び沿道地盤の地表と地中(深さ1.5mと3.0m)とした。写真６．１４は，振動計の設置状況を，写真６．１５は，振動計測状況を示している。

写真６．１４　振動計の設置状況

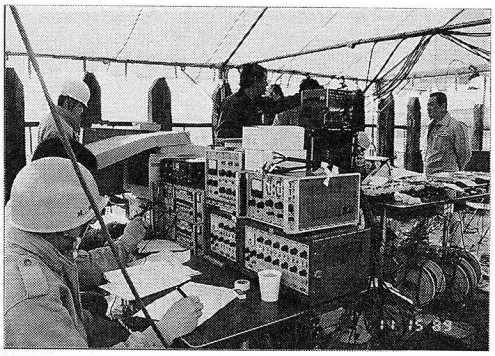


写真６．１５　振動の測定状況

2)　加振方法

加振方法は，以下の４方法によるものとした。

(ｲ)　試験列車走行による方法：対象区間に2両編成の試験列車を繰り返し走行させる方法。試験列車の1両当たりの重量は，M車約41トン，T車約36トンである。試験区間が限定されているので，列車速度は10km/h,20km/h及び30km/hとした。

(ﾛ)　不平衡マス型加振機による方法：レール上に不平衡マス型加振機を設置して，回転数1100r.p.m.～2400r.p.m.で軌道に定常加振を与える方法。

(ﾊ)　重錘の自由落下による方法:重さ24kgfの重錘を枕木上に高さ1mから自由落下させて，軌道に衝撃力を与える方法。

(ﾆ)　保線用の大型締固め機械（multiple tie tamper：マルタイと呼ぶ）による方法。

3)　測定期日

防振対策前（ＥＰＳ敷設前）の測定を平成元年11月8日～10日に，防振対策後（ＥＰＳ敷設後）の測定を，平成元年12月4日～7日に行った。

６．２．５　ＥＰＳブロックによる鉄軌道振動の軽減対策実験の結果及び考察

（１）　振動加速度の距離減衰特性

（ａ）　地表における振動加速度の距離減衰特性

図６．５８は，列車走行によるＥＰＳ敷設前後の地表の振動加速度について，レール継目部において軌道直角方向に設定した測線での距離減衰を比較したものである。距離減衰の傾向は，ＥＰＳの有無に係わらず，-6dB/2d（d:測定側のレール中央からの距離）の直線に近似しており，レール継目部を点振源とした実体波の距離減衰特性を示している。表

６．１６は，対策前後の振動加速度値を比較したものである。これによると，距離28mまでについて対策前後の振動加速度比の平均値を求めると，列車速度10km/h(0.4),20km/h(0.59),30km/h(0.61)となる。これらより，地表の地盤振動は，ＥＰＳによって対策前の1/2程度に低減されることが知られる。

一方，図６．５９は，マルタイ作業時の振動加速度レベル及び振動レベルの距離減衰を対策前後で比較したものである。振動加速度レベル 及び 振動レベルの距離減衰は，ほぼ-6dB/2dの直線で近似される。マルタイ作業時のＥＰＳによる振動低減量は，平均で約5dBである。

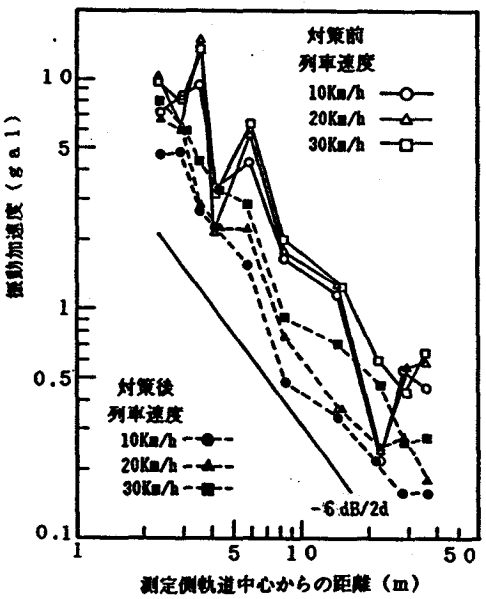


図６．５８　列車走行による地盤振動の距離減衰

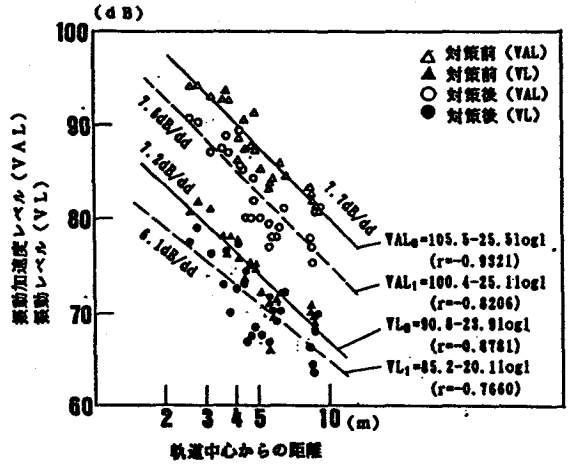


図６．５９　マルタイ加振時における地盤振動の距離減衰

（b）　地表における1/3オクターブバンド中心振動数ごとの距離減衰特性

図６．６０は，レール継目部において軌道直角方向に設定した測線について，地表での1/3オクターブバンド中心振動数ごとの振動加速度レベルの距離減衰を，ＥＰＳ敷設前後で比較したものである。ＡＰ値で比較

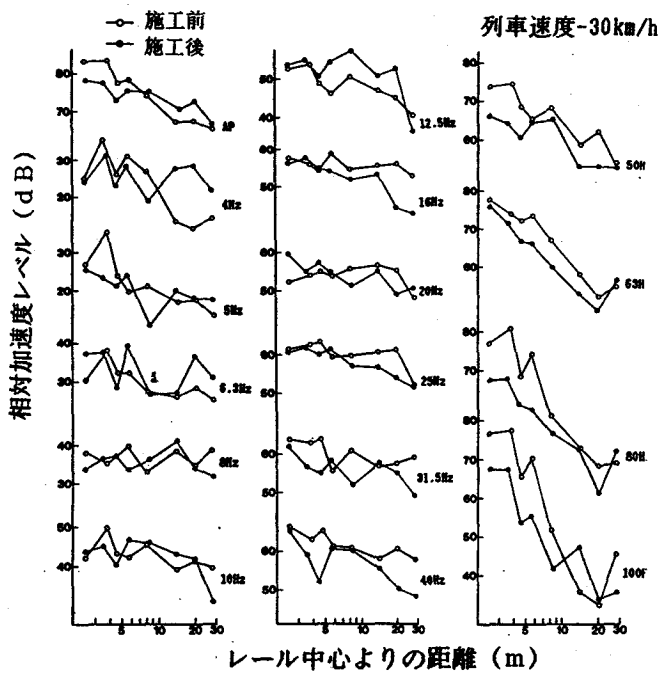


図６．６０　１／３オクターブバンド周波数ごとの距離減衰

すると，測定側のレール中央からの距離8mまでは，ＥＰＳ敷設による振動低減効果が見られるが，これ以降の距離では敷設前よりもレベル増加となっている。この現象には，8～12.5Hz以下の低域の振動数が影響していると考えられる。しかしながら，ＥＰＳ敷設前後の変化を振動数ごとの距離減衰で比較すると，列車速度10km/hを除けば、振動数20Hz以上から100Hzまでの振動数領域では，ＥＰＳ敷設後のレベルが敷設前より低減する定性的傾向を示し，明瞭な振動低減効果が生じている。

表６．１６　加速度値と対策前後の加速度値の比較（列車走行・地表）

列車速度	データの区別	測定側のレール中心よりの距離 （m）									
		2.4	3.0	3.6	4.2	5.85	8.45	14.55	22.35	28.15	35.95
10km/h	対策前	7.23	8.51	9.37	3.36	4.33	1.79	1.15	0.12	0.55	0.46
	対策後	4.73	4.87	2.64	2.25	1.54	0.48	0.34	0.22	0.16	0.16
	加速度比	0.654	0.572	0.282	0.670	0.356	0.268	0.296	1.833	0.291	0.348
	低減量(dB)	-3.69	-4.85	-11.0	-3.48	-8.98	-11.43	-10.58	+5.26	-10.72	-9.17
20km/h	対策前	10.11	6.22	14.9	2.12	5.70	1.78	1.27	0.24	0.56	0.59
	対策後	6.78	6.17	2.84	2.25	2.25	0.76	0.37	0.25	0.28	0.18
	加速度比	0.671	0.992	0.191	1.061	0.395	0.427	0.291	1.042	0.500	0.305
	低減量(dB)	-3.47	-0.07	-14.4	+0.51	-8.07	-7.39	-10.71	+0.35	-6.02	-10.3
30Km/h	対策前	9.68	8.27	13.7	3.19	5.70	2.00	1.25	0.60	0.44	0.65
	対策後	7.99	5.96	4.44	3.30	2.87	0.92	0.71	0.47	0.27	0.28
	加速度比	0.825	0.721	0.324	1.034	0.504	0.460	0.568	0.783	0.614	0.431
	低減量(dB)	-1.67	-2.84	-9.79	+0.29	-5.96	-6.74	-4.91	-2.12	-4.24	-7.32

（ｃ）　地中における振動加速度の距離減衰特性

図６．６１は，列車走行によるＥＰＳ敷設前後の地中の深さ-3.0mの振動加速度について，レール継目部において軌道直角方向に設定した測線での距離減衰を示したものである。また，表６．１７は，地中の深さ(-1.5m)のデータを加えて，ＥＰＳ敷設前後の数値を比較したものである。ＥＰＳ敷設前後の平均振動低減量は，距離3.6mの深さ(-3.0m)では-6.4dB,深さ(-1.5m)では-9.3dBとなる。また，距離5.85mの深さ(-1.5m)では，平均振動低減量が-15.3dBであり，軌道から離れるとともに効果が大きくなる。振動低減効果は，距離28.1mまで継続されている。地表でのＥＰＳ敷設前後の振動低減量は，距離3.6mで-11.7dB，5.85～28.15mでは-7～-9dB程度である。これより，距離3.6mにおいては，地中から地表にかけて振動低減量の大きくなることが知られる。

表６．１７　加速度値と対策前後の加速度値の比較（列車走行・地中）

列車速度	データの区別	測定距離(m)			(-3.0m)		(-1.5m)
		3.6	5.85	14.55	28.15	3.6	5.85
10km/h	対策前	58.9		11.5	3.62	59.6	14.2
	対策後	20.4	5.49	4.63	0.35	18.2	1.45
	加速度比	0.346		0.403	0.0967	0.305	0.102
	低減量(dB)	-9.21		-7.89	-20.29	-10.30	-19.84
20km/h	対策前	45.8		7.59	1.75	62.2	14.8
	対策後	29.6	2.79	9.70	0.62	22.2	2.46
	加速度比	0.647		1.278	0.354	0.357	0.166
	低減量(dB)	-3.79		+2.13	-9.01	-8.95	-15.6
30km/h	対策前	43.1		14.8	1.97	64.1	16.2
	対策後	21.2	12.0	7.54	1.08	23.6	4.87
	加速度比	0.492		0.508	0.548	0.368	0.301
	低減量(dB)	-6.15		-5.89	-5.22	-8.68	-10.4

図６．６２は，上述と同様に重錘落下試験による地表と地中のデータに対して，ＥＰＳ敷設前後の振動加速度の距離減衰を比較したものである。距離減衰特性の傾向は，-6dB/2dの直線にほぼ近似している。これは，地表付近を伝播する点振源による実体波の距離減衰特性に関係している。加速度比をデシベル表示したＥＰＳ敷設前後の振動低減量は，地中の深さ(-3.0m)の距離3.6mでは-2.7dB,距離3.6m～28.15mでは約-10～-14dBである。一方，地表の距離3.6～5.85mでは-3.6～+5.3dBであり，必ずしも振動低減効果が見られない。しかし，距離5.85m以降では，地中の方が地表に比較して，-8dB以上も振動低減効果が大きい特徴がある。

（２）　地盤振動のスペクトル特性

（ａ）　地表の振動加速度スペクトル

図６．６３は，距離2.5mの結果について，ＥＰＳ敷設前後の地表の1/3オクターブバンドスペクトルを示している。軌道に生ずる振動は相当に複雑であるが，沿道の地盤では高域の振動数が減衰し，スペクトルの最大のピークは63Hzに生じている。これは，ばね下質量とレールの支持ばねに支配された成分と解釈される。3.2Hz付近のピークは，列車通過以前の記録波形に見られるものであり，さらに距離28mにおいても卓越していることから，

地盤の固有振動数が誘起されたものと考えられる。ＥＰＳによる振動低減効果は25Hz以上で生じており，特に63Hz以上での振動低減効果が顕著である。

図６．６４及び図６．６５は，それぞれ重錘落下とマルタイ作動時におけるＥＰＳ敷設前後の地表の1/3オクターブバンドスペクトルを示している。重錘落下による結果は，列車走行による結果とほぼ同様に，ＥＰＳによる振動低減効果が20Hz以上で生じている。

マルタイ作動時の結果では，マルタイのタッピングツールの固有振動数に相当する31.5Hzで大きな振動低減効果が得られている。

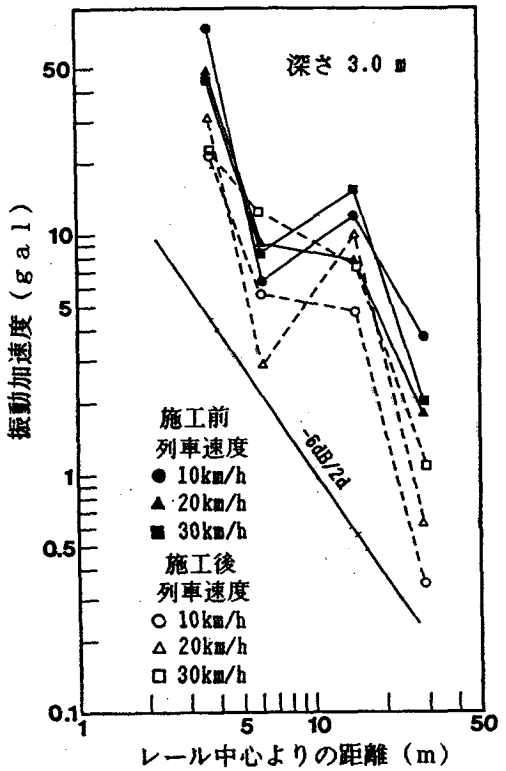


図６．６１　地中における振動加速度の距離減衰（列車走行）

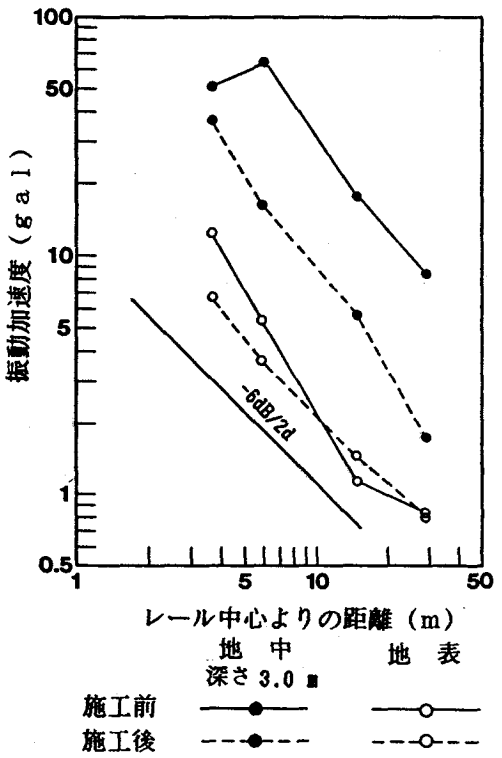


図６．６２　地中における振動加速度の距離減衰（重錘落下）

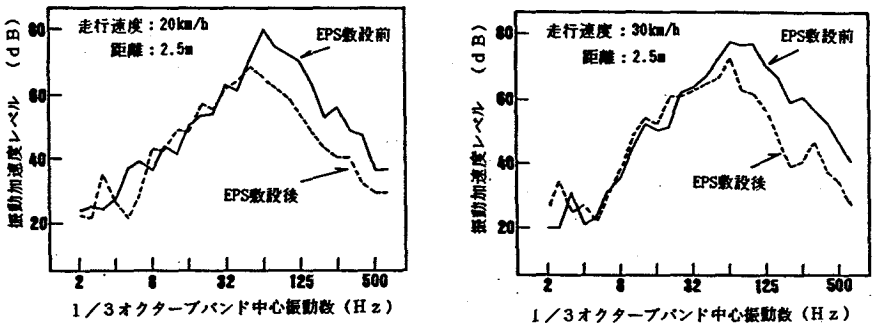


図６．６３　地盤振動のスペクトル（列車走行）

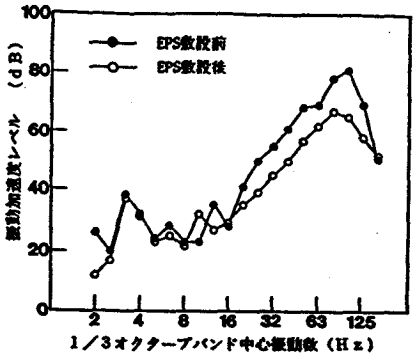


図６．６４　地盤振動のスペクトル
（重錘落下）

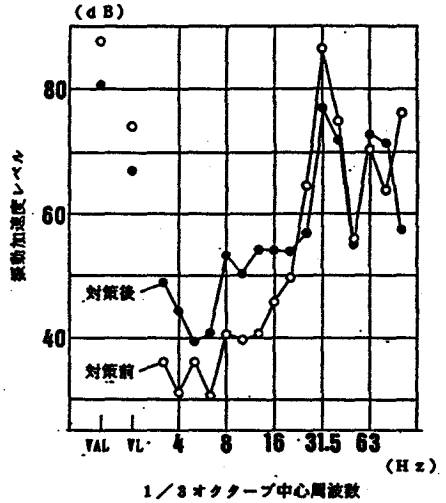


図６．６５　地盤振動のスペクトル
（マルタイ加振）

（b）　レール・枕木及び軌道直下の振動加速度スペクトル

図６．６６は，レール・枕木及び軌道直下の各位置における1/3オクターブバンドスペクトル(列車速度30km/h)を示したものである。スペクトルの最大ピークは125Hz付近にあり，この周波数は，バラストからＥＰＳ20の下部まで伝達されており，レールより枕木でより卓越していることから，枕木の質量と支持ばねの影響によって誘起されたものと思われる。ＥＰＳ30の上部とＥＰＳ20の下部との振動加速度レベルを比較すると，ＥＰＳによる振動低減効果は4～125Hzの周波数領域で顕著であり，約13dB低減される傾向が知られる。

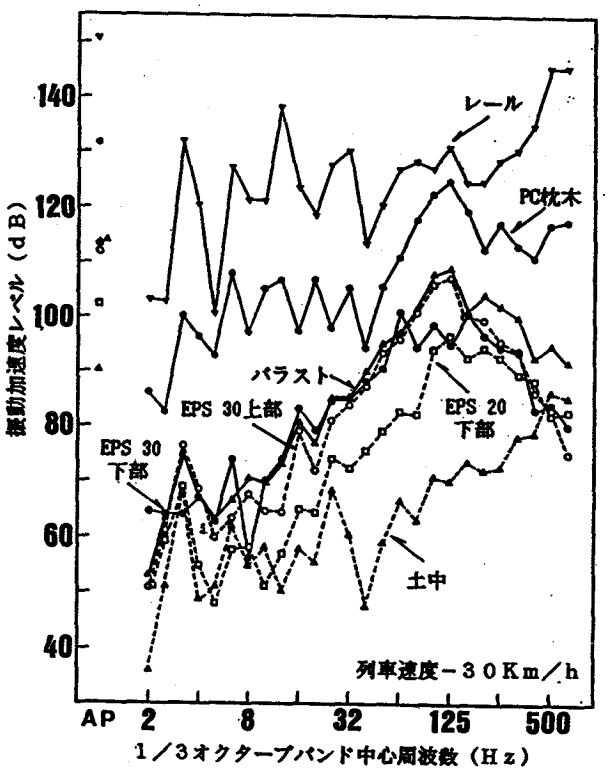


図６．６６　レール・枕木及び軌道直下の
振動加速度スペクトル（列車走行）

（c）　バラストを基準とした相対加速度スペクトル

図６．６７は，1/3オクターブバンドの中心周波数ごとに，バラストとＥＰＳ及び土中の相対加速度レベル（列車速度30km/h）を求めて図示したものである。これより，ＥＰＳ30の上・下部では，8Hzと125Hzにおいて，相対加速度レベルがバラスト中よりも10dB以上増大される特徴が見られる。このような増加傾向は，ＥＰＳ20の下部にも生じている。8Hzを除いた4～100Hzの周波数領域では，バラストとＥＰＳ20の下部とのレベル差は10～20dBであり，土中では，12.5～250Hzの周波数領域で25～30dBである。

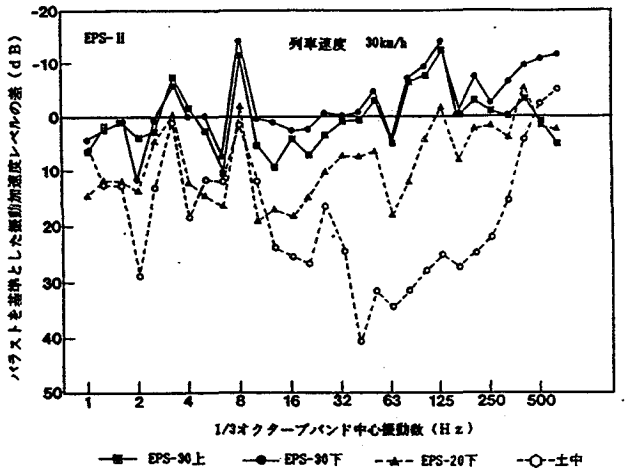


図６．６７　バラストを基準とした相対加速度スペクトル（列車走行）

（３）　地中の振動加速度分布

（ａ）　軌道直下の振動加速度分布

図６．６８は，軌道直下に埋設した小型加速度計による測定結果から，深さ方向の最大振動加速度の分布を示したものである。この振動加速度値は，先頭車両の第一車輪がレール継目部を通過する時に発生した最大パルスに相当するものである。ここには示していないが，記録波形からこの最大パルスの振動数は100～110Hzでほぼ一定であり，この振動数はバラストからＥＰＳを介して土中まで伝達されている。各測定位置での振動加速度の大きさは車両速度とともに単調増加しているが，バラスト中 及び ＥＰＳ30の上部では，列車速度10km/hと20km/h及び30km/hとのレベル差が大きい。また，ＥＰＳ30の上・下部の加速度は，バラスト中よりも1.1～1.4倍に増加されているが，ＥＰＳ20中では急速に減衰する。ＥＰＳ30の下部とＥＰＳ20の下部との加速度比は，0.06～0.12となる。

（ｂ）　軌道直下の振動加速度比の分布

図６－６９は，バラスト中の最大振動加速度に対するＥＰＳ30の上・下部，ＥＰＳ20の下部及び土中の最大振動加速度との比を求めて，それらの深さ方向の分布を示したものである。この図中には重錘落下によるデータ及び不平衡マス型加振機によるデータ（回転数1700r.p.m.）も付記してある。列車走行による振動加速度比は，EPS30の上・下部におい

ては明らかに列車速度とともに単調増加している。また，ＥＰＳ20の下部及び土中では振動加速度がＥＰＳによって急速に低減されており，列車速度の相違による振動加速度比の変動幅は小さい。一方，ＥＰＳ30の上・下部では，振動加速度比が列車速度10km/hを除いていずれも1.0以上になっており，この傾向は加振力の振動加速度が大きいほど顕著である。ちなみに，重錘落下によるバラスト中の最大振動加速度は1.67Gであり，列車走行30km/hによる最大振動加速度0.667Gの2.5倍である。不平衡マス型加振機による最大振動加速度は0.104Gである。この理由は，動的力の載荷直後に加圧コンクリート板がＥＰＳ30と独立して挙動するためと考えられる。

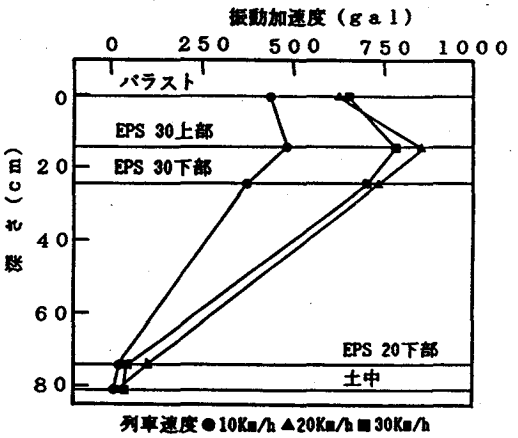


図６．６８　軌道直下の振動加速度分布（列車走行）

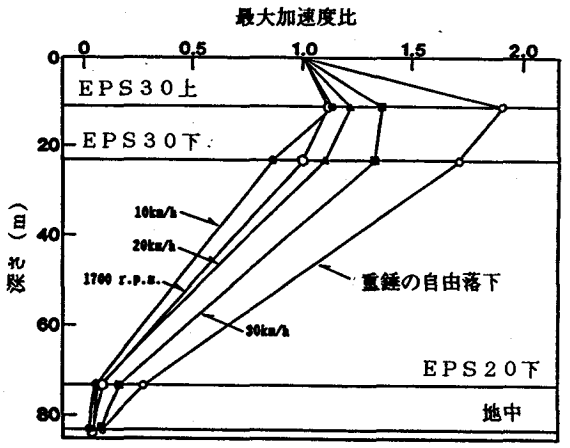


図６．６９　軌道直下の振動加速度比の分布（列車走行）

表６．１８は列車走行による対策後の加速度値を，表６．１９は不平衡マス型加振機による対策後の加速度値を示したものである。一方，表６．２０には，各々の加振方法によるバラスト中の加速度との比を示した。これらによると，ＥＰＳ30下部とＥＰＳ20下部との振動加速度比は、列車走行で0.0735～0.122，不平衡マス型加振機で0.090，重錘落下では0.164である。重錘落下による深さ方向の振動減衰傾向は，-6dB

表６．１８　対策後の加速度値（列車走行）

測定位置	列車速度(km/h)		
	10	20	30
バラスト中	431	643	627
EPS30上	490	784	855
EPS30下	372	706	831
EPS20下	27.4	40.8	101
土中	10.2	31.4	25.5

/2dにほぼ近く，ＥＰＳ30上部を点振源とした実体波の距離減衰特性を示している。

表６．１９　対策後の加速度値（加振機）

測定位置	回転数　（r.p.m.）	
	1400	1700
バラスト中	110	102
EPS30上	110	112
EPS30下	104	94
EPS20下	9.6	8.5
土中	7.5	4.2

表６．２０　バラスト中の加速度値との比（地中）

測定位置	列車速度(km/h)			加振機	重錘落下
	10	20	30	1700r.p.m.	
1　EPS30の上	1.14	1.22	1.36	1.187	1.910
2　EPS30の下	0.864	1.100	1.330	1.000	1.713
3　EPS20の下	0.0635	0.0853	0.162	0.0900	0.281
4　土中	0.0566	0.0533	0.0650	0.0417	0.0927
2 と 3 との比	0.0735	0.0775	0.122	0.090	0.164

（ｃ）　軌道直下方向の振動加速度レベル分布

図６．７０は，レール・枕木に設置した加速度計及び軌道直下のＥＰＳ30の上・下部，ＥＰＳ20の下部と土中に埋設した加速度計による列車走行時の測定記録から，振動加速度レベルのＡＰ（オールパス）値と5Hz，20Hz及び80Hzを，それぞれ低域，中域及び高域の代表振動数として，軌道直下方向の振動加速度レベル分布を示したものである。これらを数値表示した表６．２０のデータについて，列

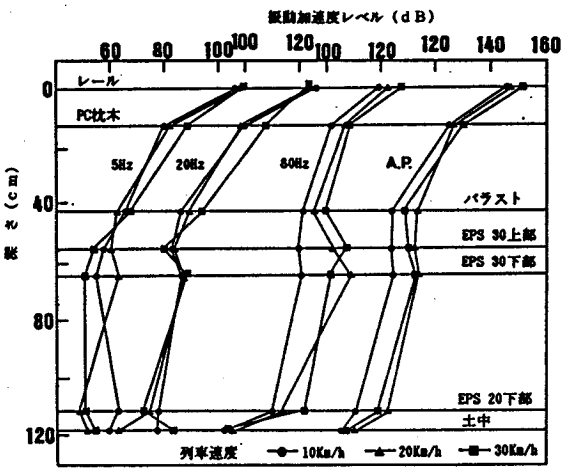


図６．７０　軌道直下方向の振動加速度レベル分布（列車走行）

車速度10～30km/hの平均値で述べると，ＡＰ値は，レール－枕木間では21dB，枕木－バラスト間では19dB減衰しており，5Hz，20Hz及び80Hzの振動数でもほぼ同程度の減衰量を示す。バラスト－ＥＰＳ30上部間では，ＡＰ値が0.2dB増加している。このレベル増加は，80Hz以上の振動数に大きく影響されている。一方，ＥＰＳ30の上・下部間では，20Hz以上で明らかなレベル増加の傾向を示す。また，ＥＰＳ30下部－ＥＰＳ20下部間での減衰量は，ＡＰ値で-13dBである。振動数5Hzでの減衰量は-2dBと小さいが，振動数20Hz，80Hzでは-13～-16dBでかなり大きい。ＥＰＳ20下部－土中間では，振動数による減衰量のばらつきがあるが，80Hz以上での減衰が顕著である。80HzにおけるＡＰ値の減衰量は，-13dBである。

表６．２１　軌道直下方向における振動加速度レベルの減衰量（ｄＢ）

比較位置	振動数(Hz)			
	AP	5Hz	20Hz	80Hz
レール－枕木	21.3	24.3	22.7	17.5
枕木－バラスト	18.7	18.2	22.2	10.5
バラスト－EPS30上	+0.17	8.0	7.3	+4.0
EPS30上－EPS30下	+1.3	1.2	+4.8	+0.67
EPS30下－EPS20下	13.0	2.2	12.8	15.7
EPS20下－土中	9.7	+1.5	0.67	21.7

（ｄ）　軌道直下の相対振動加速度レベルの変化

図６．７１(a),(b),(c)及び(d)は，1.バラスト－ＥＰＳ30上部，2.ＥＰＳ30上部－ＥＰＳ30下部，3.ＥＰＳ30下部－ＥＰＳ20下部，4.ＥＰＳ20下部－土中の４ケースに関して，縦軸にそれぞれの振動加速度レベルの差を取り，1/3オクターブバンド中心振動数ごとに対比したものである。1.では，列車速度20km/hのデータを除けば，4～25Hzの振動数領域で-5dB程度減衰している。これとは逆に，25Hz以上の振動数領域では，バラストよりもＥＰＳ30上部のレベルが+2～+4dB程度増大している。このうち，16Hzから63Hzまでの増加の傾向は，6dB/2dの直線に近似している。2.では，振動数による相対振動加速度レベルの凹凸が激しく，まとまった傾向は見られない。3.では，振動減衰効果が，4～250Hzの広域の振動数領域に存在する。最大の振動減衰効果は50～100Hzにあり，その減衰量は-15～-20dBである。10～50Hzの振動数領域では，振動減衰量が振動数の増加とともに単調増加する傾向にあり，-6dB/2dの直線に近似している。100～200Hzの振動数領域では，減衰量が-10～-13dBとやや低下する。4.においては，12.5Hz以上150Hzまでの振動数領域で，振動減衰量が振動数の増加とともに単調増加する明瞭な傾向がある。この傾向は，3.と同様に-6dB/2fの直線で近似される。これらの直線から判断すると，振動数が２倍になるとともにＥ

ＰＳ中の波動の内部減衰係数が２倍の値になり，ＥＰＳ中の波動の減衰が拡大されるものと解釈される。

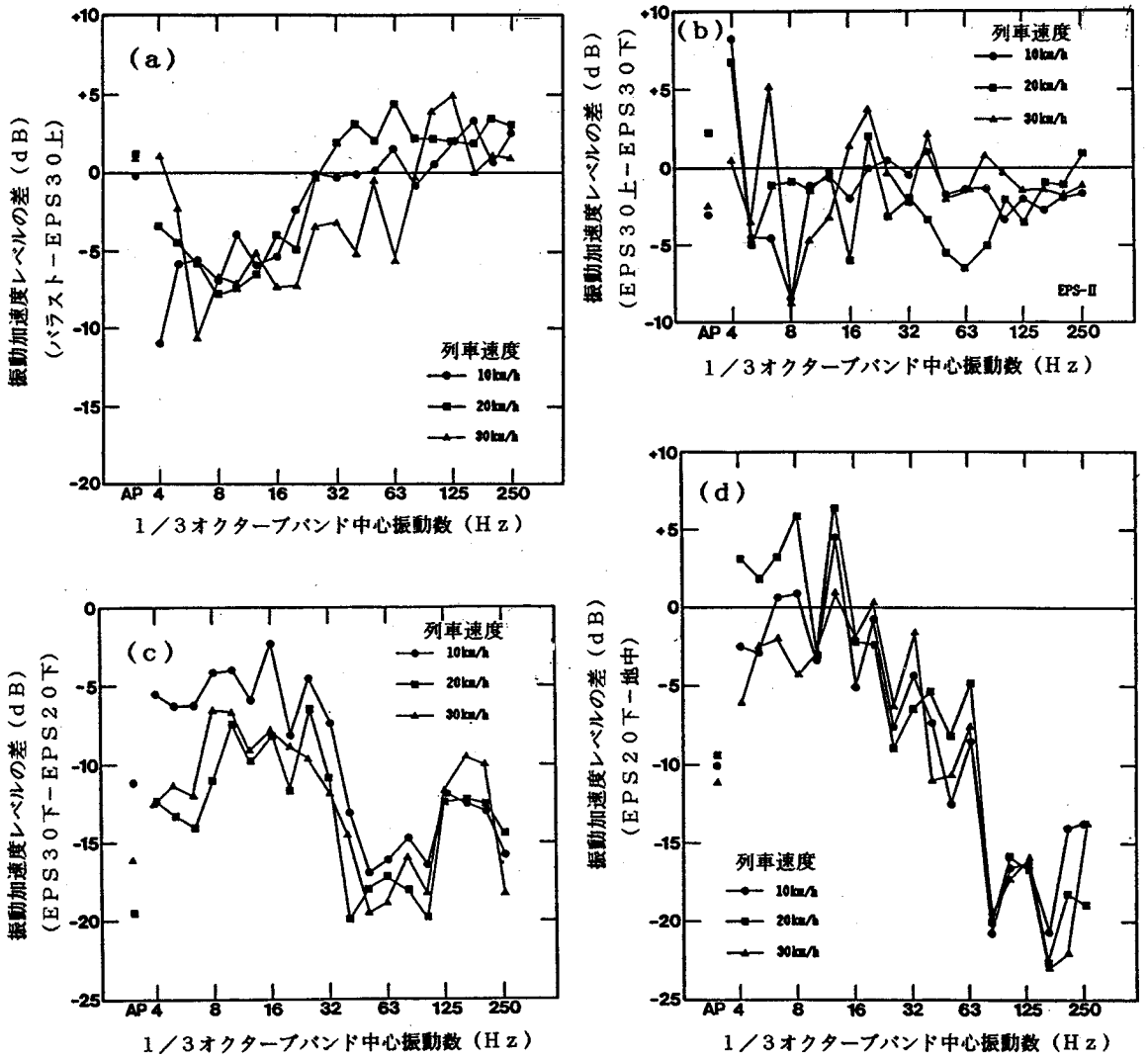


図６．７１　軌道直下の相対振動加速度レベルの変化（列車走行）

（ｅ）バラスト中の振動加速度と軌道直下の各位置での振動加速度との比

バラスト中の最大振動加速度と，軌道直下のＥＰＳ30の上・下部、ＥＰＳ20の下部及び土中の最大振動加速度との比を，各々の加振条件についてまとめたものを表６．２２に示す。これらの加速度比をdB値に換算して比較すると，バラストからＥＰＳ30上部間では、列車走行で約2dB，加振機では約1.5dB増加している。重錘落下では加振力が特に大きく，約6dB増加している。バラストからＥＰＳ20の下部までの減衰量は，列車走行，加振機で

は約20dBであり，重錘落下では約11dBである。また，バラストから土中までの減衰量は，列車走行，約20dB，起振機約28dB，重錘落下では約21dBである。さらに，ＥＰＳ20中での減衰量は，列車走行，加振機ともに約21dB，重錘落下では約16dBである。

表６．２２　加速度値と対策前後の加速度値の比較（重錘落下）

測定位置	データの区別	測定距離(m)			
		3.6	5.85	14.55	28.15
地中 (-3.0m)	対策前	50.35	65.03	17.63	9.13
	対策後	36.76	16.26	5.73	1.76
	加速度比	0.730	0.250	0.325	0.193
地表	対策前	12.47	5.48	1.14	0.840
	対策後	6.78	3.62	1.27	0.814
	加速度比	0.544	0.661	1.116	0.969

（ｆ）　沿道地盤の深さ方向の振動加速度分布

図６．７２は，沿道地盤において軌道中心よりの距離3.6m,5.8m,14.55m及び28.15mに設けた孔中の深さ1.5mと3.0mにおいて，地中地震計で測定した振動加速度の分布(列車速度:30km/h)を，ＥＰＳ敷設前後で比較したものである。距離3.6mの深さ1.5mでは，51galから22galに，深さ3.0mでは，46galから20galに減少している。ＥＰＳの有無に係わらず，地表より地中の方が振動加速度が増大する傾向にある。距離3.6mから28.15mまでの全体的な傾向では，ＥＰＳ敷設前後の振動加速度の比は，深さ1.5mで0.2～0.4,深さ3.0mで0.4～0.7であり，地表での結果と同じく距離28mまで振動低減効果が見られる。

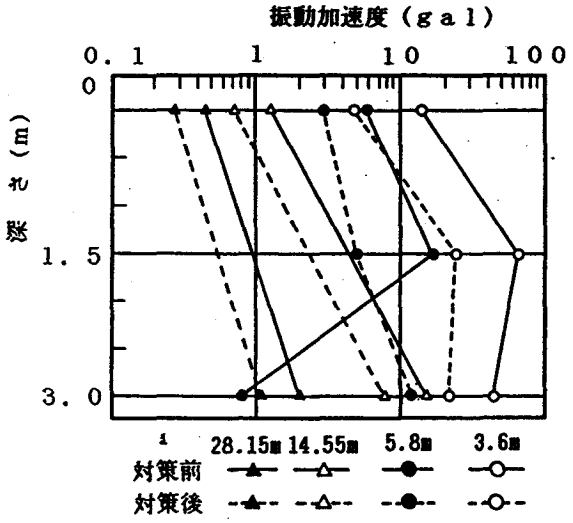


図６．７２　沿道地盤の深さ方向の振動加速度分布（列車走行）

（g）　ＥＰＳの内部減衰特性

ＥＰＳ敷設前後の振動加速度の内部減衰特性の比較を図６．７３に示した。図中の実線と点線で示されているように，ＥＰＳ敷設前後の振動加速度の内部減衰係数は，それぞれ0.030～0.05及び0.20～0.34である。従って，ＥＰＳ敷設前後の振動加速度の内部減衰特性には，著しい相違のあることが理解される。

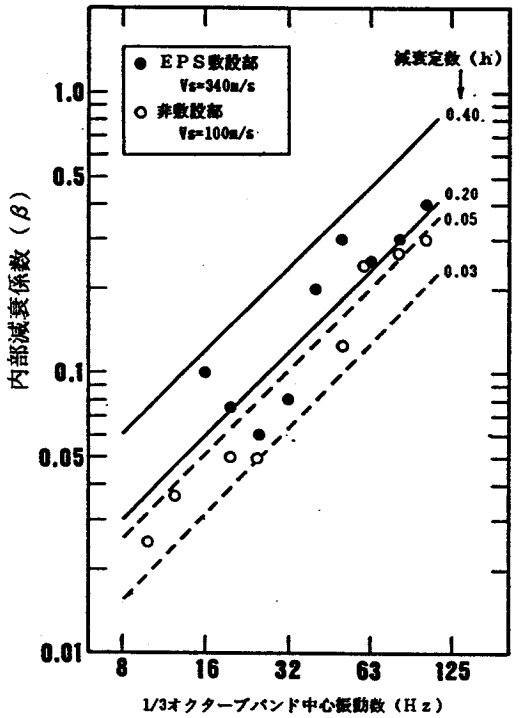


図６．７３　ＥＰＳ敷設前後の内部減衰特性の比較

（h）　ＥＰＳ敷設前後の振動低減量の比較

図６．７４は，地盤におけるＥＰＳ敷設前後の振動加速度の低減量の比較を示したものである。これらの値は，同一の測定点におけるＥＰＳ敷設前後の振動加速度の差である。図から知られるように，ＥＰＳ敷設後の振動低減量は，軌道中心からの距離が離れるとともに大きくなる。図中に点線で示されているように，軌道中心からの距離が10m以上では振動低減量は約7～11dBとなる。

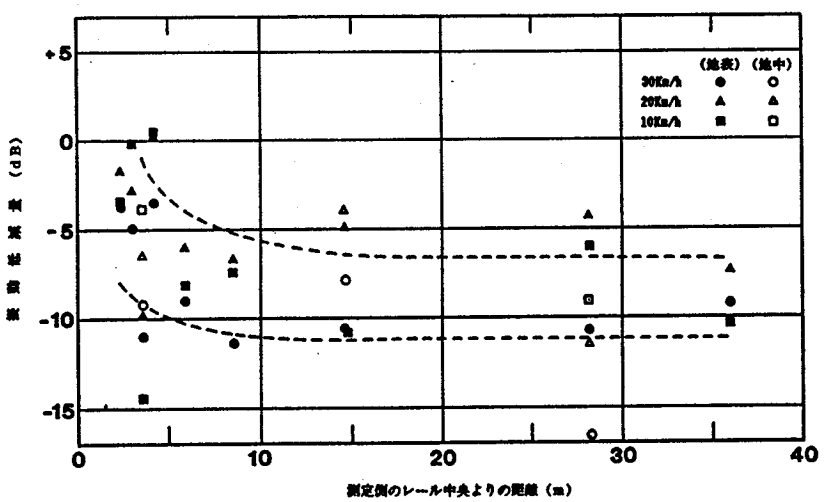


図６．７４　ＥＰＳ敷設前後の振動低減量の比較

６．２．６　ＥＰＳマットによる振動低減量の評価

ＥＰＳ敷設後の軌道系を，図６．７５のように加圧コンクリート版(Ｓ波速度，Vs=2,400m/s)－ＥＰＳ(Vs=340m/s)－地盤(Vs=50～200m/s)の３層モデルとし，上述の式(6.4)から波動透過理論による振動低減量の計算値を求め，実測値と比較した。

図６．７６は，軌道中心から2.5mの位置の地表と地中における実測値を計算値と比較したものである。地表における実測値は，ＥＰＳ敷設前後の振動加速度レベルの，1/3オクターブバンドの各中心周波数ごとのレベル差である。地中における実測値は，ＥＰＳ30上部とＥＰＳ20下部とにおける上述と同様のレベル差である。上図の地表での結果によると，4～400Hzの振動数領域において，実測値は盛土に対応するＳ波速度を50～100m/sとした計算値と良く一致している。一方，下図の地中での結果に関しては，4～400Hzの振動数領域において，実測値は砂質シルト層のＳ波速度を100～200m/sとした計算値に良く適合する。これより，地表と地中の両方において，波動透過理論によってＥＰＳ敷設前後の振動低減量の算定が可能であると言える。

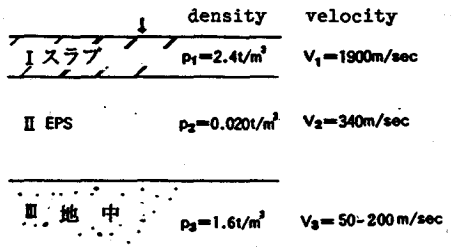


図６．７５　波動透過の計算モデル

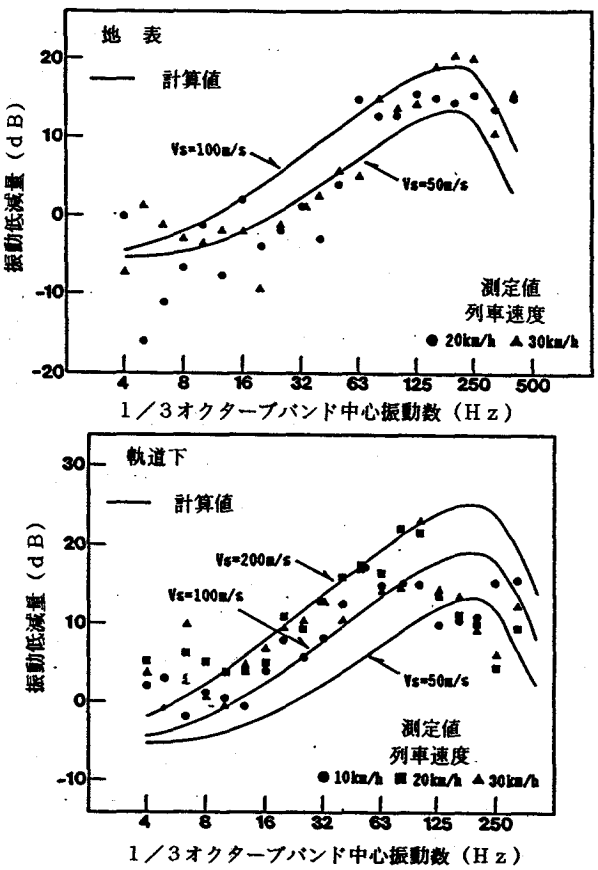


図６．７６　振動低減量の評価

６．２．７　まとめ

本章では，交通機関によって生じる地盤振動の軽減対策法として，特に振動発生源での軽減対策法について検討した。すなわち，道路交通振動の発生源における軽減対策法については，ＥＰＳブロックによる振動軽減効果の確認を，まず室内実験によって行った。続いて，ＥＰＳブロックを敷設した盛土道路での振動測定を実施した。さらに，ＥＰＳ自体の動的挙動及び振動の伝播特性を明確にするため，ＥＰＳブロックを道路下に防振マットとして実施工して現地振動実験を行った。これらの実験結果より，ＥＰＳブロックによる振動低減量の評価法について考察した。

一方，鉄軌道振動に関しては，バラストマットによる対策法並びに実軌道下に防振マットとしてＥＰＳブロックを敷設する対策法の適用性を検討した。すなわち，わが国の現状では使用事例がないと思われる素地区間を対象として，ばね定数の相違する５種類のバラストマット及びＥＰＳブロックを実軌道下に敷設し，現地振動実験を行った。それらの結果に基づいて，バラストマット及びＥＰＳブロックの防振対策法としての有効性を確認した。次に，各対策法による振動低減量の評価を，バラストマットに関しては，インサーションロス理論によって，また，ＥＰＳブロックに関しては，波動透過理論によって検討した。主な結論を要約すれば，以下の通りである。

道路交通振動に関する結論は，以下のようである。

(1)室内実験結果より，ＥＰＳによる振動減衰量は，ＥＰＳ表面上では距離１０ｃｍごとに３～５ｄＢ，深さ方向では深さ１０ｃｍごとに１～２ｄＢであり，ＥＰＳの密度が小さいほど振動減衰量が大きくなる。

(2)盛土道路での振動測定結果より，ＥＰＳ盛土道路の表面部を直接に伝播する波動はやや増幅されるが，ＥＰＳの内部を伝播する波動に対しては，相当の振動減衰効果が見られる。このことは，上述の(1)での現象と一致している。

(3)地表面上での振動の距離減衰特性は，ＥＰＳ施工部での踏板走行・平坦走行及び非施工部での踏板走行では，ほぼ点振源による実体波の距離減衰特性を示す。一方，非施工部の平坦走行では，表面波の距離減衰特性を示す。

(4)G.Bornizの式を適用して求めた内部減衰係数は，非施工部で０．０１～０．０５，ＥＰＳ施工部で０．１０～０．３０，また，内部減衰定数は非施工部で０．０５，ＥＰＳ施工部で０．４０～０．８０となり，ＥＰＳ内部の減衰性が相当に大きいことが理解される。

(5)相対加速度レベルで比較したＥＰＳ振動低減量は，踏板走行で４．５～９．５ｄＢ，平坦走行で３．５～５．０ｄＢと評価され，特に２０～４０Ｈｚの周波数領域にお

いて，ＥＰＳの振動低減衰効果が顕著である。

(6)地中の振動伝達比と１／３オクターブバンド中心周波数の関係より，非施工部に比較してＥＰＳ施工部では，２０Ｈｚ以上の周波数領域での振動伝達比の低下が著しい。また，周波数の増加とともに，振動伝達比が激減する特徴を示す。

(7)波動透過理論による振動低減量の計算値は，地表では８～２００Ｈｚの周波数領域で，また，地中では８～１２５Ｈｚの周波数領域で，実測値と極めて良く一致する。従って，この理論によって，ＥＰＳブロックによる振動低減量の推定が，地表と地中の両方において可能である。

(8)インサーションロス理論による振動低減量の計算値は，４～２０Ｈｚ及び６３Ｈｚ以上の周波数領域では，約５ｄＢ以内の差で実測値と傾向的に一致する。ただし，１２．５Ｈｚと４０Ｈｚに特異点があり，２５～６３Ｈｚの周波数領域での実測値の特徴を表現していない。しかし，境界面以下に相当するＥＰＳの下部地盤の減衰を考慮にいれて修正すれば，実測値をより良く説明できると思われる。

鉄軌道振動に関する結論は，以下のようである。

(1)振動加速度の距離減衰特性は，－６ｄＢ／２ｄ～／－１２ｄＢ／２ｄの直線で近似される。これは，レール継目部を点振源として伝播する実体波の距離減衰特性に相当する。

(2)レール・枕木に生じる５００Ｈｚ～２ｋＨｚの高域の周波数成分は，マット面上では大きく減衰し，マット面上及び地中・地表ではそれぞれ１５０Ｈｚ付近及び６３Ｈｚ・３１．５Ｈｚ付近が卓越する。

(3)バラストマットによる振動低減量は，地表では２～１６ｄＢ，地中では８～１６ｄＢである。

(4)バラストマットの静的ばね定数の対数値と地盤の振動低減量には，極めて良好な相関性がある。

(5)バラストマットによる振動低減量の評価は，インサーションロス理論によって十分に行うことができる。

(6)ＥＰＳブロック敷設後の地表の振動加速度は，敷設前の値の１／２程度に減少される。この振動減少は，軌道中心よりの距離２８ｍまでの振動数２５Ｈｚ以上で見られ，特に６３Ｈｚ以上で顕著である。

(7)軌道直下の振動加速度は，ＥＰＳ中で１／８～１／１７に急速に減衰される。振動加速度レベルの４～２５０Ｈｚの振動数領域での低減量は，約１３ｄＢである。

(8)沿道地盤の深さ方向の振動加速度において，ＥＰＳブロック敷設前後の比は，深さ－１．５ｍで０．２～０．４，深さ－３．０ｍで０．４～０．７である。

(9)ＥＰＳブロックによる振動低減量の評価は，波動透過理論によって十分に行うことができる。

参考文献

1)島津晃臣：軽量盛土工法の進展，土と基礎，Vol.37,No.2,1989.,pp.7～11

2)原　克也他：発泡スチロールを用いた軽量盛土の挙動について，第24回土質工学研究発表会講演集，1989.,pp.1821～1824

3)三木五三郎他：発泡スチロールによる道路盛土の振動特性について，第23回土質工学研究発表会講演集，1988.,pp.881～884

4)三木五三郎他：発泡スチロールによる道路盛土の交通振動に対する距離減衰特性，第23回土質工学研究発表会講演集，1988.,pp.885～888

5)Ekstrom,A. and R.Trank:Plastic Foam in Road Embankments-Two Case Histories from Sweden, Plastic Form in Road Embankments,Oslo,Norway,1985.

6)早川　清・天野　勲・竹下貞雄：発泡スチロールによる地盤振動の低減効果に関する実験，土と基礎，Vol.38,No.6,1990.,pp.45～49

7)例えば，山原　浩：環境保全のための防振設計，彰国社，1974.,pp.359～369

8)早川　清他：発泡スチロールを用いた軽量盛土道路の振動測定，立命館大学理工学研究所紀要，第48号,1990.,pp.69～84

9)松井　保他：発泡スチロールを用いた軽量盛土工法の動態観測結果，基礎工，Vol.16,No.12,1988.,pp.97～103

10)早川　清・沢武正昭・村田裕計・仲尾　浩・：発泡スチロールを使用した地盤振動対策，環境技術，Vol.19,No.4,1990.,pp.252～257

11)早川　清・竹下貞雄・松井　保：ＥＰＳブロックによる道路交通振動の軽減効果とその評価，土質工学会論文報告集，Vol.31,No.2,1991.,pp.179～187

12)Hayakawa K.:Active Isolating Method of Ground Vibrations Caused by Road Traffic, Memrories of Institute of Science and Engineering, Ritsumekan University Kyoto, Japan., No.49,1991.,pp.91～100

13)Taniguchi,E. and S.Okada:Reduction of Ground Vibrations by Improving Soft Ground, Soils and Foundations,Vol.21,No.2,1981.,pp.99～113

14)間山正一・山内文雄：副産物フェライトの土木工学への応用，土木学会誌，Vol.72,No.5,1987.,pp.35～40

15)松浦康夫・森尾　敏・北角　哲：高架橋から伝播するレイリー波の特徴，土と基礎，Vol.38,No.4,1990.,pp.49～55

16)Gutowski,T.G. and C.L.Dym:Propagation of Ground Vibration:A Reviw,Jounal of Sound and Vibration 49(2),1976.,pp.179～193

17)例えば，小林芳正：建設における地盤振動の影響と防止，鹿島出版会，1975.,pp.69

～73
18)上掲，7)
19)CSTB MAGAZINE:Tramway de Grenoble du Polystyrène Protège les Riverains des Vibrations N-11,1988.,Janvier-Fevrier,pp.1～4
20)Wettschureck,R. and D.D.Müller and R.Koch:Ballast Mats in Tunnels -Analytical Model and Measurement Inter Noise,1985., pp.1～4
21)早川　清・竹下貞雄・松井　保：防振マットによる鉄軌道の地盤振動低減効果とその評価，土質工学会論文報告集，Vol.32,No.1,1992.,掲載予定
22)上掲，21)
23)Urban Mass Transportaion Administration Transportation Systems Center:Prediction and Control of Rail Transit Noise and Vibration-A State-of-the-Art,1974., pp.111～157
24)Nelson,J.T. and H.J.Saurenman:State-of-the-Art Review,Prediction and Control of Groundborne Noise and Vibration from Rail Transit Trains,UMTAMA,83-3,1983., pp.5-1～5-53
25)Wettschureck,R. and D.D.Müller:Unterschottermatten im Münchner S-Bahn Tunnel, Kurzfassung,DAGA,1985.,pp.1～4
26)江島　淳：地盤振動と対策（基礎・法令から交通・建設振動まで），集文社，1979., pp.169～187
27)上掲，20)
28)Wettschureck,R. and D.D.Müller:Einfügungsdämmaβ von Unterschottermatten, Acustica,Vol.58,1985.,pp.177～182
29)早川　清・沢武正昭・村田裕計・後藤凌司・松井　保：鉄軌道により生じる地盤振動の制御，第8回日本地震工学シンポジウム論文集，1990.,pp.1077～1082
30)Hayakawa,K., M.Sawatake,H.Murata,R.Goto and T.Matsui:EPS Mat Protection Against Ground Vibrations Caused by Trains.,International Symposium of Active Control of Sound and Vibration.,Tokyo,1991.,pp.403～408
31)上掲，19)

7．　伝播経路における振動軽減対策

交通機関によって生じる地盤振動は，振動源から少し離れると表面波的な性質が顕著であることが知られている。こうした振動の間接的な軽減対策として，地盤を伝わる波動の伝播経路に遮蔽物をもうけ，これらの干渉作用によって振動軽減対策を計ることが考えられる。本章では，室内の模型実験や実際地盤での実験により，空溝や地中壁，地中柱列などによる地盤振動の軽減対策方法の有効性を示すとともに，地盤振動の軽減効果の評価法について論じた。

7．1　空溝による振動軽減対策

7．1．1　模型実験による振動軽減対策

地盤の波動伝播特性を実験的に検討するための模型地盤材料としては，ウレタン，ゼラチン，プラスチック板，寒天，合成樹脂発泡剤などが使用されている。本項では，模型地盤材料として硬質のゴム帯およびゴム板を使用した場合の基本的な波動の伝播特性について若干の実験を行い，模型地盤としての適性に関する検討を行った。

一方，弾性媒質内の波動伝播に関して，差分方程式を用いた近似解法の進展により，弾性媒質内に不連続部が存在するような特異な問題についても計算事例[1~2)]が示されている。このような計算に当たって，連続体は格子状のモデルに置換されている。実験模型による類似性を考えれば，模型材料の弾性定数などに一定の限界もあり，精度の低下が推測されるが，同様な不連続部が存在する弾性媒質内の波動伝播問題の検討が可能と考えられる。そこで，硬質ゴムを格子状に組合せた実験模型を作製し，正弦波状の加振力を表面上に与えた場合の２次元内での波動伝播性状について検討した。

（1）　格子状のゴムモデルによる実験－実験Ⅰ－

（a）　模型地盤

２次元的な模型地盤の作製には，板状の硬質ゴム（厚さ1㎜,幅3c㎜）を使用し，これを８ｃｍの格子に組んで長方形型の金枠に(230c㎜x180c㎜）取り付けた。各々のゴムの連結点に球状の重り（直径1.5c㎜,重さ17.2kgf）を装着し，これを仮想の質点とした。また，反射波の影響を軽減するために，ゴム格子端をタフロープで金枠に固定したが，特別にゴムの張力の制御は行っていない。加振方法は，電磁石を用いて球を振り子状にゴム面に打撃し，衝撃的な振動を発生させた。溝部の作製は，自由表面上の格子の一部分を切断し，格子の形状を保つために軽量のバルサー材で補強した。さらに，輪ゴムを用いてこの形状を保つものとし，溝部の形状を直方型のものと逆Ｌ字型のものとして実験を行った。波形の

測定には，ゴム格子面の鉛直方向，水平方向の中間部に円形状のアルミホイルを取り付け，各点における変位を非接触型変位計（新川電気製TYPE V C-40 5台）を用いて各成分ごとにビジグラフ（三栄測器製，5L-33）に記録した。この模型地盤の波動の伝播速度の平均値は，少しのばらつきがあるが，７３．５m/secである。また，対数減衰率は０．３～０．５である。

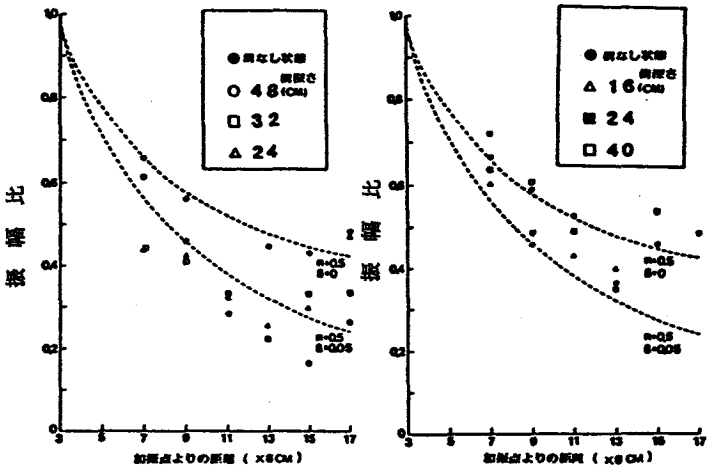


図７．１　変位振幅比の距離減衰

（b）　振幅比の距離減衰

図７．１は，加振点より２４ｃｍの位置を基準点として，自由表面上における上下動，水平動それぞれの変位の振幅比の距離減衰を示したものである。図中には表面波の距離減衰に内部減衰（図中の係数βで示す）を考慮した距離減衰曲線を示してある。実験結果は表面波的な距離減衰を表している。

（c）　振動軽減効果

図７．２は，輪ゴム補強の場合の，直方型溝による自由表面上の振動軽減効果を示したものである。縦軸は溝のない場合と溝のある場合との振幅比である。実験結果では，溝の深さが大きくなっても必ずしも振動軽減効果が増加しておらず，不自然である。全体的には上下動では１／３～１／４，水平動では１／５～１／１０の軽減比を示している。図７．３は，溝の形状別による振動軽減効果を示したものである。パルサー材で補強した溝では，逆Ｌ字型のものが直方型のものに対比し

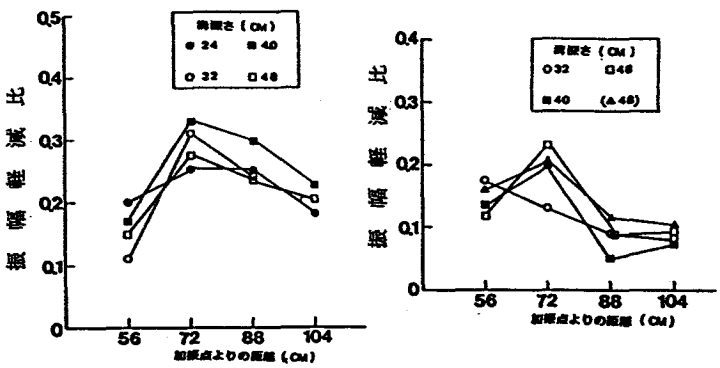
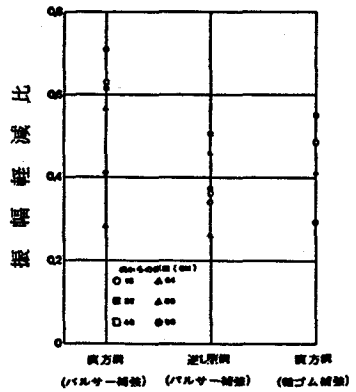


図７．２　自由表面上の振動軽減効果

て，上下動の振動軽減効果が大きい。一方，図７．４は，溝深さと波長との比（D/λ）と振動軽減効果との関係を検討したものである。図中には既往の研究成果を比較して示している。本模型地盤の波長がかなり長いために，D/λが０．１～０．３と小さい。そこで，既往の研究成果による曲線を延長しうるものとすれば，実験結果はこれらと一致している。

図７．５は，溝による振動の回折減衰量を，キルヒホッフによる光の場合の近似理論から経路差を考慮して求めたものである。本実験の条件は，半無限自由空間に対応すると考えられるので，キルヒホッフによる理論曲線から６ｄＢ減じた曲線に該当する。従って，実験結果はこの曲線の±２ｄＢの範囲に分布しており，その回折減衰量は３～７ｄＢとなる。



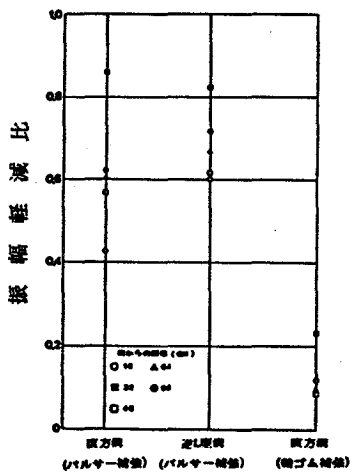


図７．３　溝の形状別による振動軽減効果

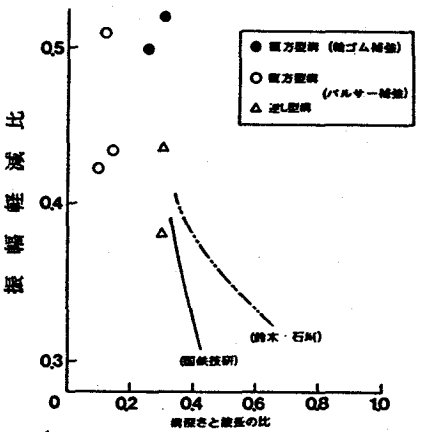


図７．４　D／λと振動軽減効果の関係

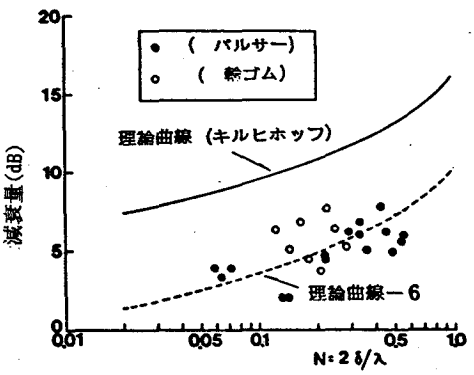


図７．５　溝による回折減衰量

（2）　格子状のゴムモデルによる実験－実験Ⅱ－

（a）模型地盤

模型地盤は実験Ⅰのものとほとんど同様である。ただし，この実験では写真７．１に示すようにゴム端部と金枠をスプリングで固定し，周辺部からの反射波の影響を軽減するとともに，ゴム模型に一定の張力を与えるものとした。定常加振を与えるために，オーディオ用のスピーカーの先端部を改良し，パワーアンプと周波数発信機を用いて正弦波状の上下方向の加振力を発生させた。加振周波数は７０Ｈｚ，８０Ｈｚ及び９０Ｈｚの３種類である。溝部の深さは８ｃｍ，１６ｃｍ，３２ｃｍ及び４０ｃｍ，幅は８ｃｍとした。この他の実験方法は実験Ⅰと同様であるが，質点用の重りは装着していない。この模型地盤の波動の伝播速度は，８８ｍ／ｓｅｃである。

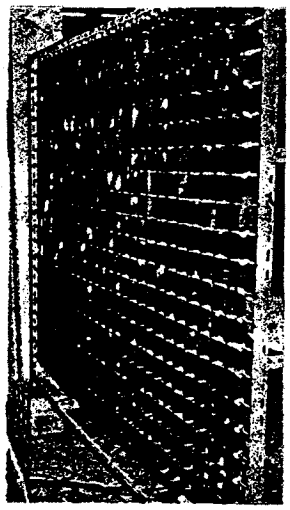


写真７．１　振動模型（１）

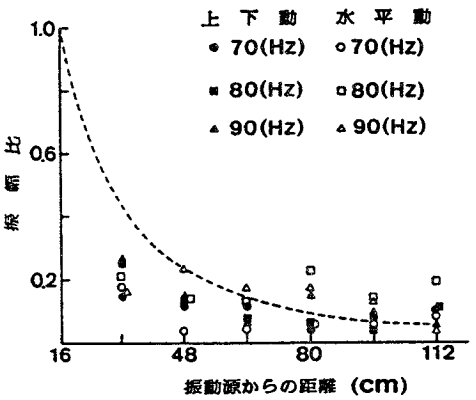


図７．６　変位振幅比の距離減衰

（b）　振幅比の距離減衰

図７．６は，加振点より１６ｃｍの点を基準点として，自由表面上における上下動，水平動それぞれの変位の振幅比の距離減衰を示したものである。図中の点線は実体波の距離減衰に内部減衰係数を０．０１ｃｍ$^{-1}$として求めた距離減衰曲線を示している。図７．７は，加振周波数７０Ｈｚについて，振幅比の距離減衰を溝の深さごとに比較したものである。上下動では，溝の深さ３２ｃｍ以上になると全てが同様の傾向にある。また，溝背後の振幅比は必ずしも溝の深さに対応して低下していない。

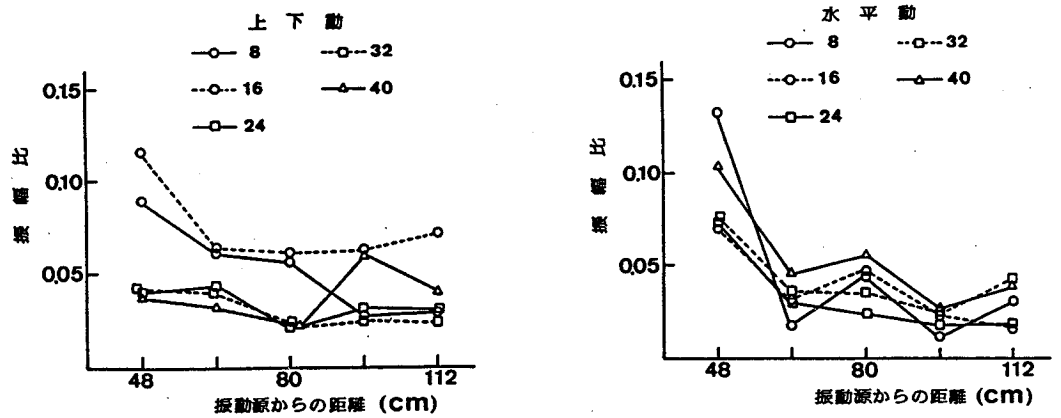


図７．７　溝深さごとの振幅比の距離減衰

（ｃ）　振動軽減効果

図７．８は，溝のない場合と溝のある場合との振幅比を縦軸に取り，溝による振動軽減効果を示したものである。溝背後の近接部では，当然の事ながら振幅比が最も小さくなる傾向にあり，振動軽減効果が明確に生じている。しかし，水平動ではこの上下動の傾向とは相違している。すなわち，溝の前面では反射波の影響によって振幅比が２倍以上に増幅されている。

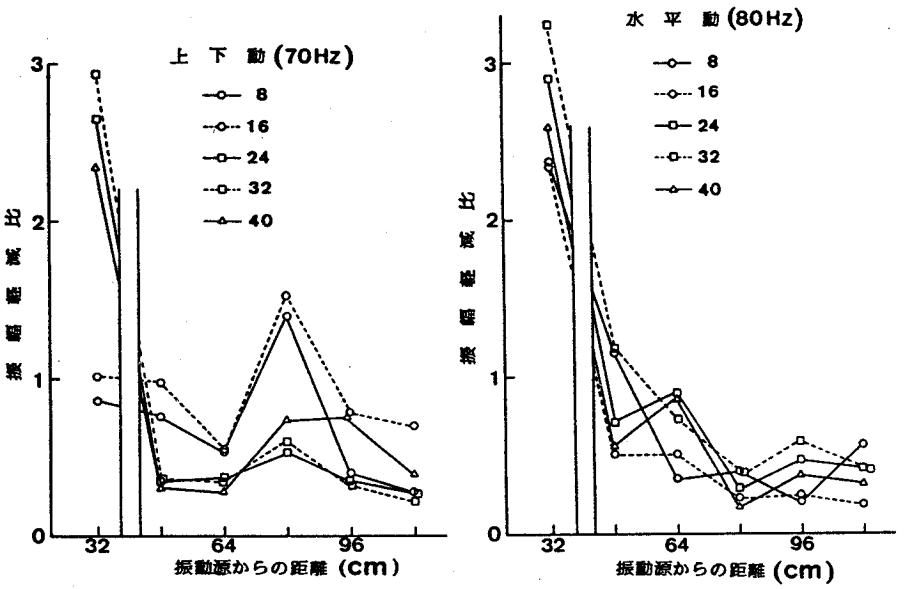


図７．８　溝による振動軽減効果

図７．９は，溝深さと波長との比（D/λ）と振動軽減効果との関係を検討したものである。• 印は後述する質点モデル法で求めた計算結果である。上下動ではD/λが大きく

なるほど，すなわち溝の深さが大きくなるほど振動軽減効果が増加している。上下動における振幅軽減比の計算値は０．２程度であり，実験における下限値と一致している。しかしながら，上で述べたと同様に，水平動では逆の現象が生じている。この原因は，溝周辺部の拘束力が小さくなるために，水平方向の変形が大きくなるためと考えられる。

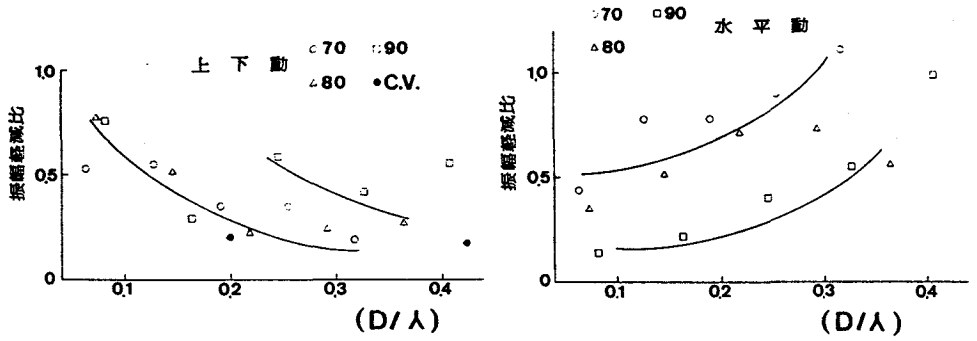


図７．９　D／λと振動軽減効果の関係

（２）　硬質ゴム板による実験－実験Ｉ－

（ａ）　模型地盤

模型地盤として，写真７．２に示すように，寸法が幅２ｃｍ，高さ１００ｃｍ，長さ２００ｃｍの板状の硬質ゴムを使用した。この模型地盤の波動伝播に関する基本的性質を調べるために，模型の表面上の一点に上下方向に５０Ｈｚ，１００Ｈｚ，２００Ｈｚ，４００Ｈｚ及び６００Ｈｚの５段階の振動数で連続正弦波加振し，上下方向の加速度成分を小型の加速度計（１Ｇ用）を用いて測定した。加振方法は，ダイナミックスピーカーの振動板に円筒状のアルミ管を取り付け，スピーカーを上下移動の可能な装置に固定し，アルミ管の先端部が上表面に一定の静圧を加えて加振できるものとした。測定系は，低周波発振器－パワーアンプ－３５Ｗダイナミックスピーカー－ビジグラフとなっている。この模型地盤の波動の伝播速度は，１１０～２００ｃｍ／ｓｅｃである。

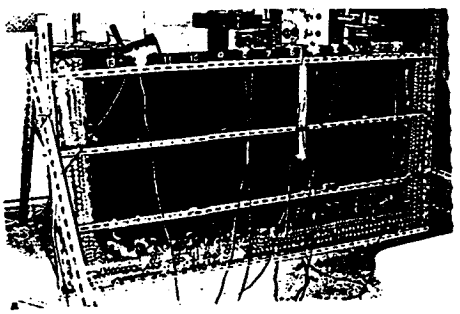


写真７．２　振動模型（２）

（ｂ）　表面上での加速度振幅比の距離減衰

図７．１０は，表面上での加速度振幅比の距離減衰を示したものである。一般に知られているように，振動数の高いものほど距離減衰傾向の大きいことが，本実験結果においても確認される。距離減衰の傾向には凹凸が生じているが，これはゴム板の側面 及び 底面

からの反射波の影響によるものである。図７．１１は，加振点を中央として両側の距離減衰傾向を比較したものである。これらより，左側からの反射波の影響を除外すれば，この模型地盤は波動伝播に関して対称性を持つものと考えられる。

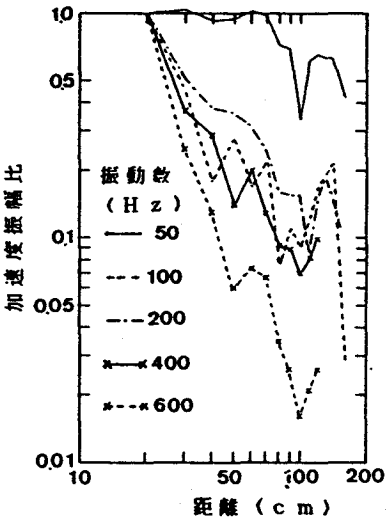


図７．１０　加速度振幅比の距離減衰（１）

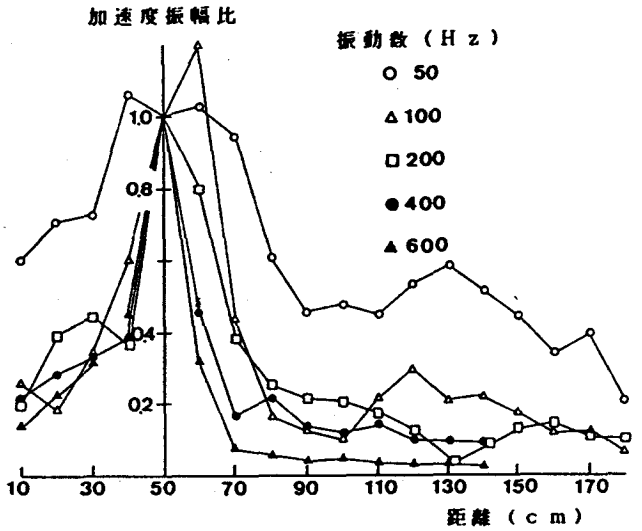


図７．１１　加速度振幅比の距離減衰（２）

（ｃ）　深さ方向の加速度振幅比の分布

図７．１２は，ゴム板の側面上で測定した深さ方向の加速度振幅比の分布を示したものである。一方，図７．１３は，同時刻における加速度振幅比の分布を，深さを波長で割って無次元化して示したものである。減衰程度の小さい５０Ｈｚの結果を除けば，全体的な減衰傾向は表面上での結果と同じである。無次元化深さで示した結果では，０，３の位置で４００Ｈｚのものが著しく大きいが，およそ，一波長程度の深さで加速度振幅比がゼロになっている。

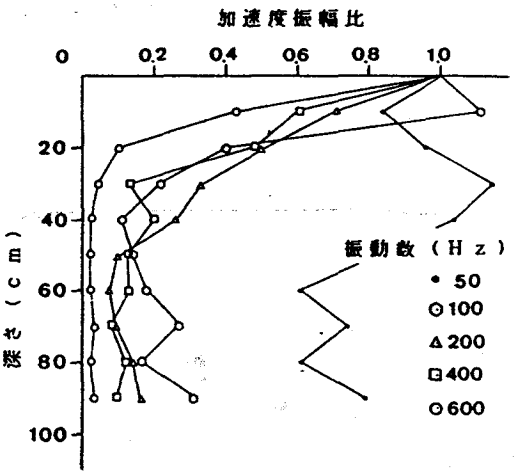


図７．１２　深さ方向の加速度振幅比の距離減衰

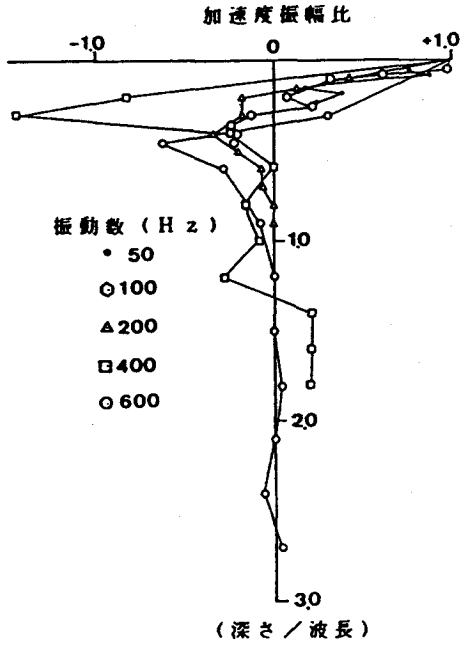


図７．１３　深さ方向の加速度振幅比の同時刻分布

（ｄ）　等加速度分布

図７．１４は，ゴム板の側面上に１０ｃｍ間隔でメッシュを作り，各メッシュの交点での記録から，加速度のコンターを描いたものである。両端部 及び 底部からの反射波の影響が少し生じているが，コンターは加振点を中心としてほぼ同心円状に分布している。また，距離４０～８０ｃｍで深さ２０ｃｍ付近には島状のコンターが見られる。これは進行波と反射波との重複によるものである。

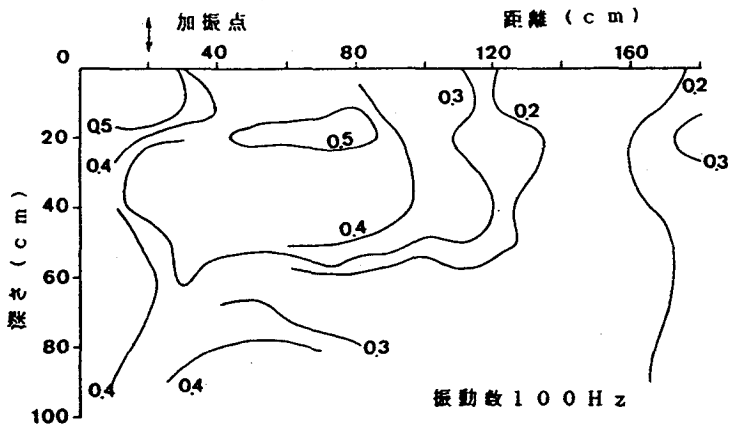


図７．１４　等加速度振幅比の分布

（e）　質点の運動軌跡

図７．１５は，代表点における質点の運動軌跡を示したものである。加振点から離れるに従って，レイリー波的な特徴がくずれ，進行方向の振幅が上下方向の振幅に比べて減少し，運動軌跡の回転方向の変化することが特徴的である。

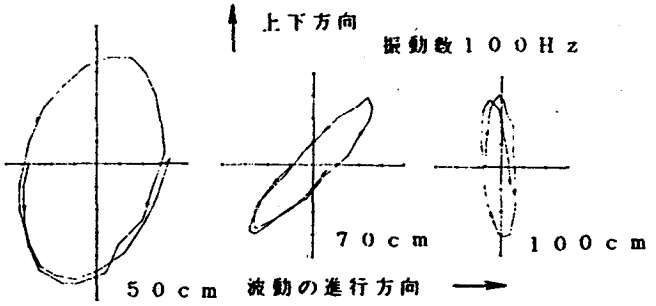


図７．１５　質点の運動軌跡

（２）　硬質ゴム板による実験－実験Ⅱ－

（ａ）　模型地盤

実験Ⅰと同一の模型地盤を使用して，溝による振動遮断効果に関する実験を行った。ゴム板の側面 及び 底面からの反射波の影響を防止するために，周辺部に小孔を設けて，この孔中にパテを詰込み，波動の乱反射を生じさせるように試みた。この模型の表面上に切込みを設けて溝とした。模型の表面上の一点に，上下方向に９０～２００Ｈｚの振動数で連続正弦波加振及び単一正弦波加振した時の，表面上と溝底部などにおける上下方向の加速度成分を小型の加速度計（１Ｇ用）を用いて測定した。加振方法は，実験Ⅰと同様である。

（ｂ）　表面上での加速度振幅比の距離減衰

図７．１６は，加振点１において，単一正弦波加振時の，溝のない場合の振幅比（加振点の振幅を１とした）の距離減衰を示したものである。振動数に係わらず，ほぼ同様な距離減衰の傾向を示しており，溝からの距離５０ｃｍ以後では，図中に点線で示した表面波の距離減衰を示している。この距離減衰の傾向は，連続正弦波加振でも同様であった。

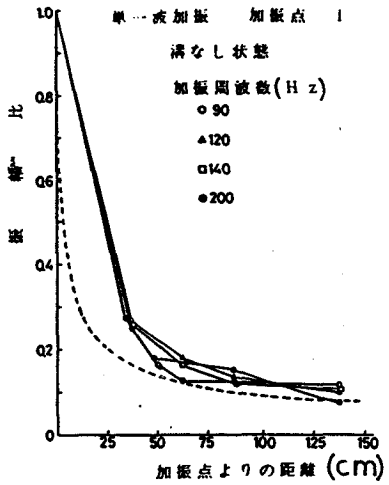


図７．１６　加速度振幅比の距離減衰

（c）　溝深さごとの振幅比の距離減衰

図７．１７は，加振点１で２００Ｈｚの連続加振を行った場合の，溝深さごとの振幅比の距離減衰を比較したもので，横軸は加振点からの距離を波長で割って無次元化してある。ｒ/λ＝１．５付近では，溝深さが大きくなるに伴って振幅比も減少しているが，ｒ/λ＝２．５付近では,溝振幅比の値はほぼ同様で，溝深さの効果が見られない。図７．１８は，加振点３で１８０Ｈｚの連続加振を行った場合の，同様な結果を示したもので，この場合はｒ/λ＝１．０付近で溝深さの効果が明瞭に見られる。また，溝の位置を加振点に近づけることは，波動の回折を低減することにつながり，振動軽減効果の増加を招く。

図７．１９は，加振点２での単一加振の結果であるが，連続加振の場合と異なって溝深さの効果がそれほど見られない。

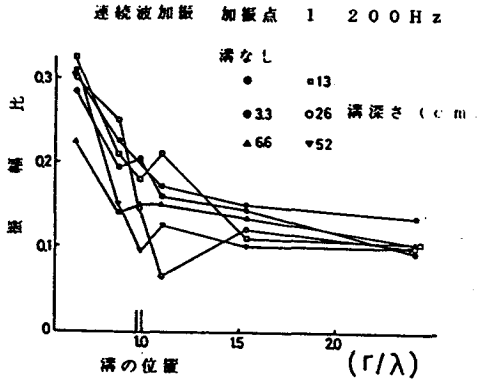


図７．１７　振幅比の距離減衰（１）

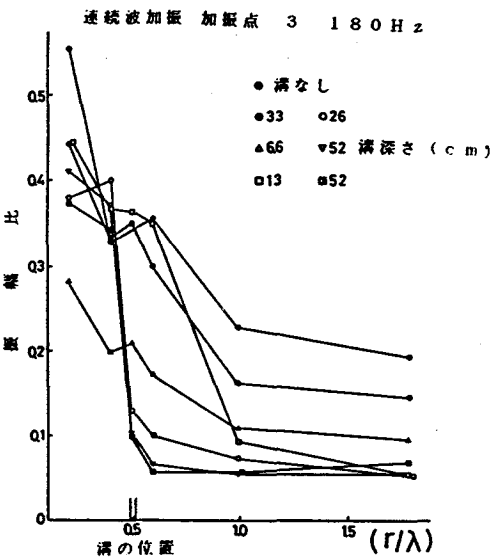


図７．１８　振幅比の距離減衰（２）

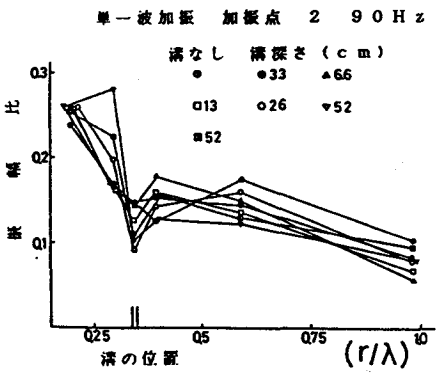


図７．１９　振幅比の距離減衰（３）

（d）　溝上部を充填した場合の変化

図７．２０は，溝深さを５２ｃｍにした場合の，溝上部を発泡スチロール，ウレタンを充填して地中壁とした時の振動軽減効果を比較したものである。□印は，溝の表面を模型地盤と同一のゴムで５ｃｍふたをした場合の結果である。溝周辺部での変形を拘束することになって，振動軽減効果がより大きくなっている。切断面と充填物との接触条件が波動の透過に大きく作用すると思われ，単純な比較はできないと考えられるが，溝をふたした時の振動軽減効果が大きい。

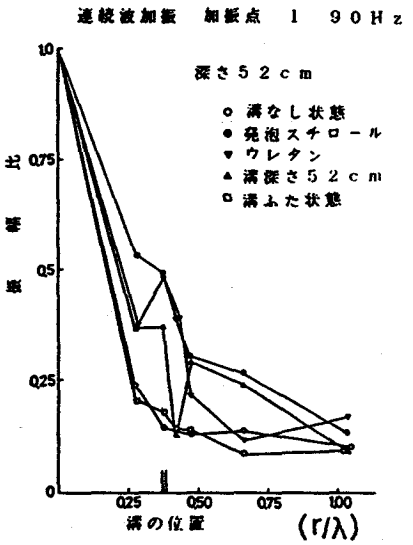


図７．２０　振幅比の距離減衰（４）

（e）　振動軽減効果の比較

図７．２１は，連続加振の場合について，溝のある場合と溝のない場合との相対振幅比を振幅減衰係数とし，縦軸に溝深さを波長で割った値を示したものである。△，○，及び□印は，今回の実験に関して，加振点からの距離を，無次元化して示した結果である。同図中には，既往の研究成果も取りまとめて示してある。この図より，加振点から２波長以内の距離では，振幅減衰係数の分布に顕著な相違はなく，ｈ／λ＝０．１～０．４の領域では二井の光弾性実験による結果[3]と良く一致している。また，ｈ／λ＞０．４の領域では実験結果のばらつきが大きいが，Dolling[4]による有限要素法による計算結果と国鉄[5]による模型実験結果の中間領域に分布している。一方，単一加振の場合は，ｈ／λ＝０．１～０．３の領域では二井の結果と良く一致していが，ｈ／λ＝０．３の領域では実験結果は既往の研究成果と対応していない。

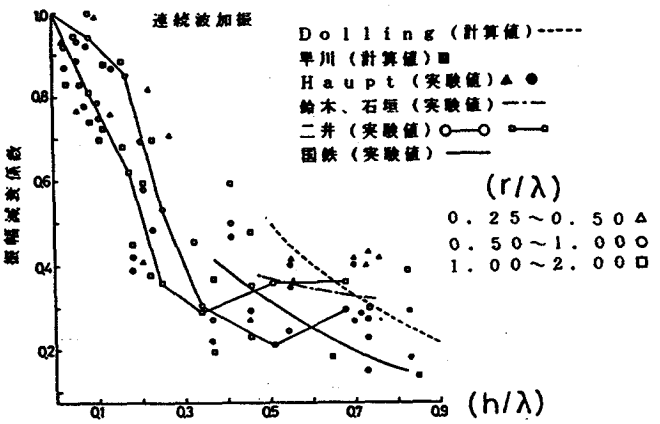


図７．２１　溝による振動軽減効果

（2）　硬質ゴム板による実験－実験Ⅲ－[6)]

ゴム板の表面上に深さ２ｃｍ，４ｃｍ及び８ｃｍの微小幅の切込みを入れてスリットとし，このスリットによる波動の遮断効果について検討した。この他の実験方法は実験Ⅱと同様である。図中の略号，例えば，０-６０-１００は，０がスリットなしの場合，６０が加振位置，１００が加振振動数を示しており，始めの数が２ｃｍの場合は，深さ２ｃｍのスリットを意味している。

（ａ）　スリットのない場合の波動伝播状況

図７．２２は，実験Ⅰの（ｄ）で述べたと同様に，硬質ゴム板における加振振動数ごとのコンターを示したものである。加振位置を中心として，ほぼ同心円状の波動の拡散状況が知られる。点線で示すように，ゴム板の底面 及び 側面からの反射波の存在が見られるが，スリットの近傍領域までは到達していないので，この影響は以下の考察では考慮していない。１００Ｈｚの場合には，島状のコンターが見られる特徴がある。また，加振振動数が増加するほど波動の減衰性が大きくなる傾向が知られる。

（ｂ）　スリット深さの相違による波動伝播状況

図７．２３は，７０ｃｍの位置に深さ２ｃｍ，４ｃｍ及び８ｃｍのスリットを設けた場合のコンターを示している。スリットの影響により同心円状の波動の拡散状況がくずれており，スリット下部からの転化波の存在が見られている。スリットの深さが大きくなるほど，スリット背後への回折が減少するのは当然のことである。

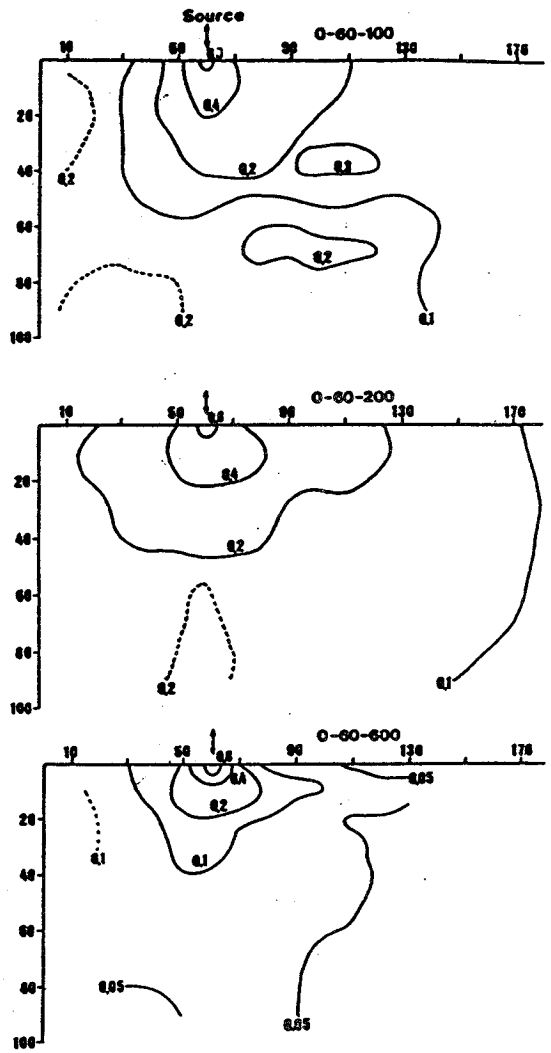


図７．２２ 正規化した加速度振幅のコンター（１）（スリットなし）

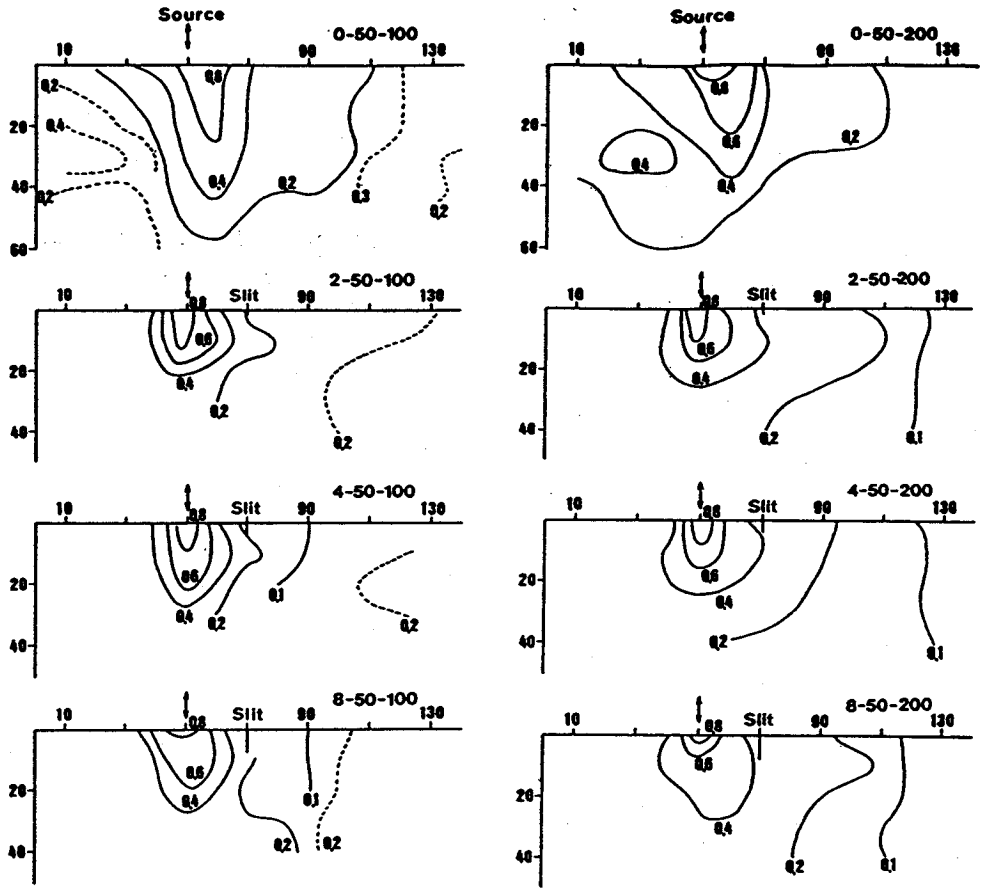


図７．２３　正規化した加速度振幅のコンター（２）（スリット有り）

（ｃ）　加振位置による波動伝播状況の比較

スリット深さが８ｃｍの場合について，加振位置の相違による回折現象の変化を調べたものが，図７．２４である。加振位置とスリットとの距離が接近するほどスリットに入射する波動の回折角が大きくなるので，スリット前後における加速度振幅の減少度合いが増加することになる。

（ｄ）　スリットによる回折効果

スリットによる回折効果を検討するために，図７．２５は，光の場合の障壁による回折理論との比較を試みたものである。図中の実線は，キルヒホッフの近似理論による全自由空間に半無限の障壁がある場合とない場合とのレベル差を示したものである。－点鎖線は，半無限自由空間での実験を考慮して，キルヒホッフの曲線を６ｄＢ補正したものである。

一方，黒丸は実験Ⅲによる結果を，点線は実験Ⅱによる結果を示している。結果のばらつきが大きくやや不明瞭であるが，全体的な傾向は半無限自由空間での理論曲線に近似している。

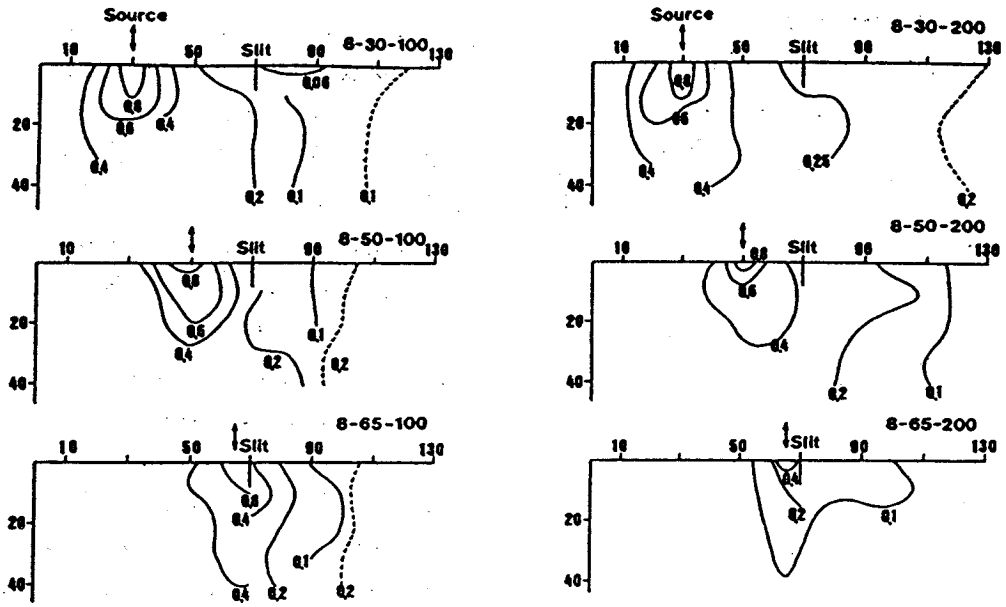


図７．２４　正規化した加速度振幅のコンター（３）（スリット有り）

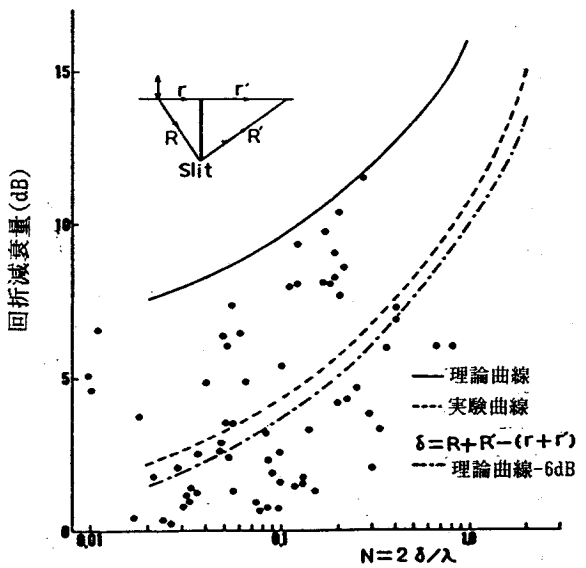


図７．２５　溝による回折減衰量の比較

７．１．３　実在地盤における空溝の振動軽減対策実験

（１）　実験概要

実験場所は，奈良県天理市の大日本土木（株）の資材センターで行った。調査地一帯の地形は，ほぼ奈良盆地中心部の平坦地で，付近の標高はＴＰ＋５０．０ｍ程度である。図７．２６の土質調査柱状図に示すように，ＧＬ－１１．０ｍまでの地盤構成は，盛土層と沖積層より構成されている。ＧＬ－０．９５～－１１．０ｍ間の沖積層は，未凝固の粘土，砂，砂れきの水平互層を形成している。Ｎ値は，この粘土層では２～６，上位砂層では３～１６，下位砂層では１５である。ＰＳ検層によるＰ，Ｓ波速度は，それぞれ盛土層では６７０m/sec，３００m/sec，沖積層では１７００m/sec，６４０m/secである。

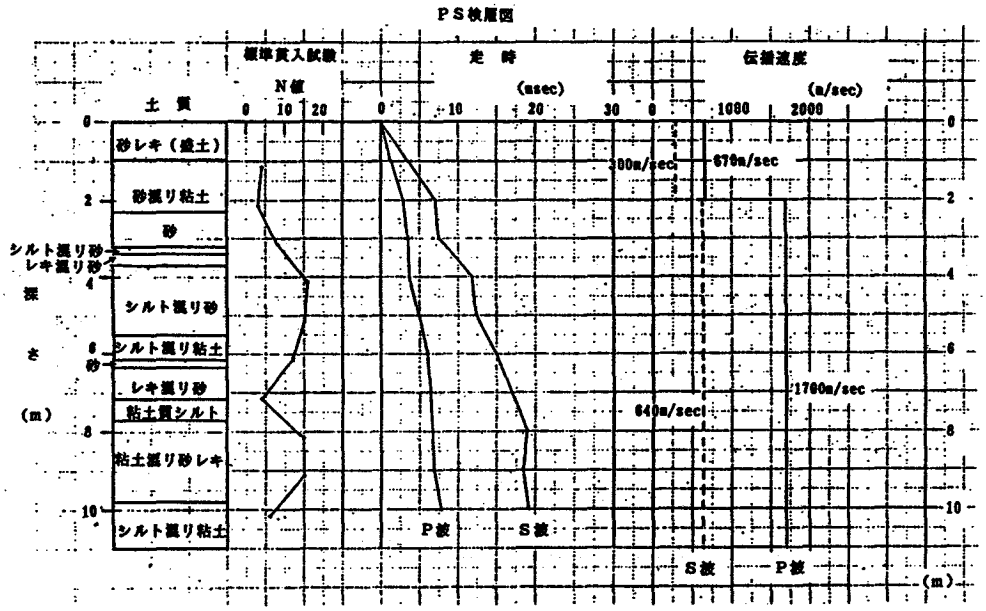


図７．２６　ボーリング柱状図とＰＳ検層結果

（２）　空溝の寸法と施工方法

この実験場所に，幅５０ｃｍ，長さ１２ｍ，深さ１．７ｍ及び３．３ｍの空溝を掘削した。空溝の掘削に当たっては，壁の両側に親杭を打設し地盤を掘削後，親杭間を横矢板で土留めするものとした。

（３）　加振方法及び振動測定方法

加振方法は，不平衡マス型の加振機を使用し，地表面上に定常状態の加振力を与えるものとした。加振位置は空溝の中央部であり，空溝端部から１．１２５ｍ，１．５ｍ及び４．

５ｍの３箇所とした。加振機の回転数は，１２００ｒ．ｐ．ｍ．，１５００ｒ．ｐ．ｍ．，１８９０ｒ．ｐ．ｍ．及び２４０ｒ．ｐ．ｍ．の４段階とした。測線は，空溝中央部において，加振位置から空溝を挟んで垂直方向に定めた。振動の測定位置は，空溝から加振位置側に２点，空溝の背後側に４点を定め，地表面上には動コイル型の振動計を用いて振動加速度を計測した。地中の計測に当たっては，空溝から加振位置側の１点及び空溝の背後側の１点に深さ４．０ｍのボーリング孔を掘削し，深さ１．０ｍ，２．０ｍ，３．０ｍ及び４．０ｍの位置で，地中地震計を孔壁に固定して振動加速度を計測した。さらに，図７．２７に示すような地表面上のメッシュ状の位置において，振動レベル計を用いて振動加速度レベル（ＶＡＬ）を計測した。同様の計測を空溝施工前後に実施した。

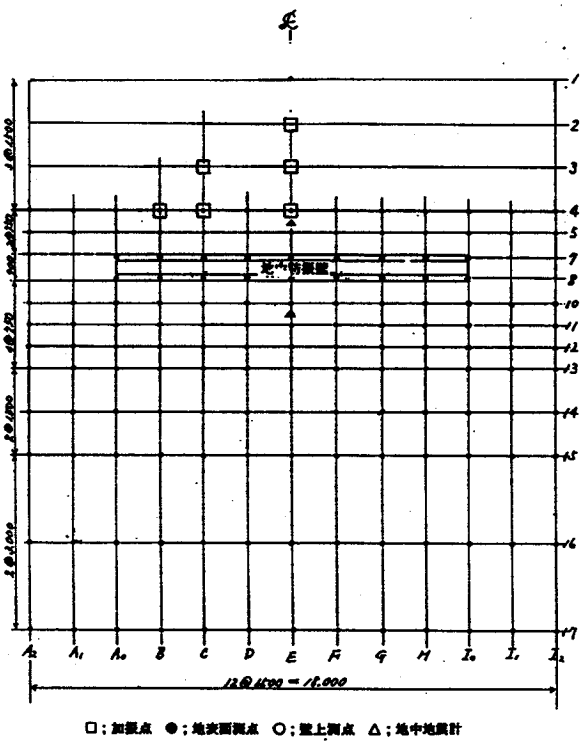


図７．２７　計測点の配置

６．１．４　実在地盤における空溝の振動軽減対策実験の結果及び考察

（１）　振動加速度の距離減衰

図７．２８から図７．３０は，空溝施工前後の地表面上における振動加速度の距離減衰を比較したものである。加振機の回転数が大きくなるほど，すなわち，伝播波動の波長が短くなるほど，空溝底部からの回折波動の勢力が減少されるために，空溝による振動軽減効果の増加することが理解される。空溝の深さの相違による振動軽減効果に関しては，データの変動が大きく余り明瞭ではない。しかしながら，加振位置と空溝との距離が近い場合には，空溝の深さが大きいほど振動軽減効果が増加する傾向が分かる。この場合には，上述したと同様に，空溝底部からの回折波動の影響が減少されるためと考えられる。

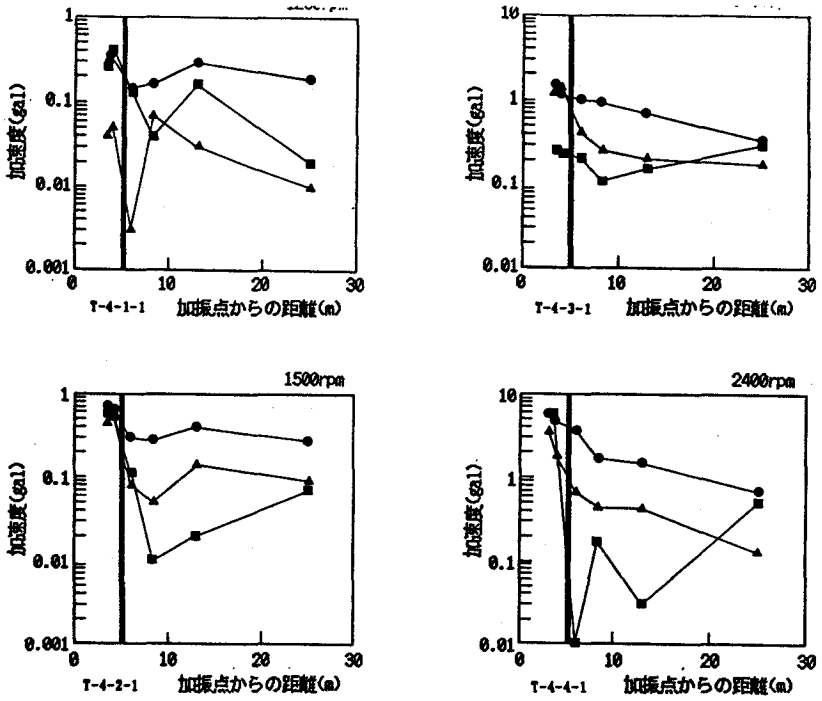


図７．２８　振動加速度の距離減衰（１）

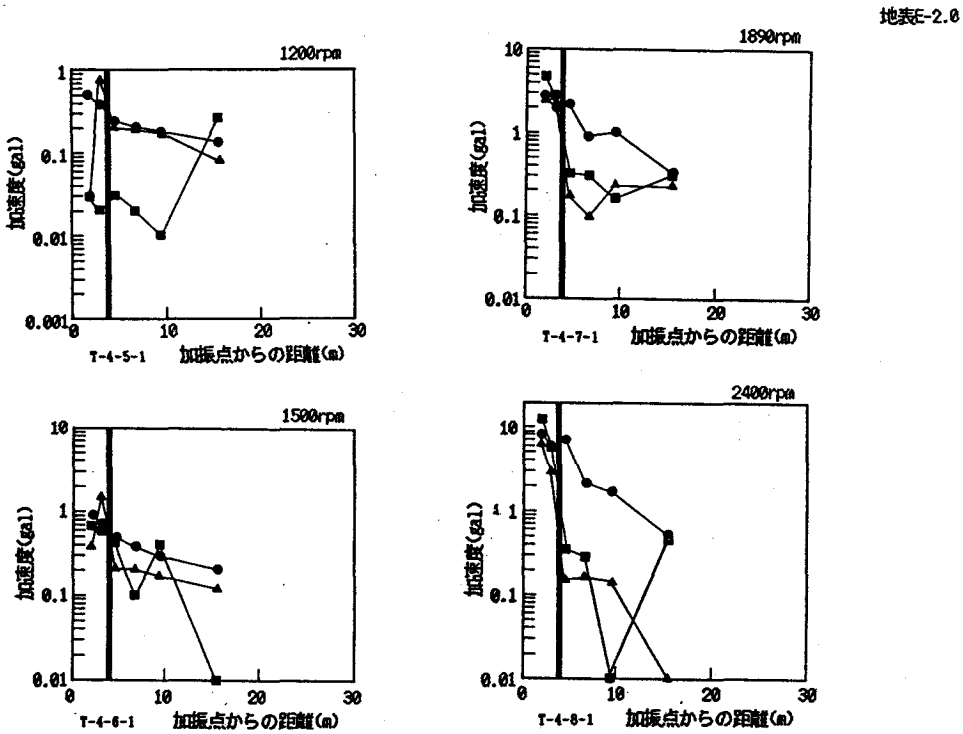


図７．２９　振動加速度の距離減衰（２）

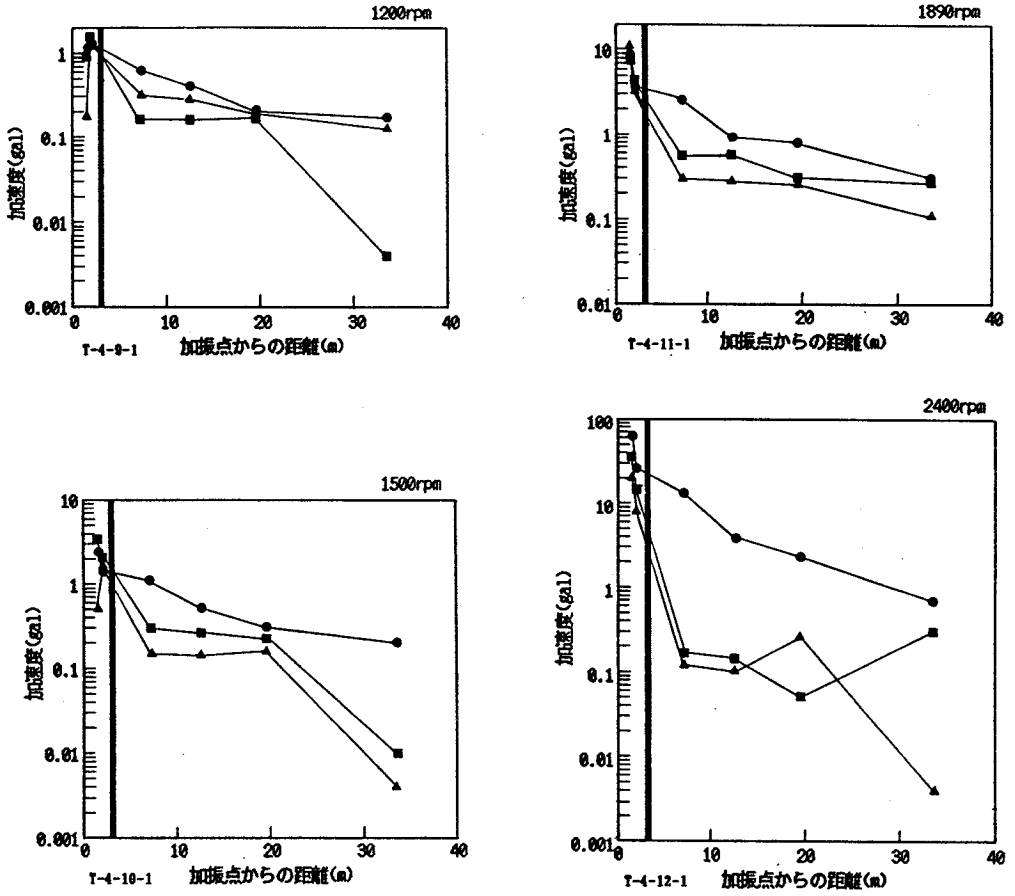


図７．３０　振動加速度の距離減衰（３）

無対策

空溝１．７ｍ

空溝３．３ｍ

（２）　深さ方向の振動低減量

図７．３１から図７．３３は，深さ方向の振動低減量(VRVとする。)を，加振機の回転数ごとに表したものである。この振動低減量は，次式で与えられる。

$$VRV=20\log\alpha/\alpha_0 \ (dB) \qquad (7.1)$$

ここに，α：空溝施工後の振動加速度，α_0：空溝施工前の振動加速度である。

全体的な傾向は，地表面上における結果と同様に，伝播波動の波長が短くなるほど，VRVは大きくなっている。しかし，計測深さが大きくなると，空溝底部からの回折波動の影響

を受けて，VRVは低下している。深さ方向のVRVに関して，回転数ごとの平均値で考察すると，空溝の深さ１．７ｍでのVRVは，Ｅ２．０の深さ１．０ｍで１０ｄＢ，２．０ｍで７ｄＢであり，Ｅ４．０～４．５の深さ１．０ｍで１６～２０ｄＢ，２．０ｍで６～１０ｄＢ程度である。また，空溝の深さ３．３ｍでのVRVは，Ｅ２．０ｍの１．０ｍで１８ｄＢ，２．０ｍで１５ｄＢ，３．０ｍで９ｄＢ，Ｅ４．０～４．５の深さ１．０ｍで１６～２０ｄＢ，２．０ｍで１９～２０ｄＢ，３．０ｍで１６ｄＢ程度である。

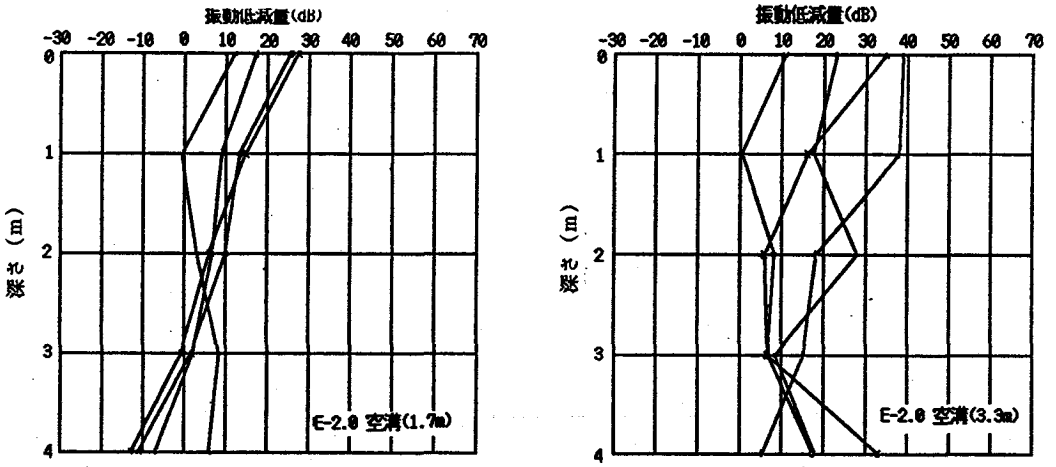


図７．３１　深さ方向の振動低減量（１）

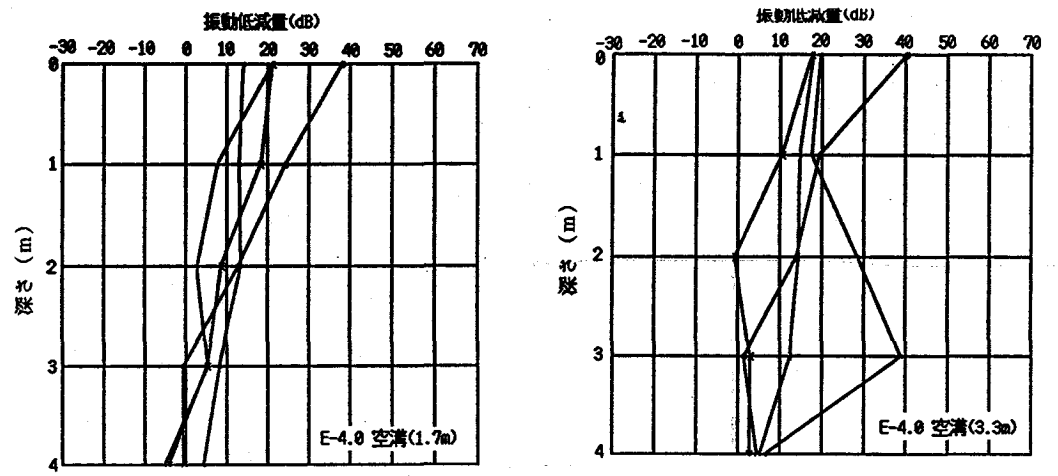


図７．３２　深さ方向の振動低減量（２）

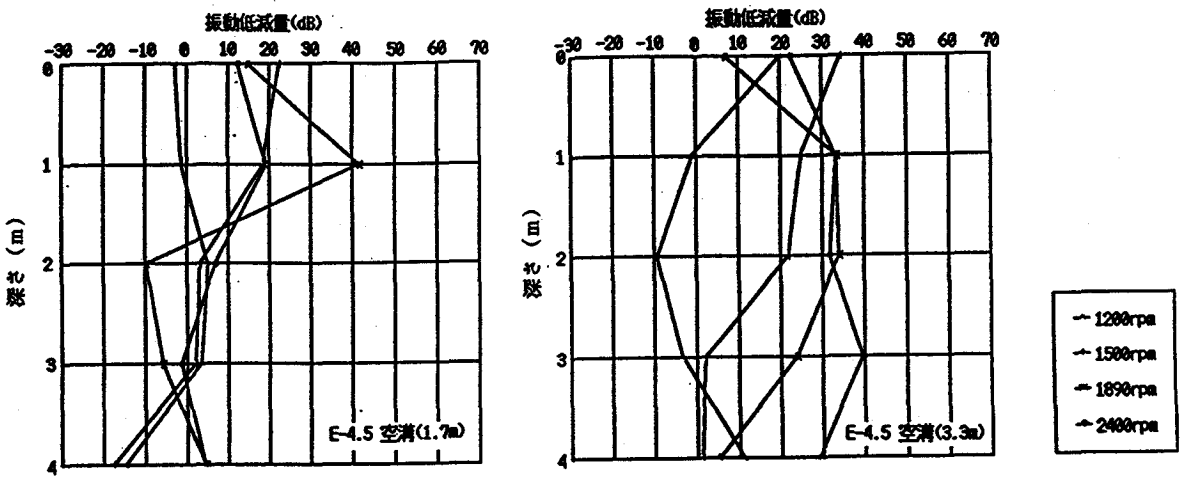


図７．３３　深さ方向の振動低減量（３）

（３）　振動加速度レベル（ＶＡＬ）のコンター

図７．３４から図７．３９は，地表面上のメッシュ状の計測結果から，空溝施工前後のＶＡＬのコンターを描いたものである。

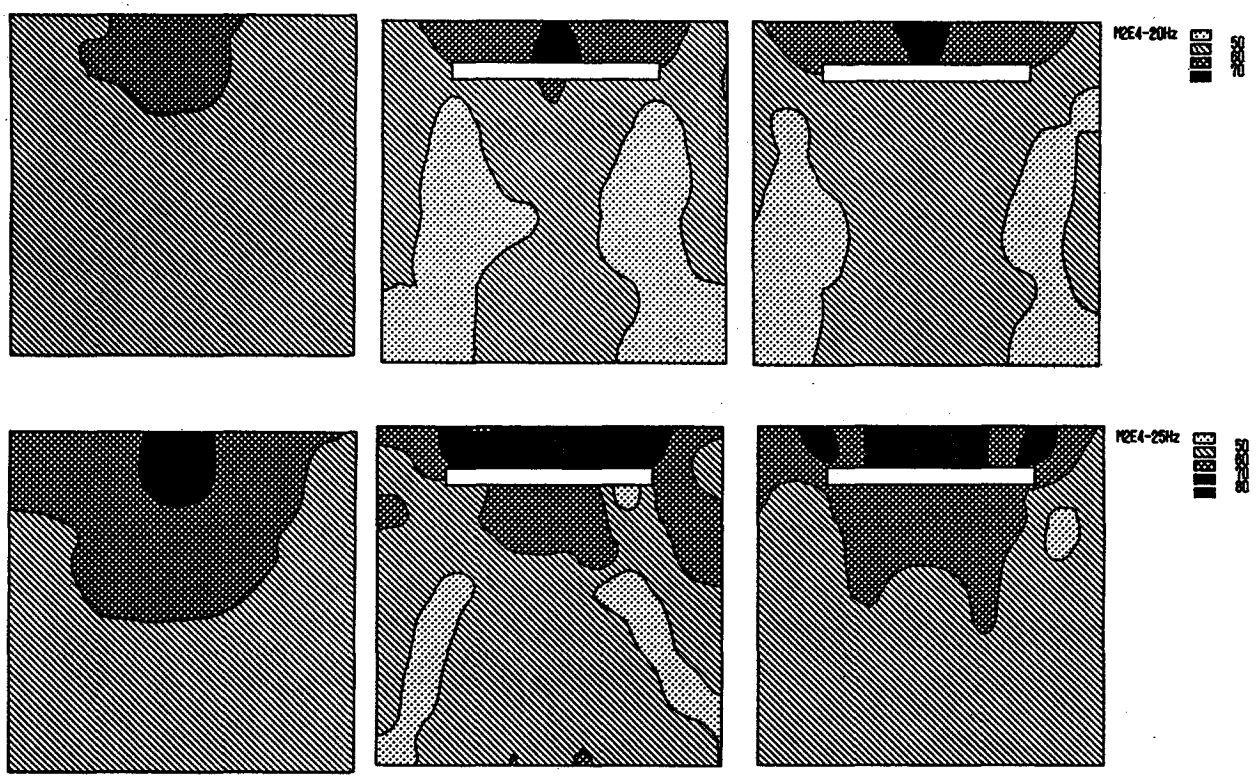


図７．３４　振動加速度レベルのコンター（１）

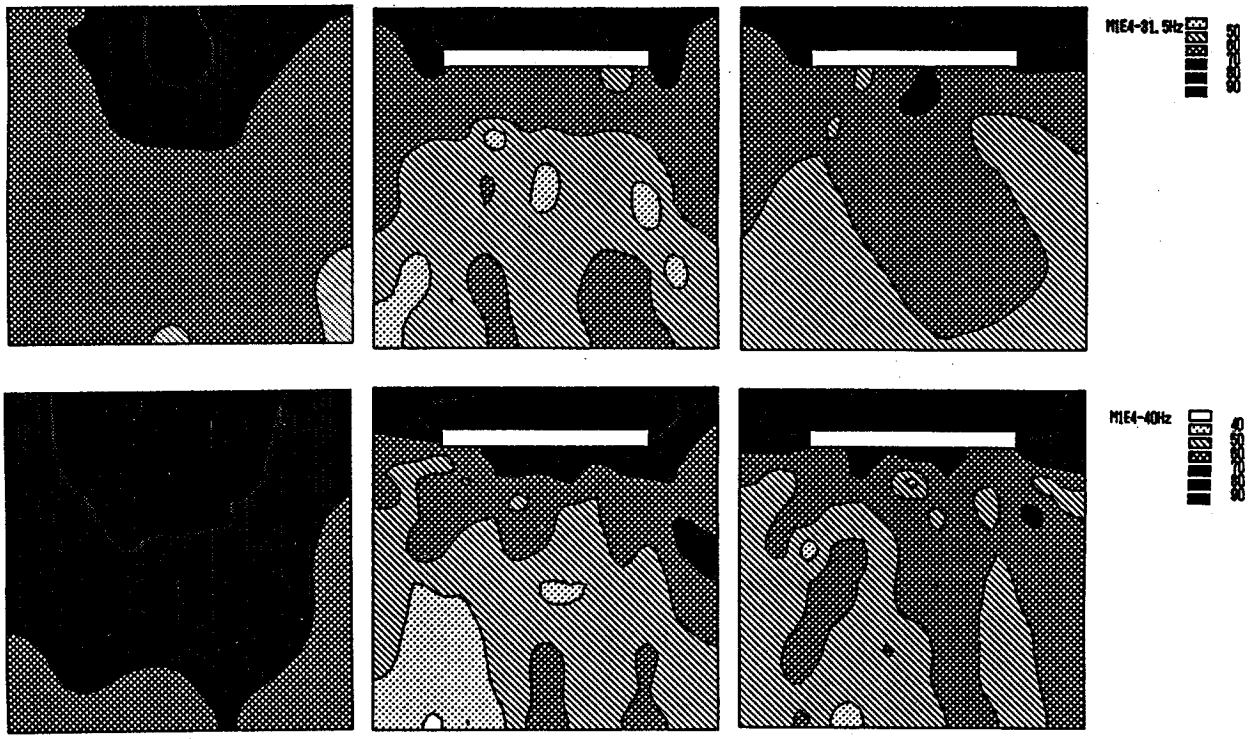


図７．３５　振動加速度レベルのコンター（２）

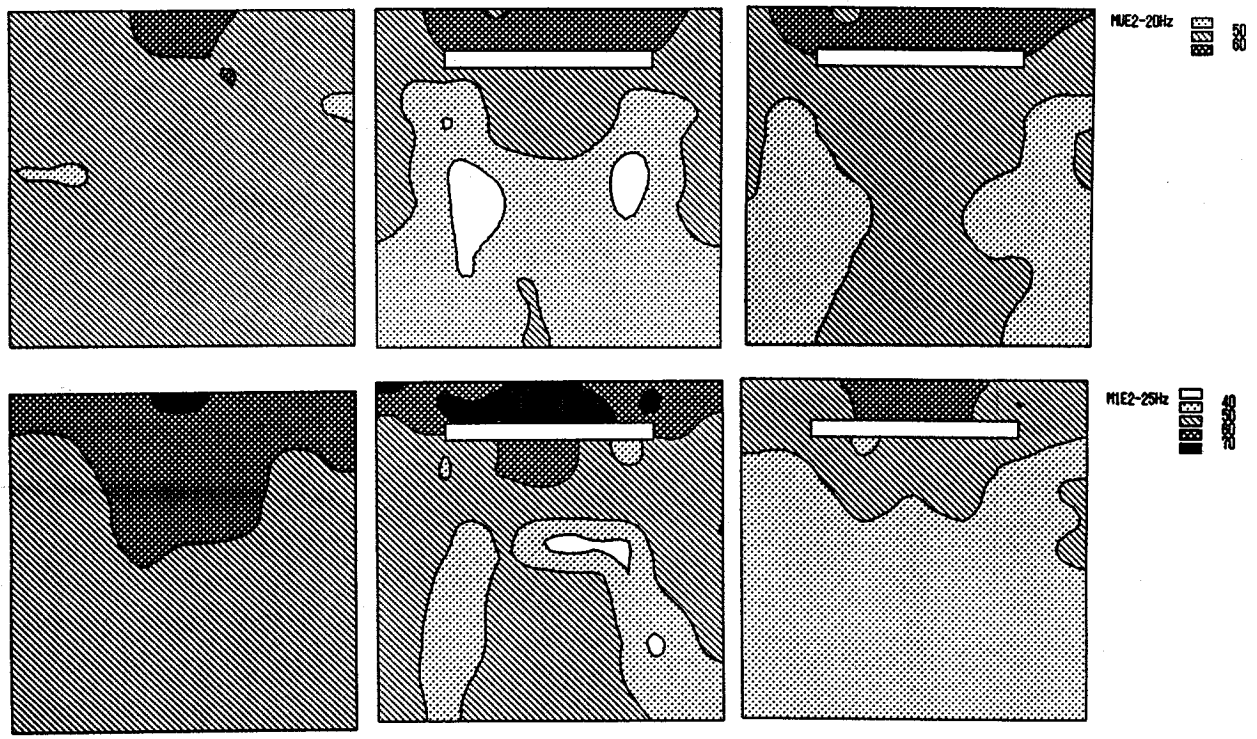


図７．３６　振動加速度レベルのコンター（３）

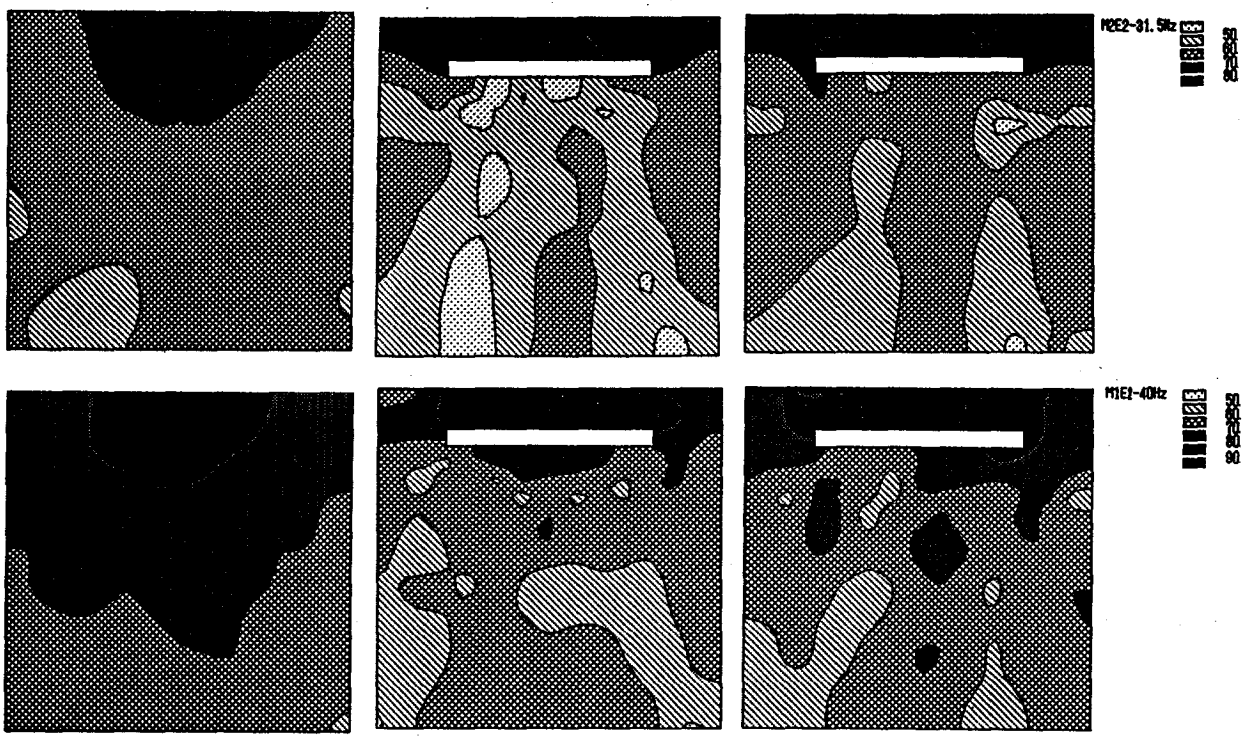


図７．３７　振動加速度レベルのコンター（４）

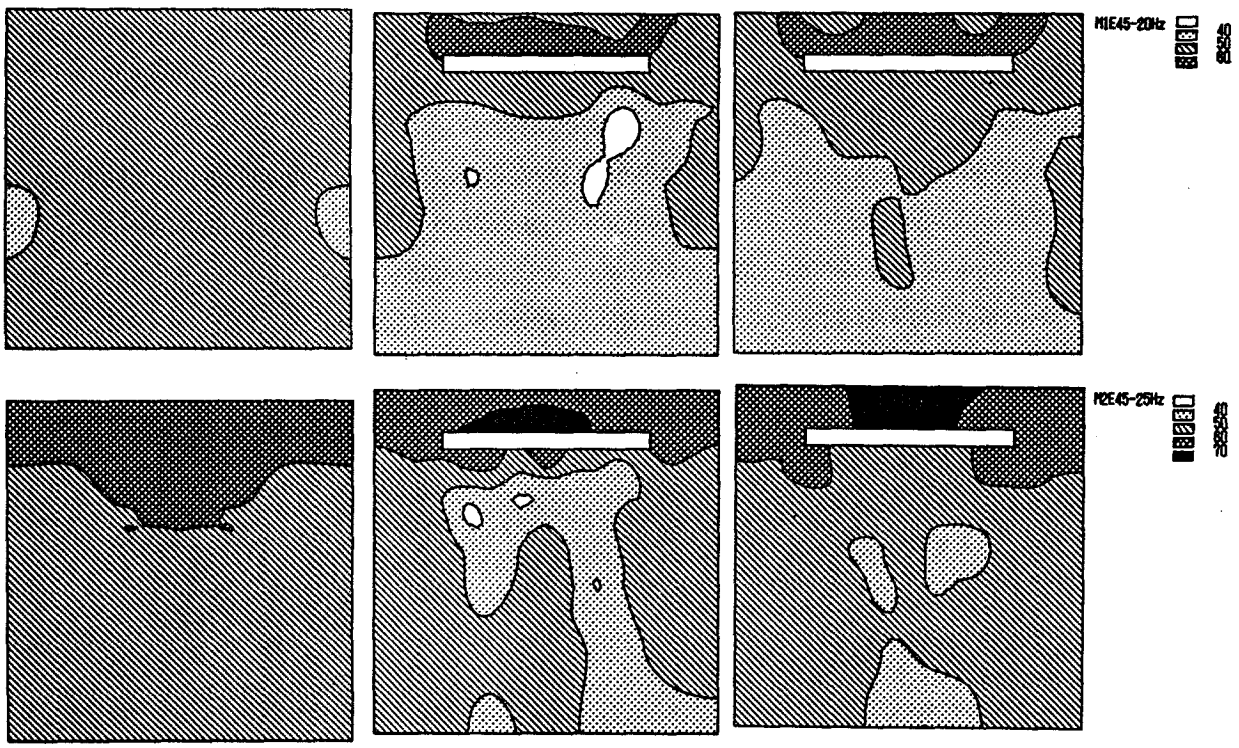


図７．３８　振動加速度レベルのコンター（５）

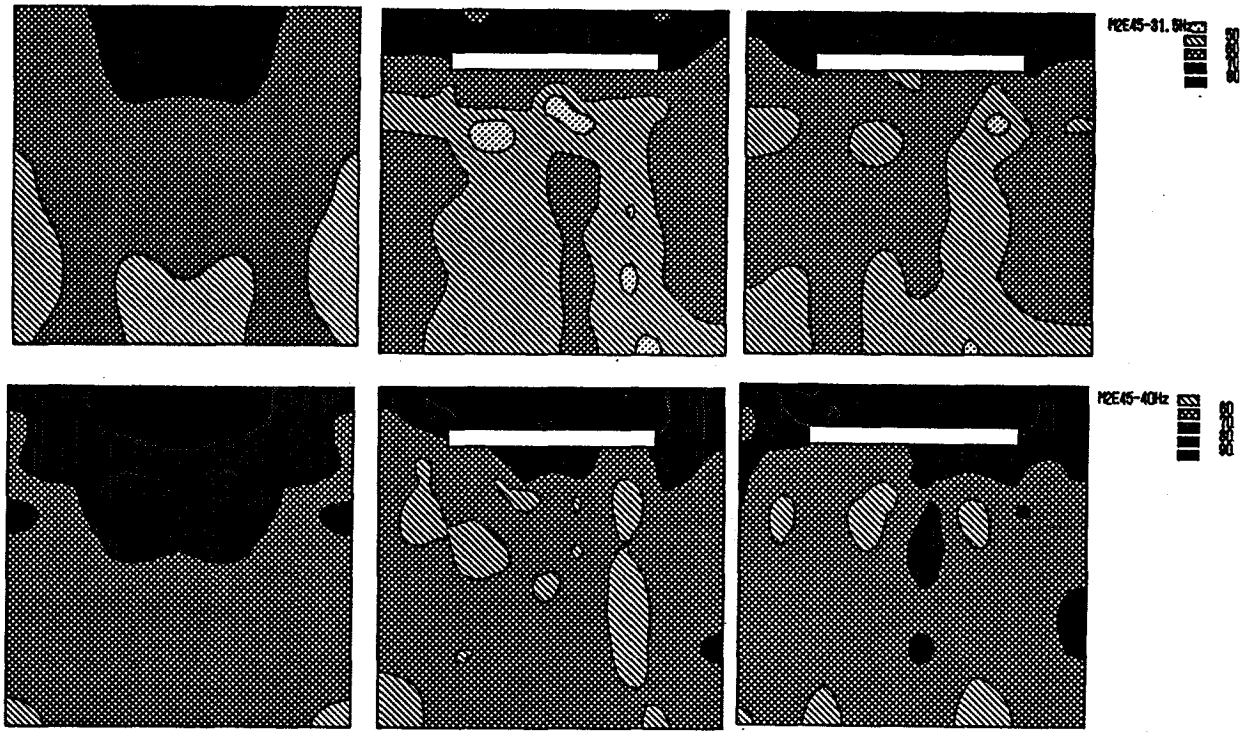


図７．３９　振動加速度レベルのコンター（６）

これらの図より，加振機の回転数が大きくなるほど，コンターの形状が複雑になっている。空溝背後での空溝施工後の振動低減量（空溝施工前後の同位置でのＶＡＬの差）は，全体的に見て１０ｄＢ程度である。空溝の深さが大きくなっても，振動低減効果が増加していない。この原因としては，コンター図から判断されるように，空溝の掘削と保持のために親杭間に設けた土留め用の横矢板が，２次的な振動源になったことの影響と考えられる。また，加振位置側では空溝による反射波のために，ＶＡＬが増幅されている。

（４）　空溝の深さと波長の比(H/λ)と振動低減量との関係

図７．４０は，空溝の深さを波長で割って無次元化した(H/λ)とVRVとの関係を示したものである。図中の点線は，下式のように，VRVが指数関数的に減少するものとして求めた計算値である。

$$VRV=(H/\lambda)e^{-\beta} \qquad (7.2)$$

$\beta=2.35$の場合の計算値は，国鉄での模型実験による結果に該当する。$H/\lambda=0.16$以下を除いた実測結果は，空溝からの距離が２ｍまでは$\beta=5\sim10$の直線に一致し，

空溝からの距離が３ｍ以上では$\beta=5$の直線に一致している。これより，実測結果に適合するβは国鉄のものよりかなり大きい。この理由としては，本実験での溝幅が５０ｃｍであるので，溝幅の影響が効いているものと推定される。

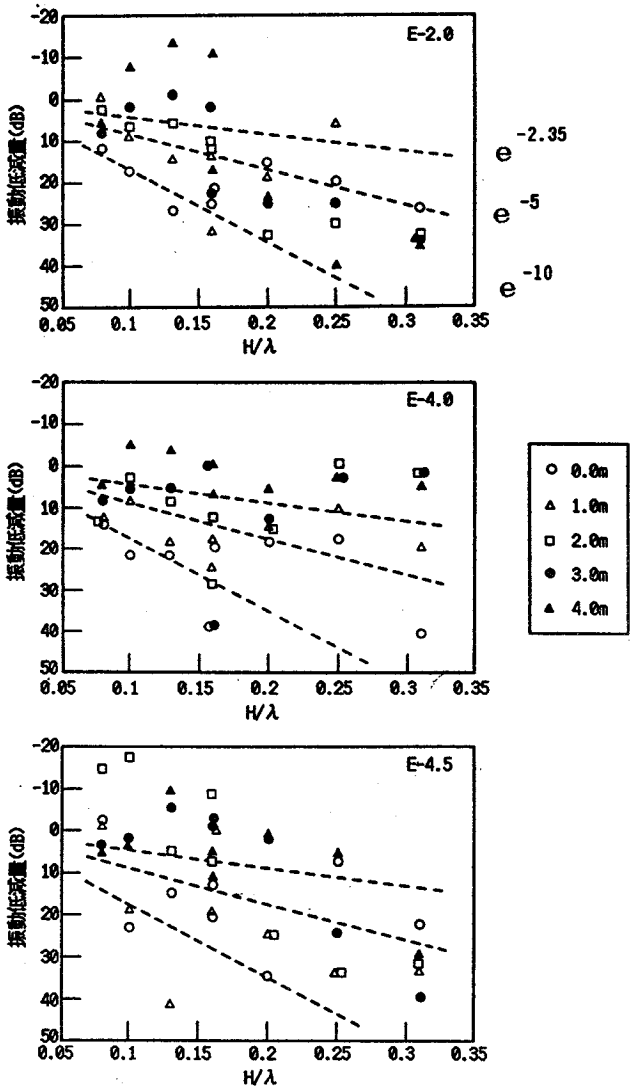


図７．４０ 振動低減量とＨ／λの関係

7．1．4　空溝による振動低減量の評価[7)]

前項では，地盤振動の間接的な軽減対策の一つである空溝による軽減対策法に関して，室内模型地盤による実験や実際地盤における実験などから，種々の検討を試みてきた。本項では，これらの結果を踏まえて，空溝による振動低減量の評価法について考察した。

こうした空溝や地中壁による振動軽減効果を理論的に検討する場合には，遮蔽物による波動の透過と回折についての考慮が必要であり，極めて困難である。特に空溝の隅角部のような媒体中に不連続部を持つような地盤モデルでは，波動の伝播性状を厳密な方法で解くことが不可能であり，数値解析方法の適用が考えられてきた。

このように，媒体中に割れ目や段差などのような特異な境界が存在する場合の弾性波動の伝播問題について，松沢[8)]は質点組合の振動問題に置換して連続体への近似解を求める方法を開発したが，佐藤[9)]はこの考え方を応用して多くの計算結果を求めている。佐藤は弾性体の運動方程式を数値的に解くために差分法を応用し，波動の伝播媒体を格子状の質点系の振動モデルに置換して，複雑な境界条件を満足しえるような数値解析手法を提示している。大保[10)]はこの解析方法を応用し，道路交通振動を対象とした空溝による弾性波動の遮断効果について若干の数値計算結果を示している。しかし，この報告では，地盤のポアソン比が０．２５の場合への適用に限定されており，これは岩の場合に相当すると考えられる。従って，実際上の地盤条件に対応しないと考えられる。一方，春海等[11)]は超音波探傷の理論的な研究から，上述の問題の不完全さを改良している。すなわち，質点系モデルにポテンシャル関数を持たせる方法により，任意のポアソン比の場合にも適用される解析法を提案している。

本項では，空溝による振動遮断効果，回折効果を定量的に知るために，春海の考え方を参考にして質点モデル法による若干の数値計算を行った。

（1）　運動方程式及び計算式

自動車の前後輪で発生される振動を想定して，加振点には上下方向に最大振幅１の正弦波状の入力を連続２波与えるものとした。地盤の水平方向に x 軸，深さ方向に z 軸をとり，それぞれの方向の変位を u，w とすれば，完全２次元弾性体の運動方程式は次のようになる。

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}=(\lambda+2\mu)\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\mu\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+(\lambda+\mu)\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial z} \tag{7.3}$$

$$\rho\frac{\partial^2 w}{\partial t^2}=(\lambda+2\mu)\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+(\lambda+\mu)\frac{\partial^2 u}{\partial x\partial z} \tag{7.4}$$

ただし，σは密度，λ，μはラメの定数である。

一方，佐藤の考え方により，質点系モデルの運動方程式を連続体の運動方程式に適合する表示式として書き改めれば，次のようになる。

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}=(C_1+C_2)\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+C_2\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+2C_2\frac{\partial_2 w}{\partial x\partial z} \tag{7.5}$$

$$\rho\frac{\partial^2 w}{\partial t^2}=(C_1+C_2)\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}+C_2\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+2C_2\frac{\partial^2 u}{\partial x\partial z} \tag{7.6}$$

ただし，C_1はx軸方向の，C_2はy軸方向の弾性の係数である。(7.3),(7.4)式と(7.5),(7.6)式の関係において，$\lambda=2\mu$のとき$C_1=\lambda+\mu$，$C_2=\mu$，と取れば，(7.3)式と(7.5)式，(7.4)式と(7.6)式はそれぞれ同等になるが，$\lambda=\mu$以外の場合には満足されず不完全である。

いま，$\lambda=\beta\mu$（βは定数とする）とすれば，$C_1=(1+\beta)\mu$，$C_2=\mu$，$2C_2=(1+\beta)\mu$となる。(7.3),(7.4)式と(7.5),(7.6)式が恒等的に満足されるためには，(7.5),(7.6)式のそれぞれの第3項$2C_2\partial^2 w/\partial x\partial z$，$2C_2\partial^2 u/\partial x\partial z$の係数を$2\alpha C_2\partial^2 w/\partial x\partial z$，$2\alpha C_2\partial^2 u/\partial x\partial z$とすると，$\alpha$はポアソン比の影響を受ける影響係数と考えられる。$\lambda=\beta\mu$のときの任意のポアソン比における$\alpha$は，次のようになる。

$$\alpha=\frac{1+\beta}{2} \tag{7.7}$$

すなわち，$\lambda=2\mu$の場合の運動方程式は，次のように与えられる。

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}=4\mu\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\mu\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+3\mu\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial z} \tag{7.8}$$

$$\rho\frac{\partial^2 w}{\partial t^2}=4\mu\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+3\mu\frac{\partial^2 u}{\partial x\partial z} \tag{7.9}$$

地盤をx，z方向にそれぞれ等間隔hに区分し，任意の点$P_{j,k}$のある時刻τ_iにおける第m行，n列の質点の変位$u_{\tau_i m_j n_k}$，$w_{\tau_i m_j n_k}$は次式で示される。

$$\begin{aligned}u_{\tau_{i+1}m_jn_k}=&2u_{\tau_im_jn_k}-u_{\tau_{i-1}m_jn_k}+(V_p^2-V_s^2)\tau^2/h^2\,(u_{\tau_im_{j+1}n_k}-2u_{\tau_im_jn_k}\\&+u_{\tau_im_{j-1}n_k})+(V_p^2-V_s^2)\tau^2/4h^2\,(w_{\tau_im_{j+1}n_{k+1}}-w_{\tau_im_{j+1}n_{k-1}}\\&-w_{\tau_im_{j-1}n_{k+1}}+w_{\tau_im_{j-1}n_{k-1}})+V_s^2\tau^2/2h^2\,(u_{\tau_im_{j+1}n_{k+1}}+u_{\tau_im_{j+1}n_{k-1}}\\&+u_{\tau_im_{j-1}n_{k+1}}+u_{\tau_im_{j-1}n_{k-1}}-4u_{\tau_im_jn_k})\end{aligned} \tag{7.10}$$

$$\begin{aligned}w_{\tau_{i+1}m_jn_k}=&2w_{\tau_im_jn_k}-w_{\tau_{i-1}m_jn_k}+(V_p^2-V_s^2)\tau^2/h^2\,(w_{\tau_im_jn_{k+1}}-2w_{\tau_im_jn_k}\\&+w_{\tau_im_jn_{k-1}})+(V_p^2-V_s^2)\tau^2/4h^2\,(u_{\tau_im_{j+1}n_{k+1}}-u_{\tau_im_{j+1}n_{k-1}}\\&-u_{\tau_im_{j-1}n_{k+1}}+u_{\tau_im_{j-1}n_{k-1}})+V_s^2\tau^2/2h^2\,(w_{\tau_im_{j+1}n_{k+1}}+w_{\tau_im_{j+1}n_{k-1}}\\&+w_{\tau_im_{j-1}n_{k+1}}+w_{\tau_im_{j-1}n_{k-1}}-4w_{\tau_im_jn_k})\end{aligned} \tag{7.11}$$

ただし，V_p は縦波速度(m/sec)，V_s は横波速度(m/sec)，h は区分間隔(m)である。

同様な考え方で，自由表面 及び 空溝の隅角部を囲む網目状部分には面積に比例した質量を持たせるとともに，ばね定数を半分とするように係数補正を行って計算式を求めた。

次に，溝の片側から１２m離れた自由表面上の１点を加振点として，空溝の深さを段階的に変えた計算を行い，変位の伝播状況を求めた。

（２） 計算手法の妥当性の検証

図７．４１は，計算手法の妥当性を検証するために，加振点から２４m地点における地中の変位分布を示したものである。図中の○印は本計算手法による結果を，点線はLambによる理論解を示したものである。鉛直成分については両者に少し相違が見られるが，水平成分については両者は非常に良く一致している。従って，本計算手法によって波動伝播問題を検討することは，十分に有効と解釈される。

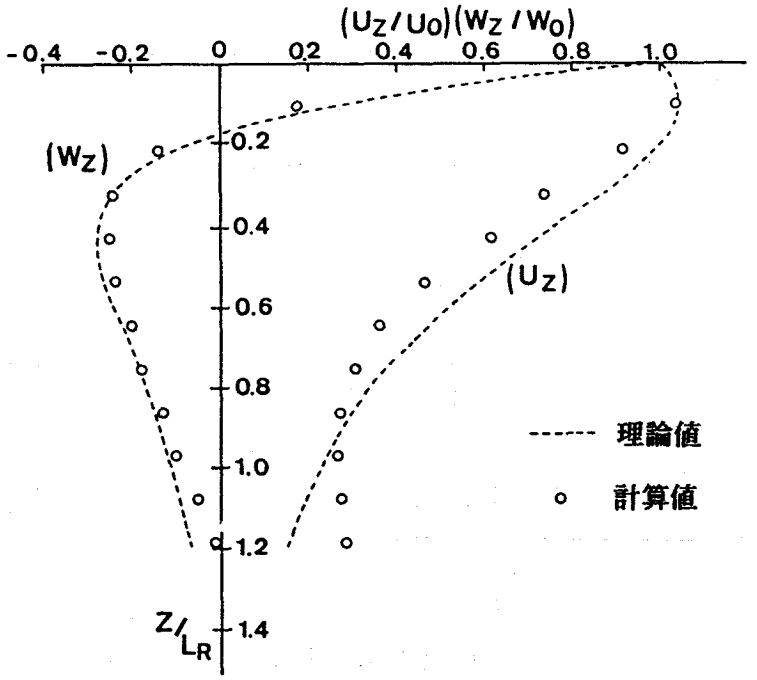


図７．４１ 地中の変位分布の比較

（３） 振動低減量の評価

（a）空溝前後の計算波形

図７．４２は，自由表面における空溝前後の波動の伝播性状を見るために，代表例として溝深さ４mの場合の微小時間ごとの計算波形を示したものである。実線は上下方向の変

位成分を，点線は水平方向の変位成分を表している。溝の後側では，１／４～１／５程度に入射波の振幅が減少する。溝の底部を回折する波動成分は上下方向よりも水平方向が顕著であり，溝の後側の比較的遠方まで伝達している。当然のことであるが，溝の前面では波動の反射のために，入射波の振幅の増大が観測される。図７．４３は，自由表面における溝の前後の各位置について，時間経過に伴う計算波形を示したものである。これは代表例として溝深さ２ｍの結果を示したものであるが，溝の後側の位置では回折性状を明確にするために，振幅のスケールを拡大してある。溝の後側に回折波が到達すると，溝周辺の変形が自由のために，特に水平方向の変位成分が増大される傾向にある。

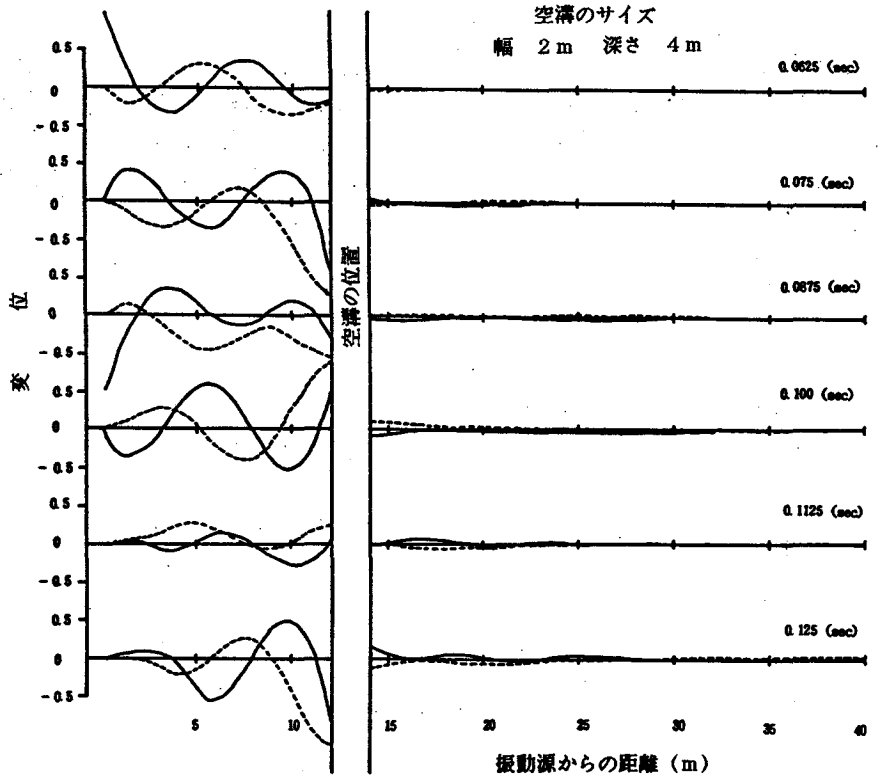


図７．４２　自由表面上における波形状況（１）

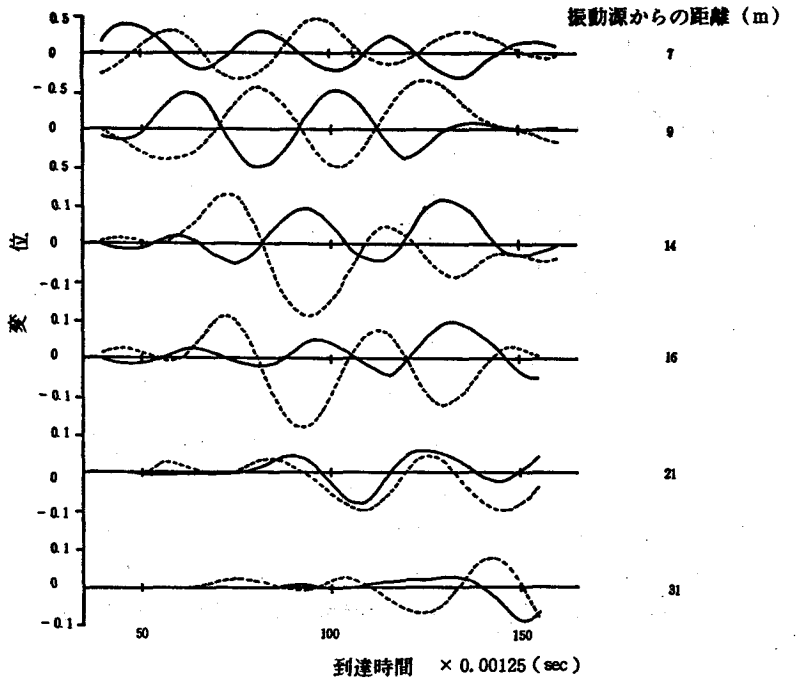


図７．４３　自由表面上における波形状況（２）

（ｂ）　溝深さの影響

図７．４４及び図７．４５は，振動遮断効果に及ぼす溝深さの影響を検討するために，縦軸に溝のない場合の最大振幅と溝を設けた場合の最大振幅との振幅比をとって表したものである。図７．４４及び図７．４５は，それぞれ上下方向成分，水平方向成分についての結果である。自由表面上の上下方向成分は，溝の後側の距離５ｍ程度までは溝深さが大きくなるとともに，振動遮断効果が増加する傾向にある。また，これより距離が増加すると，溝深さが大きくなっても必ずしも効果率は上がらず，溝深さと振動遮断効果との対応は単純ではなくなる。上下方向の振幅比の変動幅は０．１～０．３程度である。一方，水平方向では溝深さ１０ｍの結果が少し特異でありこれを除外すれば，溝深さと振動遮断効果との対応は明瞭である。すなわち，溝深さが大きくなれば振動遮断効果も大きくなり，上下方向に比較して溝の後側の距離が１５ｍと大きくなっても深さの効果が明瞭である。この場合の振幅比は０．１～０．３程度と考えられる。

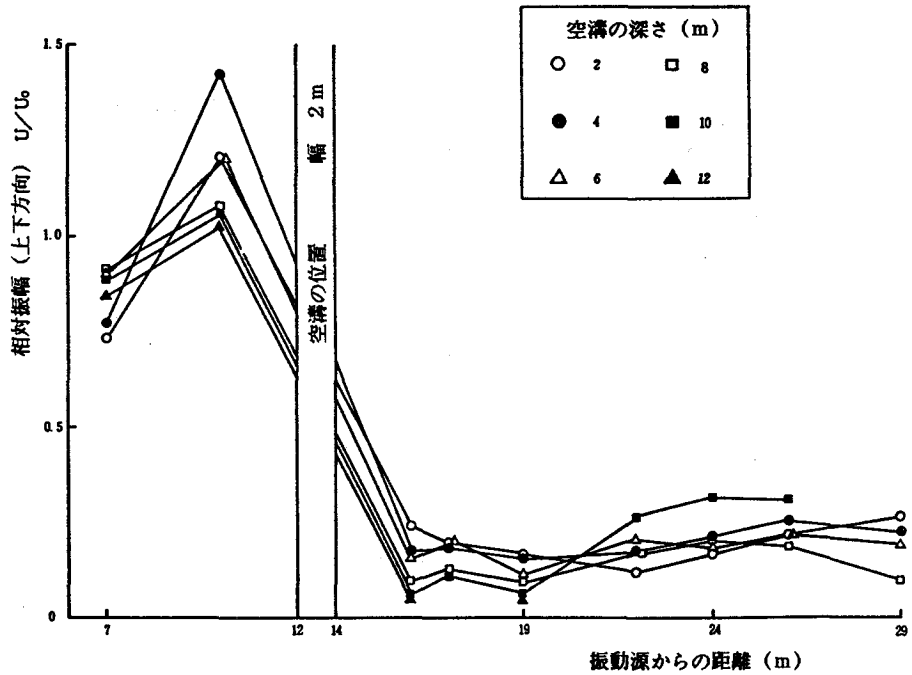


図７．４４　自由表面上における最大振幅比の距離減衰（鉛直成分）

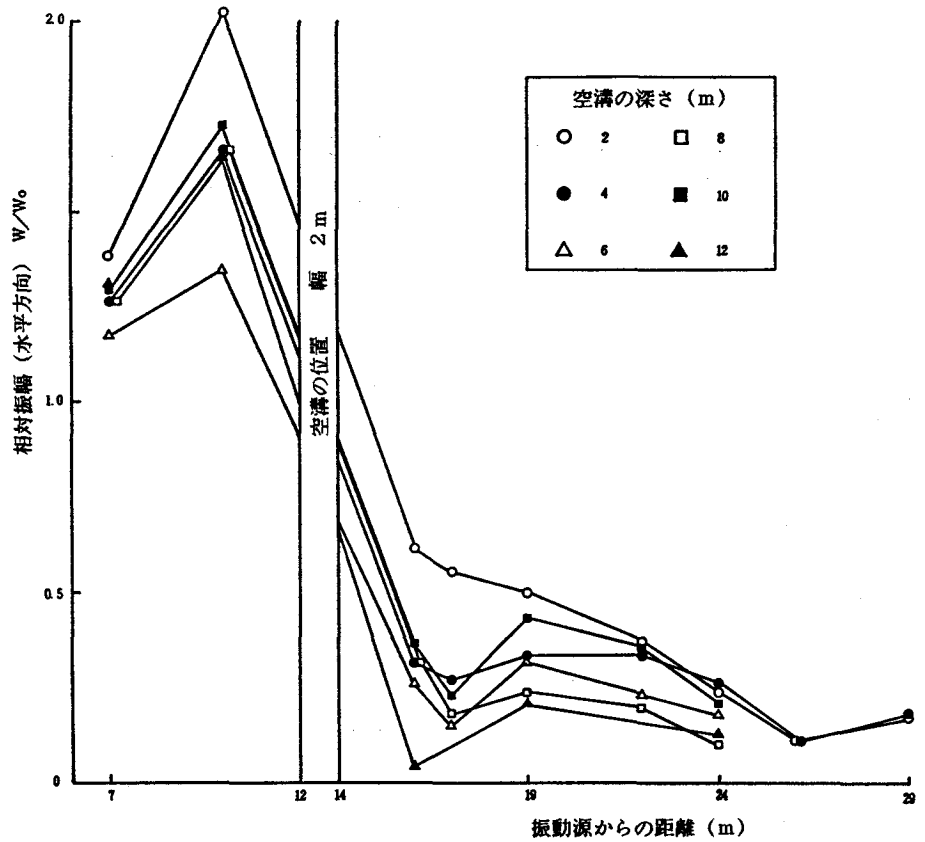


図７．４５　自由表面上における最大振幅比の距離減衰（水平成分）

同様に，図７．４６及び図７．４７は，溝の底部を通る水平線上における振幅比の変動を示したものである。上下方向成分と水平方向成分とでは，振幅比の距離による変動が大きく相違している。上下方向では溝の底部を回折する時に振幅が若干減少されるが，水平方向ではこれとは逆に振幅比が大きくなり，２～４倍に増加している。さらに溝の底部の中央では，溝深さが１波長（表面波の波長は９ｍ程度である）以下では振幅比は溝底部で減少されるが，溝深さが１波長近くになると，あたかも共振状態のように振幅比が著しく大きくなり，４～６倍にもなっている。上下方向では溝深さ８ｍで溝直前の振幅比が相当大きく，この原因が上述の事項によるかどうかは不明である。

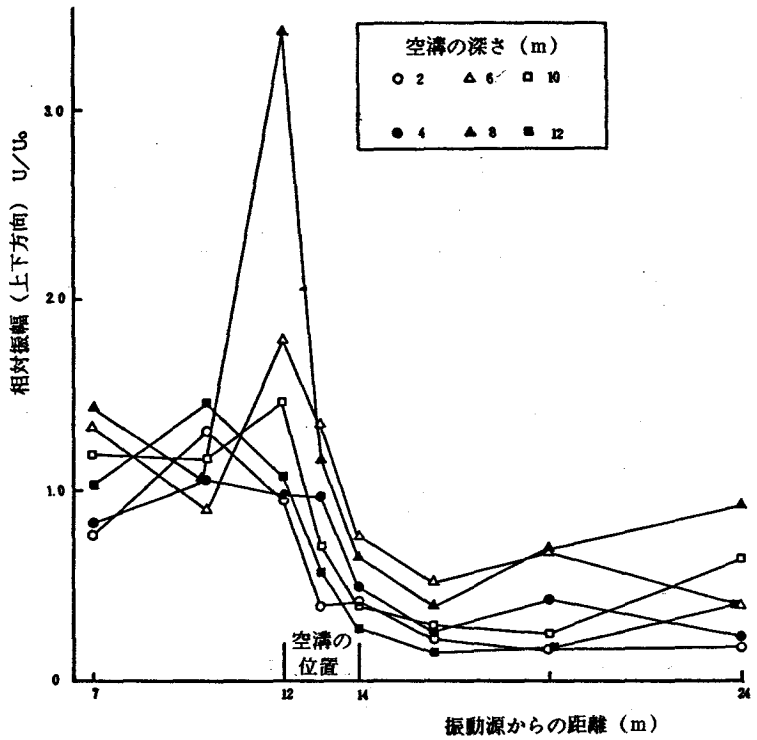


図７．４６　溝底面における最大振幅比の距離減衰（鉛直成分）

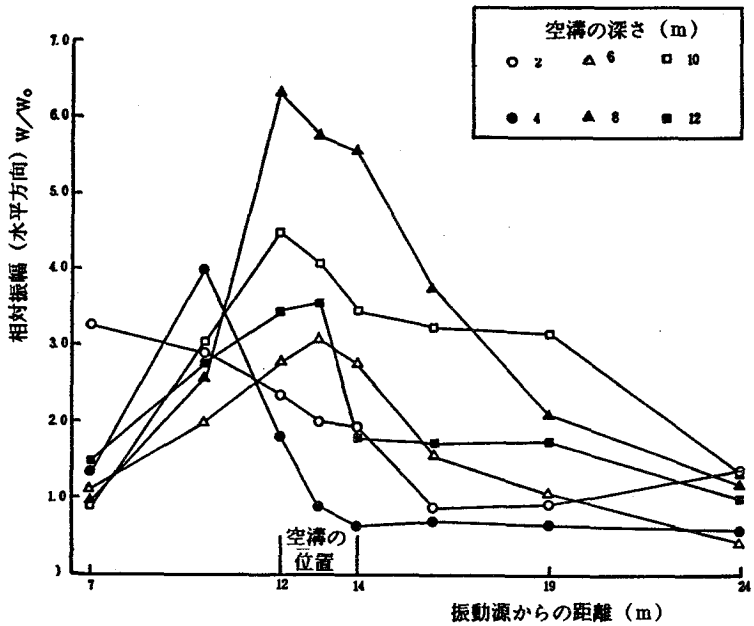


図７．４７ 溝底面における最大振幅比の距離減衰（水平成分）

図７．４８及び図７．４９は，横軸に溝深さＤと波長λとの比をとり，上述と同様に自由表面上における振幅比の変化を示したものである。図中の上段にある □ 中の数字は，溝の後側からの水平距離と波長との比（Ｒ／λとする）である。水平方向ではＲ／λ＜０．５の時は，Ｄ／λ＝０．６５で振幅比が最小値となるが，Ｒ／λ＞０．５では，Ｄ／λ＝０．８７で振幅比が最小値を示す。すなわち，溝からの距離によって振動遮断効果が若干相違し，単純に溝深さを増加させても効果にはばらつきが生じるようである。上下方向ではＲ／λ＜０．５４では，振幅比がＤ／λの増加とともに急激に小さくなるのに比して，Ｒ／λ＞０．５４になると振幅比が凹凸変化を示し，溝深さ１波長以上になると振幅比が逆に増大する。これらより，溝からの距離が半波長以下の位置では溝深さの増加による影響が著しく大きい。しかし，溝深さを増加しても，半波長以上の距離では，振動遮断効果が若干低下するようである。

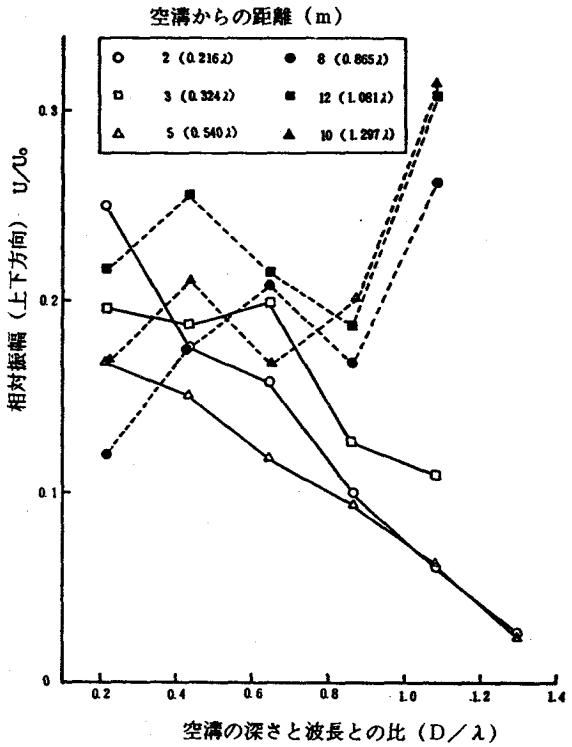


図７．４８　最大振幅比とｄ／λの関係（鉛直成分）

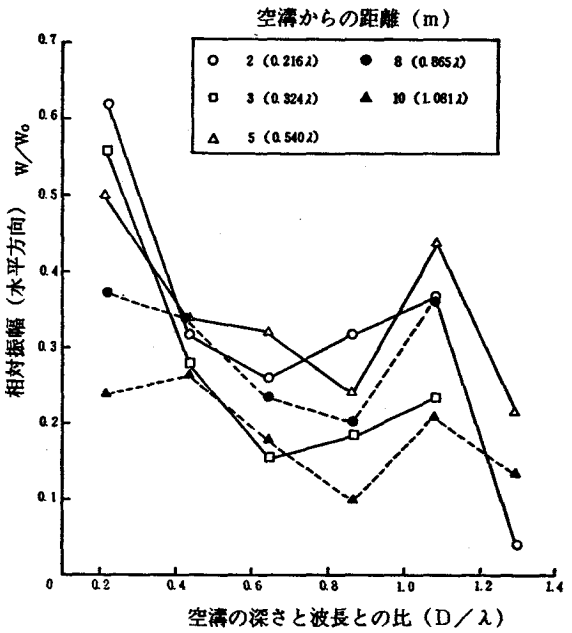


図７．４９　最大振幅比とｄ／λの関係（水平成分）

（ｃ）　変位成分の伝播形状

図７．５０は，変位成分の伝播形状を２次元的にベクトル表示したものである。振源より発生した波動が渦巻状になって伝播されて行き，Ｔ＝４０ΔＴの時刻では，自由表面と溝の前面での反射状態が観測される。Ｔ＝８０ΔＴになると，溝の底部への入射波の一部が底面で反射され，一部は溝の後側の上部方向に回折する状況が見られる。また，溝の後側の近接部分では，回折波と溝の上端の変形によるための転化波と思われる波動との複合現象が観測される。

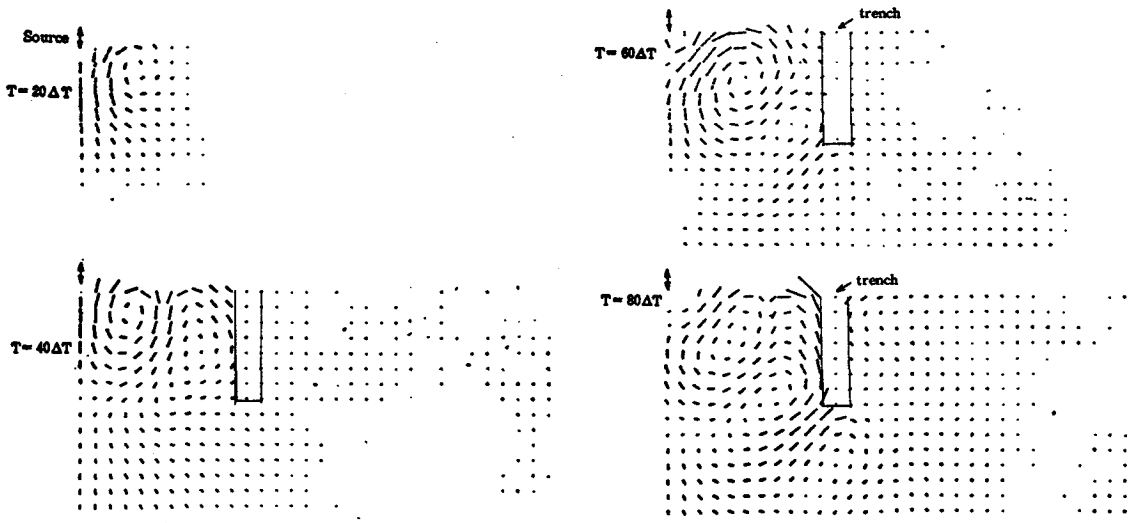


図７．５０　変位成分の伝播状況

（ｄ）　質点の運動軌跡

図７．５１は，媒体内の各質点の運動軌跡を模式的に描いたものである。溝なしの半無限媒体の自由表面上では，波の進行方向に逆回転し楕円形の軌跡を描いているので，レイリー型の表面波の伝播に相当するものと考えられる。この図より，溝前面の隅角部での変形が著しく大きくなること，溝の底部を波動が通過する時に発生される転化波と進行波との重複作用のために，運動軌跡の回転方向が複雑に変化することが理解される。

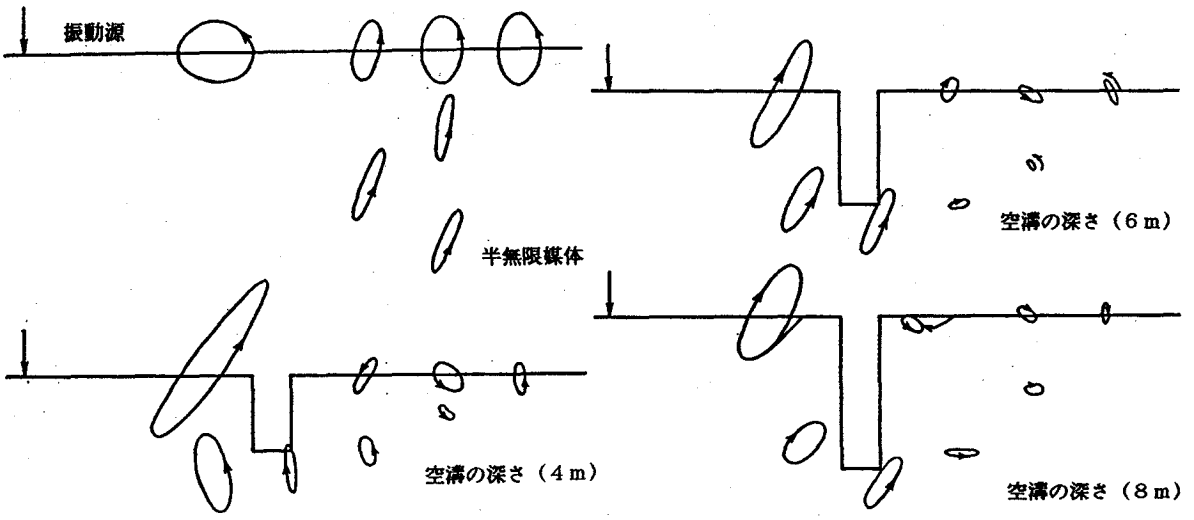


図７．５１　質点の運動軌跡

（ｅ）　深さ方向の振動分布

図７．５２及び図７．５３は，溝のない場合と溝のある場合との各点における最大変位（絶対値）の振幅比を求め，深さ方向における分布を示したものである。図７．５２は鉛直成分の溝背後の距離５ｍにおける結果を，図７．５３は同じく距離１０ｍにおける結果を示している。ここでは代表例として，溝深さ２ｍ，６ｍ及び１２ｍの結果を示した。

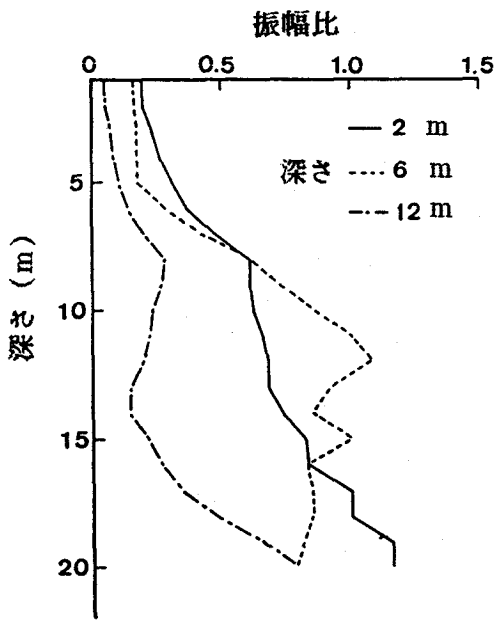


図７．５２　深さ方向の振動分布（１）
（鉛直成分）

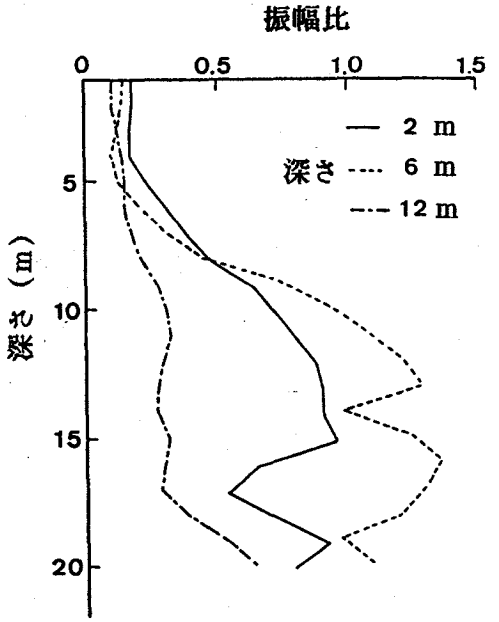


図７．５３　深さ方向の振動分布（２）
（鉛直成分）

溝深さが大きくなるほど振幅比は減少し，溝底部より深い位置では急激に振幅比が増大する傾向にある。溝からの距離で比較すると，深さ６ｍまでは距離１０ｍの方が距離５ｍのものより大きい振幅比の分布を示しているが，これ以上の溝深さでは両者の相違がほとんど見られない。

図７.５４及び図７.５５は，同様に水平成分の振幅比分布を示したものである。振幅比は深さ１ｍで急に大きくなり，さらに深さ１０ｍ付近で急増している。前者は，溝端部の変形により増大したものと考えられる。当然のことながら，溝に近い位置の方が，振幅比の極大値が大きくなっている。数値計算では溝周辺部の拘束条件を考慮していないが，水平成分の振幅増加については，溝のない場合に比較して最大で５倍程度にもなることが特徴である。

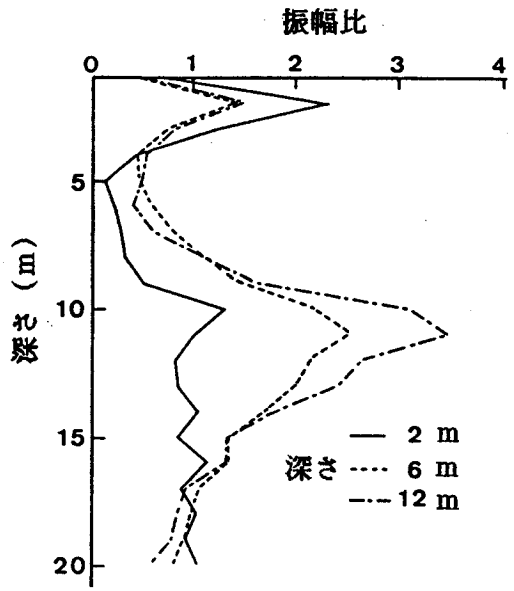


図７．５４　深さ方向の振動分布（１）（水平成分）

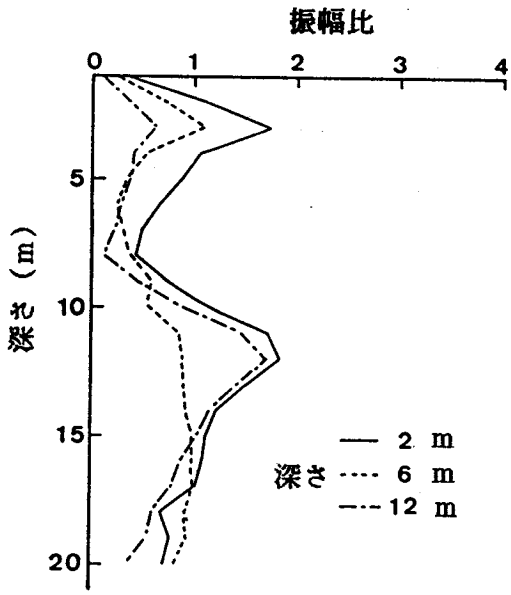


図７．５５　深さ方向の振動分布（２）（水平成分）

図７．５６及び図７．５７は，振動の遮断効果を検討するために，溝のない場合と溝のある場合について，同一位置の鉛直成分の最大振幅の比を求め，この値を振動遮断比として，その地中部の分布形状を描いたものである。空溝や地中壁による振動遮断効果は，振動源の特性，地盤条件，遮蔽物の設定条件などによって変化することが知られている。従って，適当な範囲に分割して遮断遮断効果を説明する方が有効と思われる。ここでは，振幅比を０．２５の幅に分けて検討した。その結果の代表例として，溝深さ２ｍと１２ｍのものを示した。溝深さ２ｍでは，半波長（溝背後からの水平距離5 m)付近から１波長半までの距

離において，振幅比が０．２５以下になっており，溝による振動遮断効果が顕著である。振動遮断効果は，溝深さが大きくなるにつれて低下しており，１０ｍ以深ではほとんど影響がなくなっている。溝周辺の加振点側は振幅比が１以上に増加しており，これは溝側壁からの反射波の影響と考えられる。振幅比の分布形状は，溝深さに伴って右下がりの傾向を示している。一方，溝深さ１２ｍの結果では，上述のような右下がりの傾向は余り明らかでない。振幅比０．２５以下の領域は，溝背後の２波長程度の距離まで分布している。振幅比０．２５～０．５０の領域が０．２５以下の領域に回り込む現象が見られるが，これは溝底部の回折波の影響によるものと考えられる。いずれについても，加振点と溝底部を結んだ領域を考えると，この線より上側の領域が最大の遮断遮断効果を生じている。

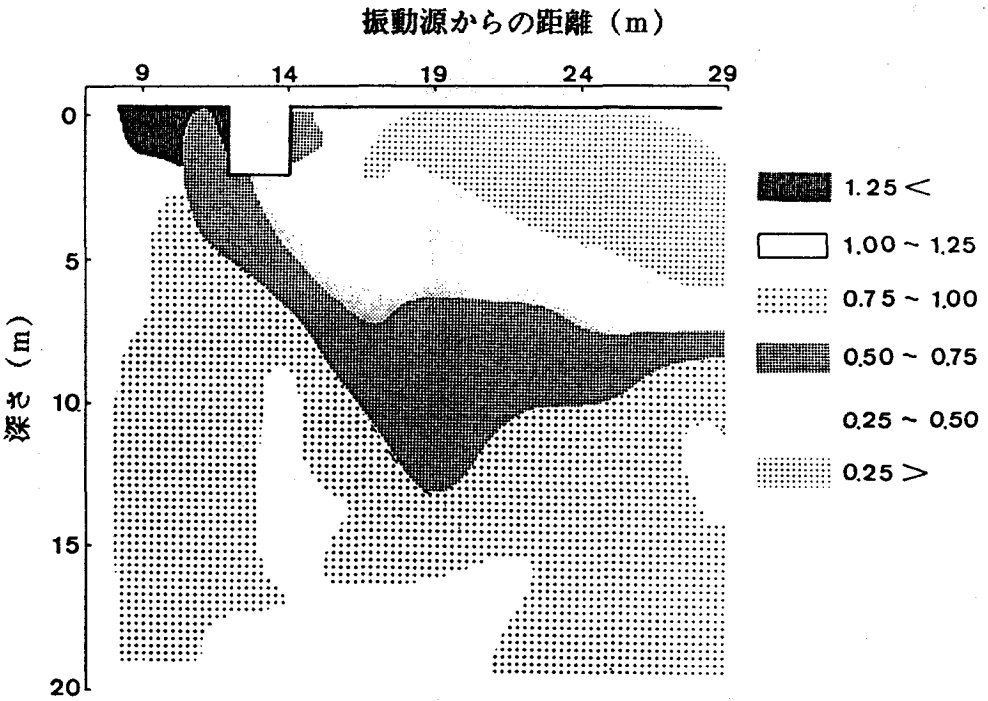


図７．５６　振動遮断比の地中分布（１）

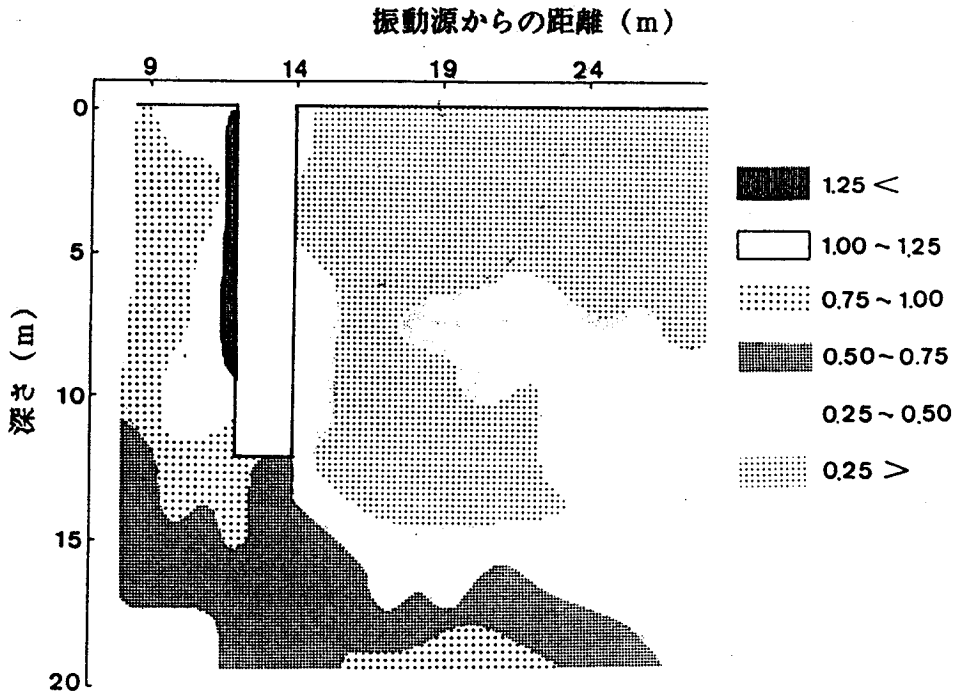


図７．５７　振動遮断比の地中分布（２）

（ｆ）　空溝による振動遮断効果の比較

図７．５８は，空溝による振動遮断効果について，本計算結果を既往の研究事例と比較したものである。一般に，人工的振動源による振動問題は，上下方向の振動程度が水平方向より大きい事例が多い。従って，ここでは上下方向の振動遮断効果に関して考察した。

図中の鈴木・石垣の研究[12]及び国鉄（J.N.R.R.として示す）の研究[13]は，室内の模型実験による結果であり，佐々木の研究[14]は，現場での土工用車両の走行実験による結果である。一方，大保[15]の研究結果は，著者等と同様の計算手法による結果である。Dolling[16]の研究では，この問題を有限要素法によって検討している。

このように各研究成果は実験条件（模型実験と現場実験，振動源が衝撃的と定常的，溝の寸法 及び 設置位置）や計算条件が種々に相違しており，振動遮断効果の評価方法にも相違点がある。しかしながら，空溝による振動遮断効果を相対的に比較するためには有効と考えられる。

全体的な振動遮断効果の傾向を比較すると，２つのグループに分類される。すなわち，第１グループの鈴木，石垣と佐々木による実験結果は，大保による計算結果と比較的良く一致している。また，第２グループの国鉄の実験結果とDollingによる計算結果も良い一致を見ている。著者等の計算結果は，空溝に近い半波長以下の領域と空溝背後の全体的領域における振幅比の平均値で示した。これによると，$\beta = 0.6$以上では国鉄とDolling

の結果に比較的良く一致しているが，$\beta = 0.6$以下では少しく相違が生じている。$\beta = 0.7$以上では上述の両グループの相違も非常に大きくなっている。著者等の計算条件では，溝周辺の拘束条件を完全自由としていること，媒体内での粘性による減衰を考慮していないこと等の理由により，$\beta < 0.5$の場合の相違が特に大きくなったものと考えられよう。さらには，各研究の対象としている発生波動の性質と媒体の波長が大幅に違うので，溝深さと波長との比をとって無次元化しても，全ての結果を同一に比較することには一定の限界があると考えられる。

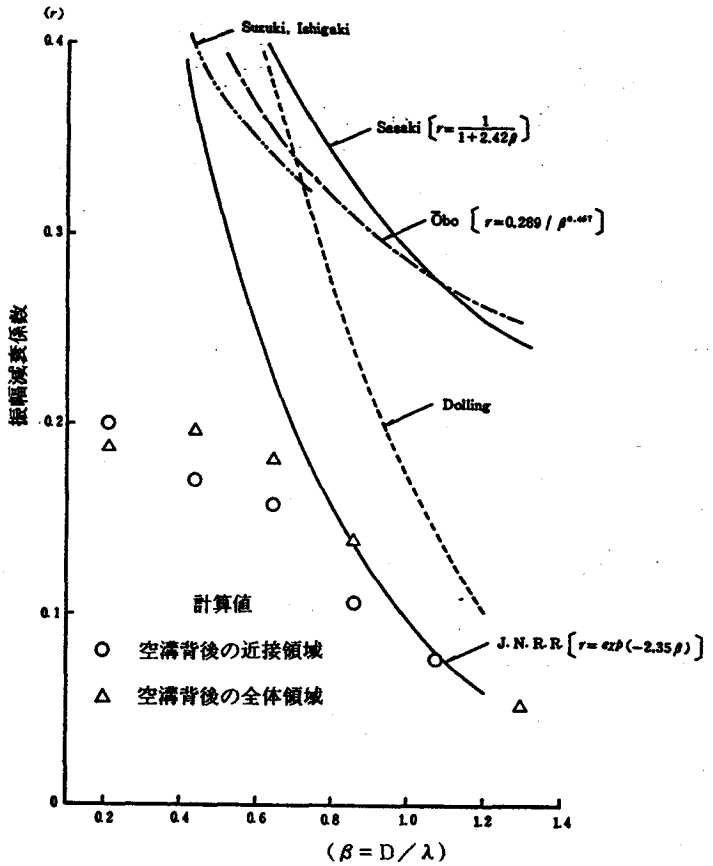


図７．５８　空溝による振動遮断効果の比較

7．1．5　まとめ

本項では，振動の伝播経路における振動の軽減対策法として，空溝による対策法を取り挙げた。すなわち，格子状のゴムモデル及び硬質ゴム板を模型地盤として利用し，空溝に関する室内実験を行うとともに，原地盤に実物大の空溝を施工して現地振動実験を行った。これらの実験結果から，空溝による振動軽減効果について検討するとともに，差分法を応用した質点モデル法による数値計算から，振動軽減効果の定量的評価を試みた。これらの検討より，本手法によって空溝による地盤振動軽減効果の十分な評価が可能であることが判明した。得られた主要な結論を要約すれば，以下の通りである。

(1)溝深さと波長との比(D/λ)が大きいほど振動軽減効果が大きくなる現象は，室内模型実験並びに現地振動実験の両方で確認された。

(2)振動軽減効果とD/λとの関係について，D/λ＝０．１～０．４の領域では，模型実験結果による振動軽減量は，既往の研究成果と対応することが知られた。

(3)溝による回折減衰量は，キルヒホッフによる光の回折減衰に関する理論値を－６ｄＢ補正した半無限空間に相当する理論曲線に±２ｄＢの範囲で一致する。また，全体としての回折減衰量は，３～７ｄＢである。

(4)ゴム模型地盤を伝播する波動の性質は，レイリー型の表面波であることが知られた。

(5)空溝による振動軽減量は，加振位置，加振振動数及び測定位置などによって複雑に相違する。現地振動実験結果から，空溝による振動軽減量を全体的に判定すると，地表では１０ｄＢ程度，地中では１１～１６ｄＢ程度である。

(6)質点モデル法による数値計算結果から求めた振動低減量は，現地振動実験による振動低減量と定量的に一致した。従って，空溝による振動軽減量の評価が質点モデル法によって可能であることが知られた。

7．2　地中防振壁による振動軽減対策

7．1で述べたように，振動伝播を遮断するために空溝は有効な対策法である。しかし，土圧や地下湧水の関係で，完全な空溝のままで長期間維持することは極めて困難である。従って，地中防振壁を設ける方法が考えられてきた。後述するように，この地中防振壁の材料としては，地盤よりも固有音響インピーダンスのはるかに小さい合成樹脂発泡剤のようなものを用いた方が有利である。しかし，このような材料は強度が不足するために，土圧に抵抗するための何等かの方法を講じなければならない。このために，地中壁の材料をコンクリートのような硬質材料と合成樹脂発泡剤のような軟質材料を組合せた複合壁とする方法が考えられてきた。

本項では，地中防振壁による振動軽減対策に関して，室内模型による振動実験及び現地振動実験からその有効性を示すとともに，振動低減量の評価法について論ずる。

7．2．1　模型実験による振動軽減対策

(1)　土槽による模型実験

(a)　模型地盤

高さ80cm,幅78cm,長さ220cmのコンクリートブロック製の土槽内に発泡ゴムを張り付け，この中に砂と小麦粉(2%)と灯油(5%)を混合した材料を投入して一様に突き固め，模型地盤を作製した。この表面に圧電型加速度計を設置して，重錘落下によって発生させた波動の距離による減衰を測定した。

(b)　表面上の距離減衰

地盤（無対策の状態）そのもの，各種深さの空溝，地中防振壁としてコンクリート板，木板，発泡スチロール板，ポリウレタン板等について，表面上の加速度振幅の最大値についての距離減衰を測定した結果が図7．59である。これから分かるように，コンクリート板は振動遮断効果がなく，木板，発泡スチロール板は空溝と同程度

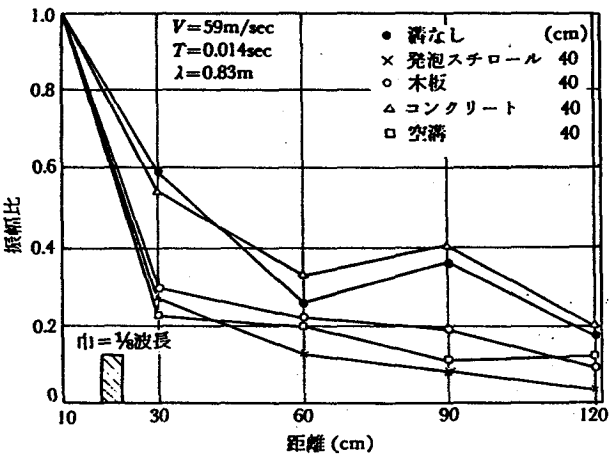


図7．59　各種材料の振動減衰

の振動遮断効果を持つことが知られる。

（2）　ウレタンフォーム塊による模型実験

（a）　模型地盤

模型地盤として，高さ102.5cm,幅60cm,長さ209.5cmのウレタンフォーム塊を使用した。この地盤中の加振点より60cmの位置に幅10cm，深さ30cmの発泡スチロール製の地中壁を設けた。加振点に20～70Hzの正弦波を与えて，この壁による振動軽減効果を調べた。この場合の地盤と地中壁の固有音響インピーダンス比αは4.1である。

（b）　振動遮断効果

地中壁に関して，加振点と反対側の加振点よりの各距離ごとにH/λ，W/λと振幅比との関係を図７．６０に示した。この図によると，H/λが１に近づくと当然のことながら急速に減衰効果が著しくなる。地中壁の場合には，透過波と回折波について考えなければならない。そこで，図７．６１はこの実測値に関して，透過波と回折波を合成した計算値を示したものである。ただし，この場合の相対振幅比は，加振点より7cmの位置の振幅を１として計算したものである。傾向的には，実測値は透過波と回折波を合成した計算値に良く一致していると言えよう。

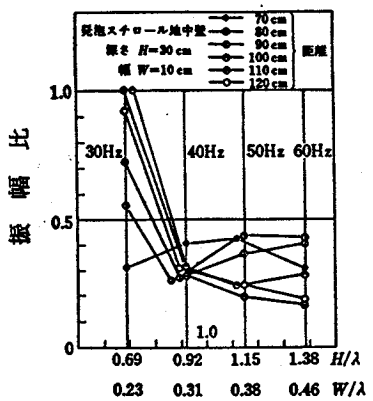


図７．６０　地中壁の振動減衰効果

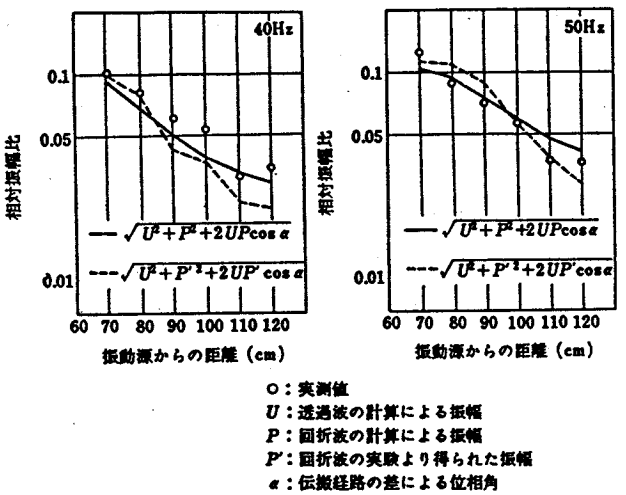


図７．６１　地中壁の振動減衰効果の計算値と実測値の比較

7．2．2　地中防振壁による現地振動実験[17)]

本項では，鉄軌道による地盤振動の軽減対策法に着目して，地中防振壁による現地振動実験を実地した。すなわち，鉄軌道の素地区間を想定し，軌道近傍に発泡スチロール製の地中防振壁を実施工した。地表及び地中の多くの地点における振動観測を行って，この地中防振壁による振動軽減効果について考察した。

（1）　実験概要

（a）　実験場所及び地中防振壁の断面図

実験場所は，6．2．4で述べたものと同一である。すなわち，営業線の素地区間と同等の軌道構造である近鉄西大寺検車区構内の車庫線軌道である。

軌道構造は，レールは50N，枕木は継目部のみが大盤木枕木で，他はPC枕木である。砕石バラスト厚は，枕木直下において23～25cmである。図7．62の地中防振壁の断面図に示すように，レール継目を中心として前後4m，計8mにわたり，

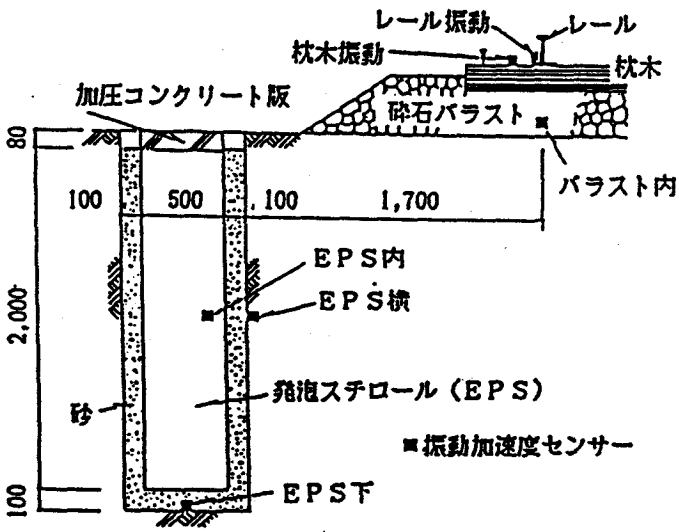


図7．62　測定機器の配置と実験モデルの断面

幅50cm，深さ2mの発泡スチロール（以下EPSと呼ぶ）製の地中防振壁を施工した。EPSの上部には保護のために加圧コンクリート版を敷設した。使用したEPSの仕様は，単位体積重量20kgf/m^3，圧縮強度1．1kgf/cm^{2}以上の型内発泡法による標準製品である。

（b）　計測方法及び加振源

振動の計測は，地中防振壁の施工前後に同一条件で実施し，両者の計測結果を比較することにより，地盤振動の軽減効果を検討した。計測点は，図7．62中に示したレール，枕木，バラスト内部，EPS横，EPS内部及びEPS下部と，線路からの距離2．5m，3．6m，4．5m，5．6m，6．1m，8．4m，14．55m，20m，28．15m及び36mの位置での地表及び3．6m，6．1m，14．55m及び28．15mの位置での地中（深さ1．5m及び3．0m）であり，各点の上下方向の振動加速度を計

測した。同時に，地表の振動加速度レベルについても計測している。

加振源は，２両編成の試験列車（M車:車重約４１ｔｆ，T車:約車重３６ｔｆ）で，列車速度は実験場所の制約から１０，２０，３０km/hの３種類とした。これに加えて，レール上に不平衡マス型の加振機を取り付けて定常状態の加振実験も行った。

７．２．３　地中防振壁による現地振動実験の結果及び考察

（1）　深さ方向の振動加速度及び振動加速度レベル

（a）　軌道及び軌道直下の振動加速度波形

図７．６３は，列車走行時のレール，枕木，バラスト内部，ＥＰＳ横，ＥＰＳ内部及びＥＰＳ下部における加速度記録波形を示している。先頭車両の第一車輪がレール継目部を通過する時に発生する最大パルスの振動数は１００～１１０Ｈｚでほぼ一定であり，この振動数はバラストからＥＰＳを介して土中まで伝達されている。

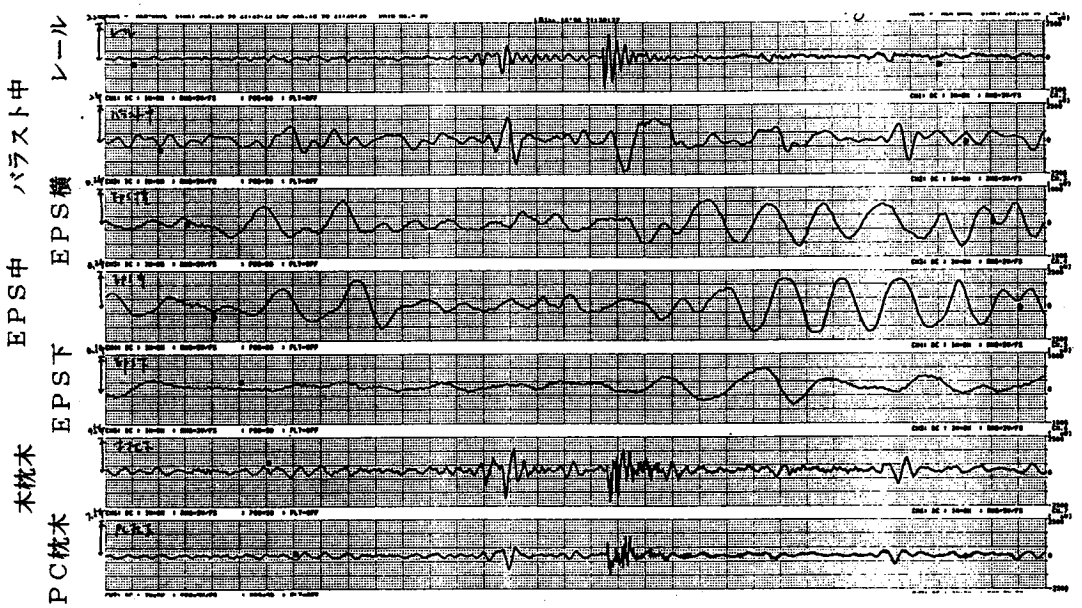


図７．６３　列車走行時の加速度波形記録

（b）　軌道直下の振動加速度及び振動加速度比の分布

図７．６４は，軌道直下に埋設した小型加速度計による測定結果から，深さ方向の振動加速度分布を示したものである。なお，縦軸の深さは，バラスト内部の加速度計から各々の加速度計までの斜距離で示してある。バラスト中の振動加速度の大きさは，列車速度とともに単調増加しているが，列車速度１０km/hと２０km/h及び３０km/hとの振動加速度値

の差が大きい特徴がある。ＥＰＳ横，ＥＰＳ中及び土中では，ＥＰＳによって波動エネルギーが著しく減衰されるために，前者とは相違して列車速度による振動加速度の変動幅がごく僅かである。表７．１には，バラストと軌道直下の各位置での振動加速度と加速度比を示した。

一方，図７．６５は，バラストと軌道直下の各位置での振動加速度比の分布を，列車走行実験と加振機実験の結果で比較したものである。これらによれば，ＥＰＳ横における振動加速度比の相違が，両者でかなり異なっている。この理由としては，列車走行実験が車輪を加振源とする点振源的伝播特性を示すのに対して，加振機実験ではレール上の加振となるので，線振源的伝播特性を呈するために，地中での減衰が小さくなるものと考えられる。

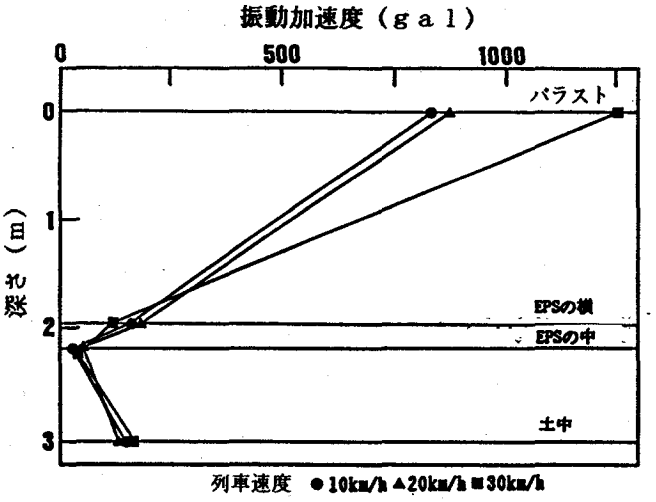


図７．６４　深さ方向の振動加速度分布

表７．１　バラスト中の加速度値との比
（列車走行・地中）

測定位置	データの区別	列車速度(km/h)		
		10	20	30
EPSの横	加速度（gal）	166	180	121
	加速度比	0.200	0.205	0.0962
EPSの中	加速度（gal）	31.4	42.3	47.8
	加速度比	0.0378	0.0482	0.0381
土中	加速度（gal）	157	136	157
	加速度比	0.189	0.155	0.125
バラスト中	加速度（gal）	831	878	1254

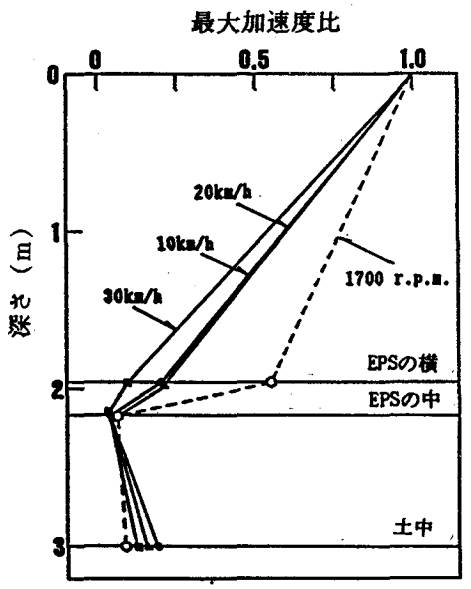


図７．６５　軌道直下の振動加速度比の分布

（ｃ）　ＥＰＳ壁前後の振動加速度

図７．６６は，ＥＰＳ壁前後の各位置における振動加速度の深さ方向の分布を，列車走行実験に関して示したものである。図中に実線で示したデータは，ＥＰＳ中及びＥＰＳ直下の土中に埋設した小型加速度計による測定データであり，点線で示したデータは，測定

側の軌道中央から距離３．６ｍでの地中地震計による測定データである。これらの結果を表にまとめたものが表７．２及び表７．３である。表７．２は地表における振動加速度の比較を，表７．３は地中のＥＰＳ壁前後の各位置における振動加速度の比較を示している。これらのことより，対策前後の加速度比をｄＢ換算した振動低減量は，ＥＰＳ横とＥＰＳ壁背後の深さ－１．５ｍ間で－６～－１６ｄＢ，土中とＥＰＳ壁背後の深さ－３．０ｍ間では，－１４～－１７ｄＢである。また，ＥＰＳ中とＥＰＳ横間では－８～－１５ｄＢである。同様に，加振機実験に関してまとめたものが，図７．６７及び　表７．４である。振動低減量は，地表で－７～－８ｄＢ，地中では－７～－２１ｄＢであり，ＥＰＳ中とＥＰＳ横間では，－２２～－２３ｄＢと著しく大きくなっている。

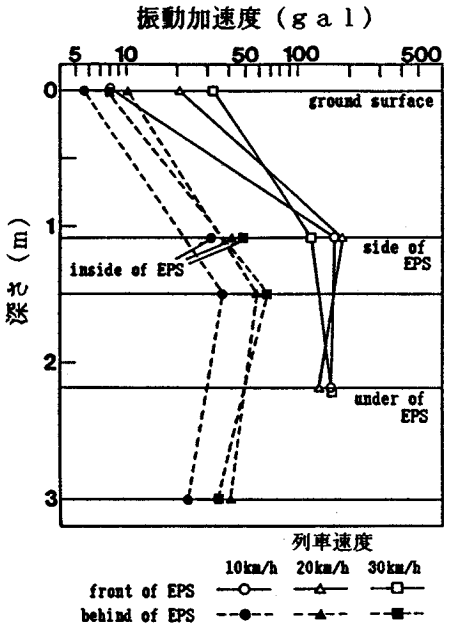


図７．６６　ＥＰＳ施工前後の深さ方向の振動加速度（列車走行）

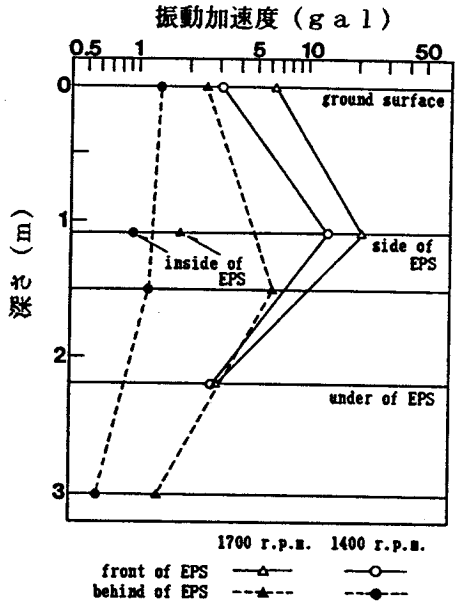


図７．６７　ＥＰＳ施工前後の深さ方向の振動加速度（加振機）

表７．２　地中壁前後の加速度値の比較（列車走行・地表）

列車速度(km/h)	加速度値(gal)		加速度比
	1　EPSの前	2　EPSの後	2/1
10	7.97	5.60	0.703
20	20.75	10.13	0.488
30	32.32	7.99	0.247

表７．３　地中の対策前後の加速度比

列車速度(km/h)	対策前後の比較		対策後の比較		
	-1.5m	-3.0m	-1.5m/EPS横	-3.0m/土中	EPS中/EPS横
10	2.687	——	0.0829	0.201	0.189
20	1.292	1.501	0.247	0.201	0.235
30	1.368	1.568	0.404	0.143	0.396

(注)-1.5m,-3.0mのデータは、距離3.0mのデータである.

表７．４　加速度値と対策前後の加速度値の比較（加振機）

測定位置		r.p.m.→	加速度（gal）		加速度比		備考　注(1)
			1400	1700	1400	1700	
地表	1	EPSの後部 (3.6m)	1.341	2.417	0.438	0.392	1/2
	2	EPSの前部	3.060	6.167			
地中	3	EPSの後部 (-1.5m)	1.142	6.231	0.0865	0.288	3/5
	4	深さ (-3.0m)	0.587	1.321	0.217	0.468	4/7
	5	EPSの横	13.2	21.6	——	——	——
	6	EPSの中	0.94	1.76	0.0712	0.0815	6/5
	7	土中	2.71	2.82	——	——	——
	8	バラスト中	33.3	44.3	——	——	——

注(1)加速度比は項目番号の加速度の比である.

（ｄ）　軌道直下方向の振動加速度レベル分布

図７．６８は，ＡＰ（オールパス）値と５Ｈｚ，２０Ｈｚ及び８０Ｈｚを，それぞれ低域，中域及び高域の代表振動数として，軌道直下方向の振動加速度レベル分布を示したものである。ＡＰ値の減衰量は，バラスト－ＥＰＳ横間では－１４．８ｄＢ，ＥＰＳ－土中間では－１５．７ｄＢである。これらの数値は，それぞれバラスト－ＥＰＳ横間での５Ｈｚの減衰量－１３．８ｄＢ，ＥＰＳ－土中間での８０Ｈｚの減衰量－１９．０ｄＢにほぼ近い結果となっている。このことより，ＡＰ値の減衰効果には，バラスト－ＥＰＳ横間では低域の振動数が，ＥＰＳ－土中間では高域の振動数の影響が大きいことが分かる。これらに対して，ＥＰＳ横－ＥＰＳ中間では，ＡＰ値が３．３ｄＢ増幅されており，この数値は８０Ｈｚの増幅量２．８ｄＢにほぼ一致する。

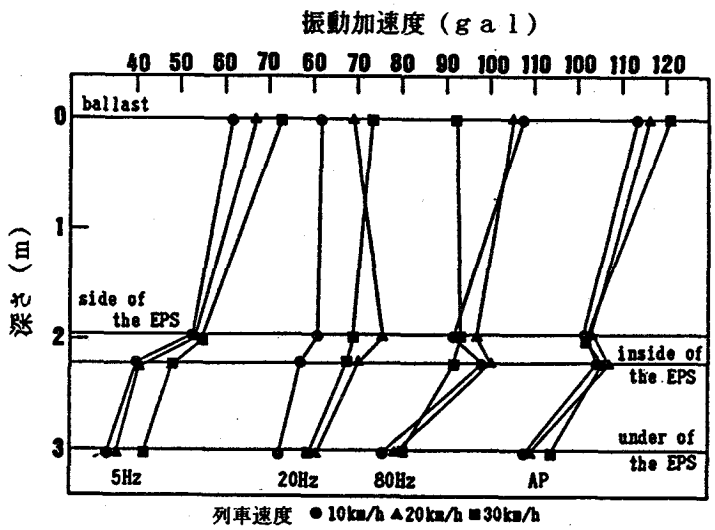


図７．６８ 軌道直下方向の振動加速度レベル分布

（２） 地表における振動加速度及び振動加速度レベル（ＶＡＬ）の距離減衰

（ａ） 列車走行実験による結果

１） 振動加速度及び振動加速度レベルの距離減衰

図７．６９は，ＥＰＳ壁施工前後の地表の振動加速度に関して，レール継目部において軌道直角方向に設定した測線での距離減衰を比較したものである。同様に，図７．７０は，振動加速度レベルの距離減衰を比較したものである。対策前後の振動低減量の比較を表７．５に示した。

無対策部の距離３６ｍまでの距離減衰の傾向は，－１２ｄＢ/２ｄ（ｄ:測定側のレール中央からの距離）の直線で近似される。このことは，レール継目部を点振源とした実体波の距離減衰特性を意味している。データの平均値で検討すると，距離３．６～６．１ｍまでの振動低減効果が大きく，振動低減量は－４～－６ｄＢである。距離３．６～６．１ｍ以降は，ＥＰＳ壁施工部区間から外れている隣接継目部から発生する振動の影響を受けて，振動低減効果が低下している。

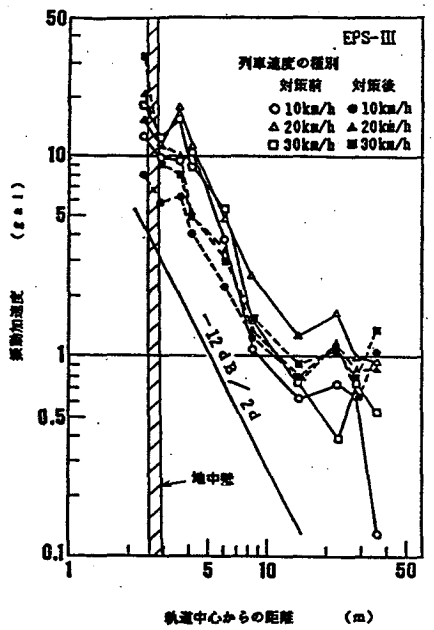


図7．69　振動加速度の距離減衰

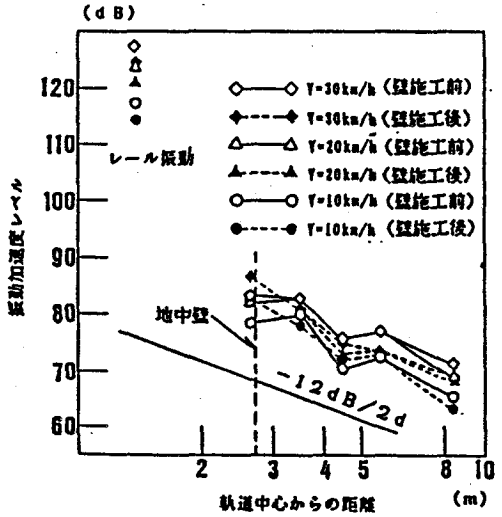


図7．70　振動加速度レベルの距離減衰

表7．5　加速度値と対策前後の加速度値の比較（列車走行・地表）

列車速度(km/h)とデータの区別		測定側のレール中心よりの距離									
		2.4m	2.9m	3.6m	4.2m	6.1m	8.45m	14.55m	22.35m	28.05m	35.95m
10km/h	対策前	12.91	9.92	9.39	10.38	3.86	1.08	0.62	0.73	0.64	0.13
	対策後		5.78	5.60	3.95	2.32	1.22	0.79	1.11	0.64	1.04
	加速度比	0.617	0.583	0.596	0.381	0.601			1.521		
	低減量(dB)	-4.19	-4.69	-4.50	-8.40	-4.42	1.06	2.10	3.64	0	18.1
20km/h	対策前	15.43	11.69	17.99	11.29	4.77	2.51	1.26		0.99	0.95
	対策後	20.75	11.35	10.13	6.09	3.35	1.32	0.80	1.14	0.87	0.88
	加速度比	1.345	0.971	0.563	0.539	0.702	0.526	0.635	0.687	0.879	0.926
	低減量(dB)	2.57	-0.23	-5.02	-5.37	-3.07	-5.58	-3.94	-3.26	-1.12	-0.67
30km/h	対策前	18.38	12.27	15.63	8.94	5.41	1.51	0.75	0.39		
	対策後	32.32	9.00	7.99	4.98	3.03	1.55	0.91	1.07		1.35
	加速度比	1.758	0.733	0.511	0.557	0.560	1.026	1.213	2.744		2.547
	低減量(dB)	4.90	-2.71	-5.81	-5.08	-5.04	0.22	1.68	8.77	0.34	8.12

2）　1／3オクターブバンド中心振動数ごとの振動加速度レベルの距離減衰

図7．71は，地表での1／3オクターブバンド中心振動数ごとの振動加速度レベルの距離減衰を，ＥＰＳ壁施工前後で比較したものである。ＡＰ値で比較すると，測定側のレール中央からの距離６ｍまでには，ＥＰＳ地中壁による振動低減効果が見られる。中心振動数ごとの振動加速度レベルの距離減衰を吟味すると，５０～６３Ｈｚから１００Ｈｚの振動数領域では，距離３．６ｍ以遠で明瞭な振動低減効果が存在する。一方，５０Ｈｚ以下の振動数領域では，対策後のレベルが対策前より大きくなっている。

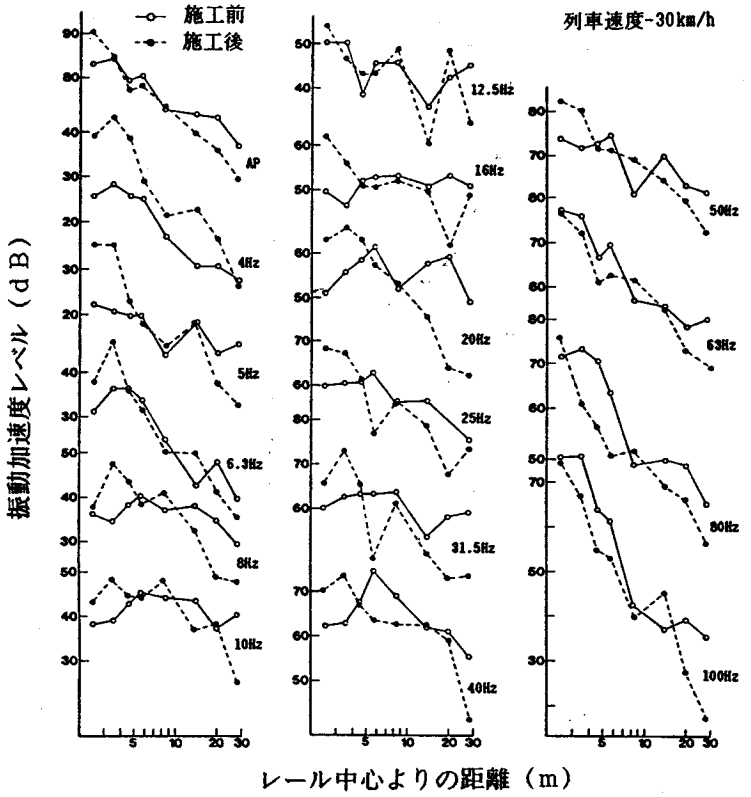


図7．71　1／3オクターブバンド周波数ごとの距離減衰

（b）　加振機実験による結果

1）　振動加速度及び振動加速度レベルの距離減衰

図7．72は，上述と同様の測線におけるＥＰＳ壁施工前後の振動加速度の距離減衰を，また，図7．73は，振動加速度レベルの距離減衰をそれぞれ比較したものである。振動加速度比をデシベル換算した振動低減量は，距離6．1ｍまでは－３ｄＢ程度であるが，距離6．1m以降では，－１０～１５ｄＢと著しく大きい。無対策部の距離減衰傾向は，－３ｄＢ/２ｄ（ｄ:測定側のレール中央からの距離）の表面波の距離減衰特性を示す直線で近似される。これに対してＥＰＳ壁施工後は，ＥＰＳの内部減衰効果のために前者より

も減衰勾配がかなり大きくなる。一方，ＥＰＳ壁施工部は，前者よりも減衰勾配がやや小さい。

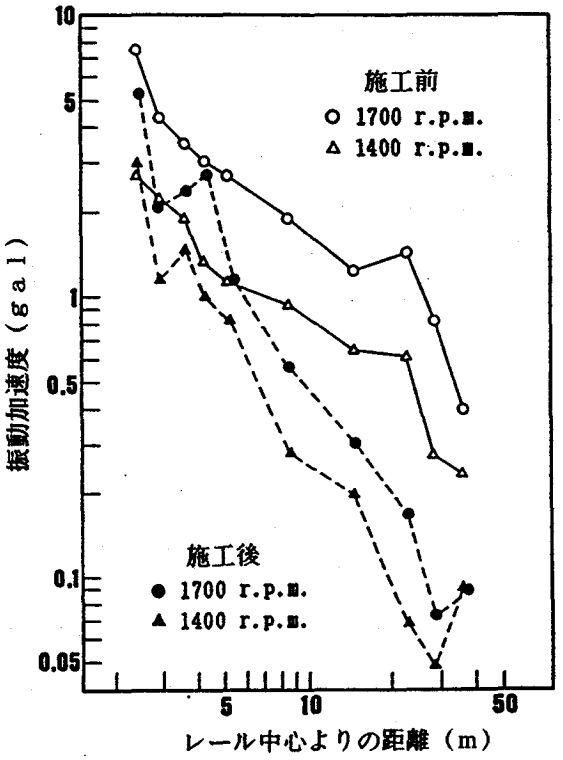


図７．７２　ＥＰＳ施工前後の振動加速度の距離減衰

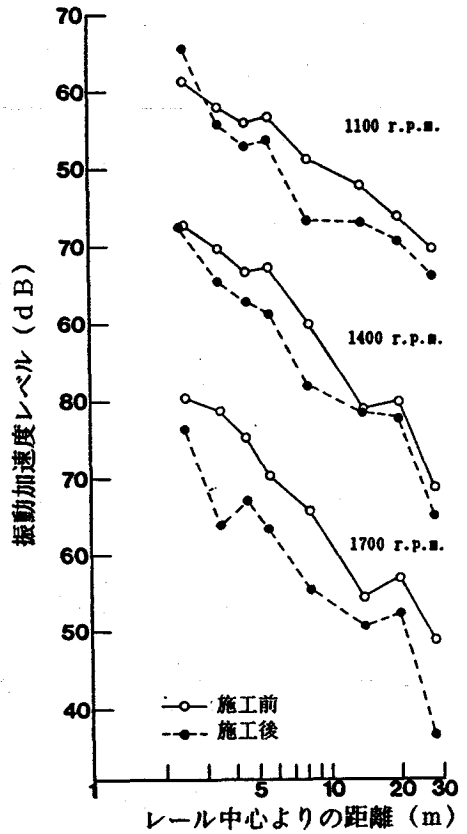


図７．７３　ＥＰＳ施工前後の振動加速度レベルの距離減衰

（３）　沿道地盤における地中の振動加速度

（ａ）　列車走行実験による地中の振動加速度

地中地震計を用いて，沿道地盤の軌道中心よりの距離３．６ｍ，６．１ｍ，１４．５５ｍ及び２８．１５ｍに設けた孔中の深さ１．５ｍと３．０ｍにおける振動加速度を測定した。図７．７４は，列車速度２０km/hのデータから，ＥＰＳ壁施工前後の沿道地盤地中の振動加速度を比較したものである。また，

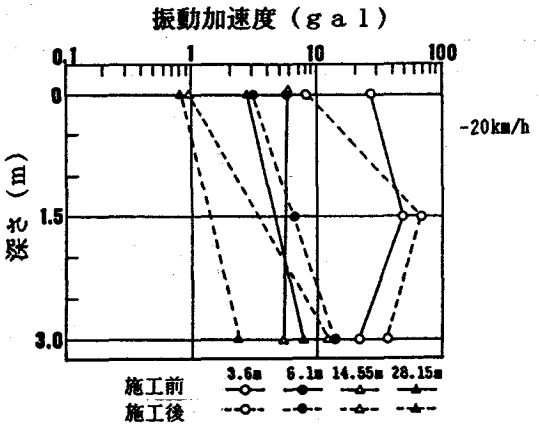


図７．７４　沿道地盤中の振動加速度（列車走行）

表７．６には，距離３．６ｍにおけるＥＰＳ壁施工前後の沿道地盤地中の振動加速度を示した。距離３．６ｍの地中では，ＥＰＳ壁施工後の振動加速度は，施工前の１．３～２．７倍に増幅されている。これは，列車通過後にＥＰＳ壁が後揺れすることの影響と考えられる。また，ＥＰＳ壁の有無に係わらず，地表よりも地中の振動加速度の方が大きい。

表７．６ 対策前後の加速度値の比較（列車走行・地中）

列車速度(km/h)	対策後(-1.5m)	対策後(-3.0m)	対策前(-1.5m)	対策前(-3.0m)
10	37.03	——	13.78	31.57
20	57.46	41.24	44.47	27.48
30	66.77	35.12	48.82	22.40

（ｂ） 加振機実験による地中の振動加速度

図７．７５は，加振機による実験(回転数1400r.p.m.)に関して，地中地震計を用いて測定した結果から，ＥＰＳ壁施工前後の地表及び地中(深さ-3.0m)の振動加速度の距離減衰を示したものである。地中での距離減衰の傾向は，対策前後に共通して表面波の距離減衰の特徴である－３ｄＢ/２ｄの直線で近似される。地中の距離３．６～１４．５５ｍでの振動低減効果は，－６～－１６ｄＢ程度である。

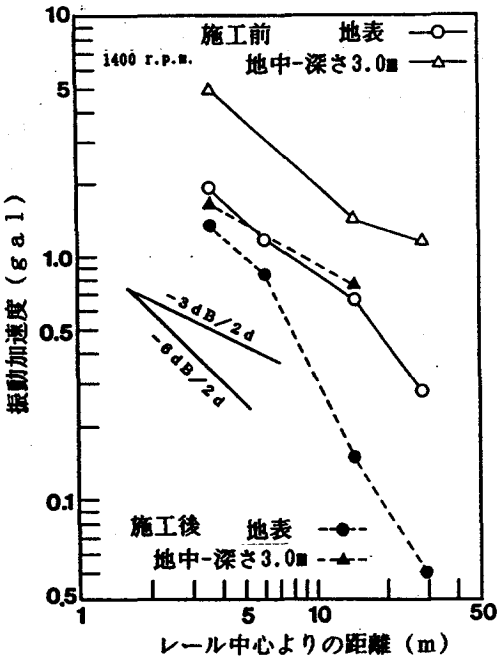


図７．７５ 沿道地盤中の振動加速度（加振機）

（４） 列車走行実験による振動加速度スペクトル

（ａ） 地表の振動加速度スペクトル

図７．７６は，距離４．６ｍにおけるＥＰＳ壁施工前後の１／３オクターブバンドスペクトルを示している。軌道に生ずる振動は相当に複雑であるが，沿道の地盤では高域の振動数が減衰し，スペクトルの最大ピ

動数が減衰し，スペクトルの最大ピークは４０～６３Ｈｚに生じている。これはばね下質量とレールの支持ばねに支配された成分と解釈される。振動低減効果の生じている振動数は６３Ｈｚ以上であり，このことは，上述７．２．３（２）（ａ）２）で示したことと同意の事柄である。

（ｂ）　軌道直下の振動加速度スペクトル

図７．７７は，軌道直下の各位置における１／３オクターブバンドスペクトルを，列車速度３０km/hを代表例として示したものである。スペクトルのピークは，バラスト中では８０Ｈｚ及び１２５～２５０Ｈｚに，ＥＰＳ中では６３～８０Ｈｚにある。ＥＰＳ横，土中でのスペクトルのピークは，いずれも６３Ｈｚに見られる。上述のように，ＥＰＳ壁による振動低減効果は，６３Ｈｚ以上での振動数領域で顕著である。

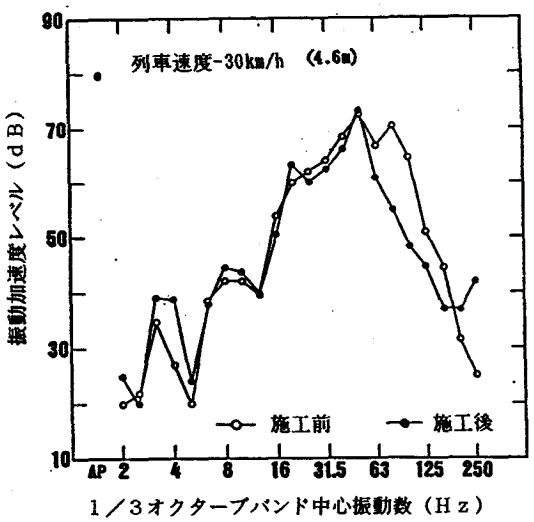


図７．７６　地表の振動加速度スペクトル

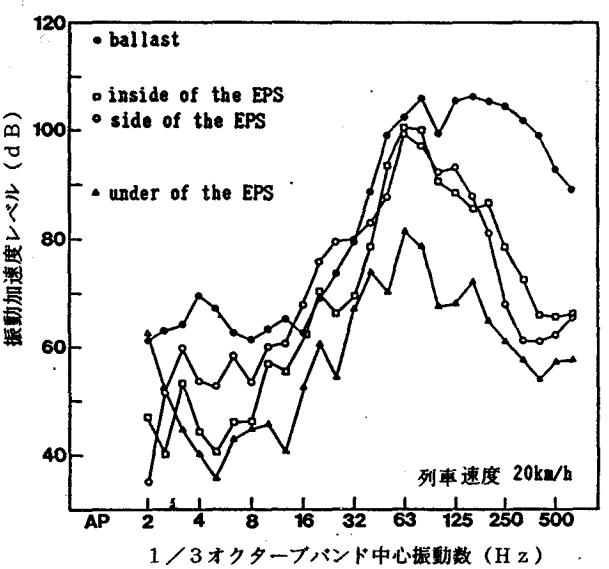


図７．７７　軌道直下の振動加速度スペクトル

（ｃ）　バラストを基準とした相対加速度スペクトル

図７．７８は，列車速度30km/hのデータに関して，バラストを基準としたＥＰＳ横，ＥＰＳ中及び土中との振動加速度レベル差を，１／３オクターブバンドの中心振動数ごとに求めて図示したものである。これより，ＥＰＳ横とＥＰＳ中においては，４０～１２５Ｈｚの振動数領域で，バラスト中よりも相対加速度レベルがやや大きくなる特徴がある。さらに，６３～５００Ｈｚの振動数領域での振動数の増加に伴う相対加速度レベルの低下傾

向は，－１２ｄＢ/２ｆの直線に近似している。

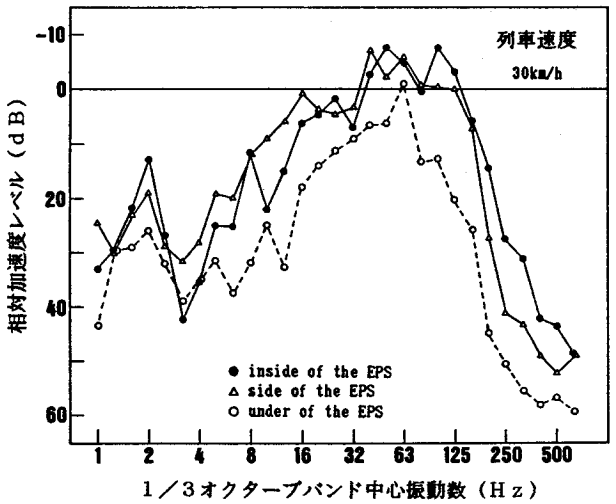


図７．７８　バラストを基準とした
相対加速度スペクトル

（５）　地中壁による振動低減量の距離変化

図７．７９は，ＥＰＳ地中壁による地表の振動低減量について，測定側レール中央からの距離変化を，列車走行実験について示したものである。振動低減量は，地中壁施工前後の加速度比を対数変換した値である。地中壁背後から２．５ｍまでの範囲での平均振動低減量は，－４～－６ｄＢである。列車速度２０Km/hのデータは傾向が大きく相違しているので除外して述べると，振動低減効果のある限界距離は，地中壁背後から５ｍまでであり，これは地中壁の深さ２ｍの２．５倍になる。５ｍ以遠の範囲では，対策後のレベルのほうが大きくなり，振動低減効果がない。当然ではあるが，地中壁の軌道側では，地中壁からの反射波の影響によって対策後のレベルの方が大きくなる。

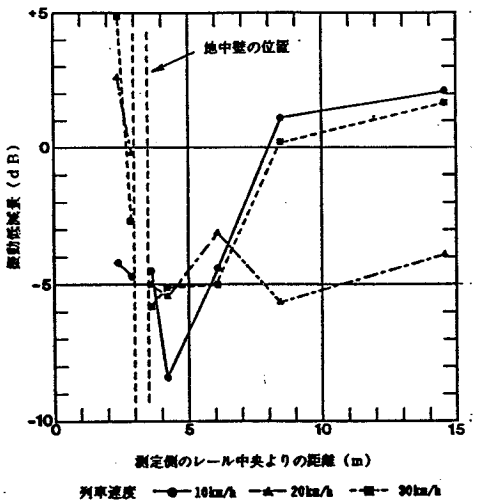


図７．７９　地中壁による振動低減量
の距離変化

7．2．4　地中防振壁による振動低減量の評価[18)]

（1）　波動透過理論による振動低減量の評価

いま，図7．80に示すように，密度ρ_1，速度V_1を有する地盤中に密度ρ_2，速度V_2で厚さWの地中壁があるものとすれば，図中の左側媒質Ⅰより変位振幅1で振動数f(Hz)の定常実体波が入射した時，地中壁の右側媒質Ⅱにおける変位振幅u_2は，次式で与えられる。

$$u_2=\frac{2\alpha}{\sqrt{(\alpha^2-1)^2\sin^2 2\pi H/\lambda_2+4\alpha^2}} \qquad (7.12)$$

ここに，$\alpha=\rho_1V_1/\rho_2V_2$，$\rho_1V_1$，$\rho_2V_2$：それぞれ地盤および地中壁の固有音響抵抗，$\lambda_2=V_2/f$：地中壁中の波長，$u_2$：地中壁を隔てた地盤の振幅，$u_0=1$：入射波振幅，$H$：地中壁の厚さ。

また，式(7.12)を書き直して，右側媒質における透過波と左側媒質よりの入射波の変位振幅を1とした時の振幅比で表し，インピーダンス比αを引数として振幅比と$2\pi W/\lambda$，またはWとの関係を示すと図7．81のようになる。この図によれば，αが1に近い時はほとんど透過し，αが1よりも小さくなるか大きくなるかによって振幅比が小さくなり，$W=\lambda/4$においてτが最小値を示すことが知られる。図7．82は，壁厚が波長の1/4及び1/8の時に，αを0.1～

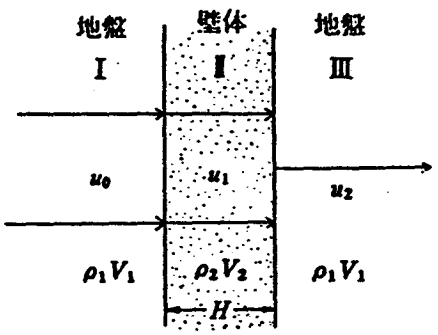


図7．80　波動透過の模式図

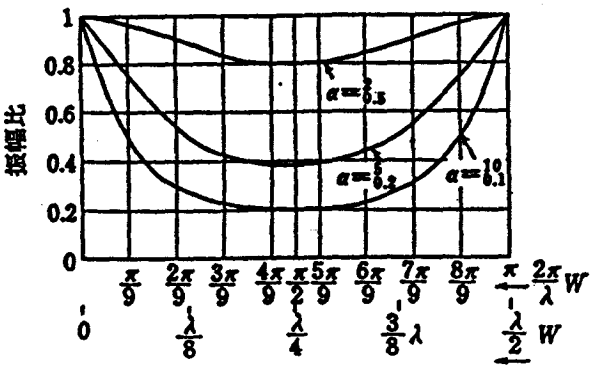


図7．81　地中壁の透過率

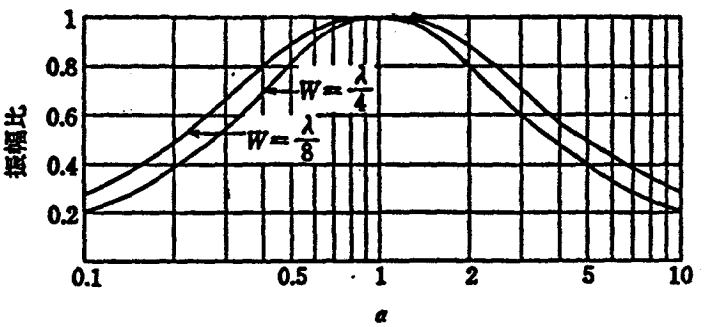


図7．82　1/4波長，1/8波長の時の透過率

10に変化させた場合の振幅比の変化を示している。表７．７は，式(7.12)によって，幾つかの壁厚に対する計算例を示した。この表中のＶの数字の大きい場合は，コンクリート壁などを想定した例で，非常に厚い壁が必要になることが知られる。また，Ｖの小さい場合は，合成樹脂発泡剤のようなものを想定したもので，壁厚が比較的薄くて良いことが知られる。

表７．７　インピーダンスの相違による壁厚計算例

振幅比		$\alpha=\frac{\rho_1 V_1}{\rho_2 V_2}$	ρ_1	ρ_2	V_1	V_2	$f=5$		$f=20$		$f=30$	
							λ	W	λ	W	λ	W
0.198	$\rho_1V_1<\rho_2V_2$	0.1	1.5	2.0	400	3 000	600	150	150	38	75	19
〃	$\rho_1V_1>\rho_2V_2$	10	1.5	0.5	400	120	24	6	6	1.5	3	0.75
0.385	$\rho_1V_1<\rho_2V_2$	0.2	1.5	1.5	400	2 000	400	100	100	25	50	12.5
〃	$\rho_1V_1>\rho_2V_2$	5	1.5	0.5	400	240	48	12	12	3	6	1.5

(注)　ρ_1,ρ_2: t/m³/980 cm/s², V_1,V_2:m/s, f:Hz, λ: m, W: m, $W=\lambda/4$ として計算

以下には，７．２．２で述べた実験結果を用い，波動透過理論によって振動低減量の評価が可能かどうかの検討を行なった。

図７．８３は，波動の伝播経路を土(Vs=50m/sec,100m/sec)－ＥＰＳ(Vs=340m/sec)－土の３層モデルとし，沿道地盤の地表における振動低減量を波動透過理論から求め，列車走行実験による実測結果と比較したものである。ここで，VsはＳ波速度である。実測による振動低減量は，ＥＰＳ施工前後の1/3オクターブバンドの各中心振動数ごとの振動加速度レベルの差である。4～100Hzの広範囲の振動数領域において，実測結果は地盤のＳ波速度を50m/sec～100m/secとして計算した理論値に良く一致している。これらより，ＥＰＳ防振壁による振動低減量の評価が，波動透過理論によって可能であることが確認された。

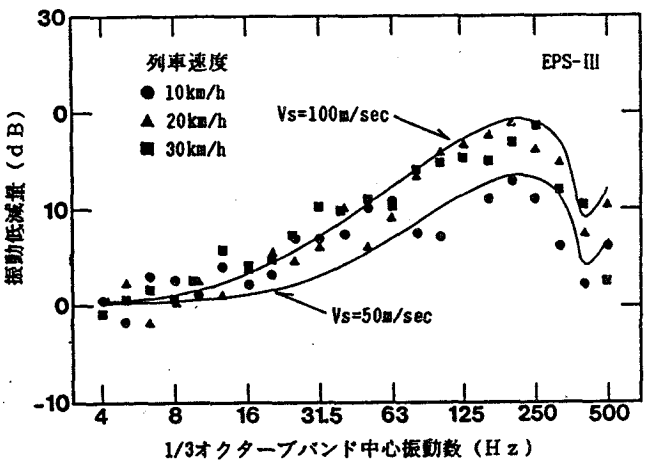


図７．８３　振動低減量の比較

（2）　階差法による振動低減量の評価

地盤を弾性体と考え，階差法を用いて波動的に数値計算を行い，振動軽減効果に関する若干の検討を試みた。すなわち，地表上に加振点がある場合に，地中壁を挟んだ向こう側の地表面の振動状況を調べた。

（a）　運動方程式及び階差式

1）　運動方程式

計算地盤は図７．８４に示すようなもので，加振点には上下方向に強制振動を与えるものとした。地盤の水平方向にｘ軸，深さ方向にｙ軸を取り，計算を簡単にするためにｘ方向の変位を無視し，ｙ方向の変位をｖとすれば，運動方程式は次のようになる。

$$\rho\frac{\partial^2 V}{\partial t^2}=\mu\frac{\partial^2 V}{\partial x^2}+(\lambda+2\mu)\frac{\partial^2 V}{\partial y^2} \qquad (7.13)$$

ただし，ρは単位体積質量，λ，μは ラメの定数である。境界条件は地表面では$\mu=0$とし，壁と地盤との境界面では壁体内のｙ方向の変位をｖ’としてｖ＝ｖ’とする。

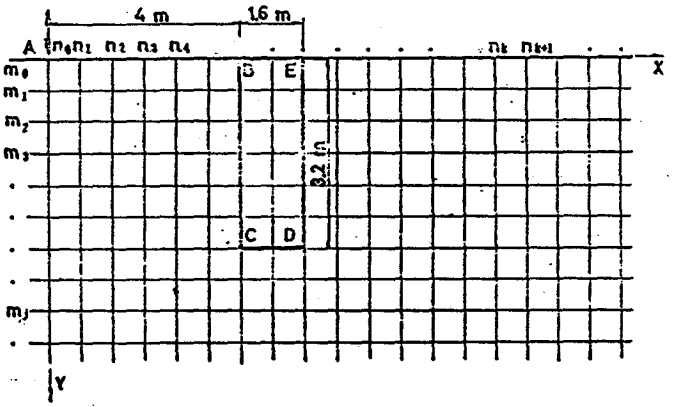


図７．８４　計算用の地盤メッシュ

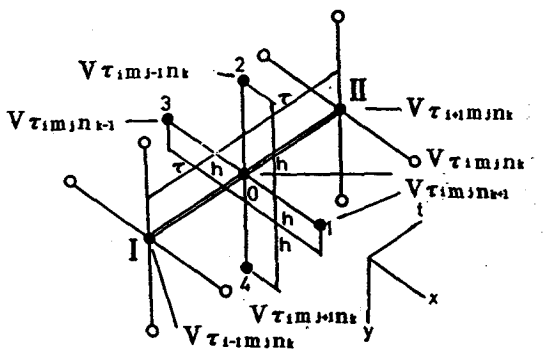


図７．８５　階差モデル

2）　階差式

上図に示すように，地盤をｘ，ｙ方向にそれぞれ等間隔に区分し，深さ方向に $m_0, m_1, m_2, \cdots\cdots m_j, \cdots\cdots$，水平方向に $n_0, n_1, n_2, \cdots\cdots n_k \cdots\cdots$，の番号を付ける。同様に，時間間隔についても微小時間間隔τごとに区分し，$\tau_0, \tau_1, \tau_2, \cdots\cdots\cdots \tau_i \cdots\cdots$，の番号を付ける。この時，ある時刻における地盤内の任意点（ｘ，ｙ）におけるｙ方向の変位は，図７．８５に示す階差モデルによって，$V_{\tau_i m_j n_k}$ ，となり，この点よりそれぞれｘ，ｙ方向に等

間隔に取られた各点のｙ方向の変位は，$V_{\tau i m_j n_{k+1}}$ ，$V_{\tau i m_{j-1} n_k}$ ，$V_{\tau i m_{j+1} n_{k-1}}$ ，$V_{\tau i m_{j+1} n_k}$ ，となる。また，この基準点よりもt-τ，t+τ，なる時刻におけるｙ方向の変位は，$V_{\tau_{i-1} m_j n_k}$ ，$V_{\tau_{i+1} m_j n_k}$ ，となる。今，地盤についてλ＝２μ，σ＝１／３，壁体λ’＝４μ’，σ＝１／２．５とすれば，各々に対する階差式は次のようになる。

$$V_{\tau_{i+1} m_j n_k} = (\tau/h)^2 (\mu/\rho)\{4(V_{\tau i m_{j-1} n_k} + V_{\tau i m_{j+1} n_k}) + V_{\tau i m_j n_{k+1}} + V_{\tau i m_j n_{k-1}} - 10 V_{\tau i m_j n_k} + 2 V_{\tau i m_j n_k} - V_{\tau_{i-1} m_j n_k}\} \quad (7.14)$$

$$V'_{\tau_{i+1} m_j n_k} = (\tau/h)^2 (\mu/\rho)\{6(V'_{\tau i m_{j-1} n_k} + V'_{\tau i m_{j+1} n_k}) + V'_{\tau i m_j n_{k+1}} + V'_{\tau i m_j n_{k-1}} - 14 V'_{\tau i m_j n_k} + 2 V'_{\tau i m_j n_k} - V'_{\tau_{i-1} m_j n_k}\} \quad (7.15)$$

（ｂ）　数値計算方法

地盤の波動伝播速度ｖｓ=(μ／ρ)は１００ｍ/secに，壁体中の伝播速度ｖｓ’=(μ’／ρ’)は５０ｍ/secとした。区分間隔ｈ＝０．８ｍ，地中壁の寸法は，厚さ１．６ｍ，深さ３．２ｍ及び４．８ｍとする。これらより，地盤と壁体それぞれに対する階差式の表示は次のように求められる。入射波を示す一般式は，$V_{\tau i m_j n_k} = \sin(2\pi/T_i \tau)$ とし，時間間隔τ＝０．００２”，入射波の振動数を１０Ｈｚ及び２０Ｈｚとして，１周期を２５等分して数値計算を行った。

$$V_{\tau_{i+1} m_j n_k} = 0.252 (V_{\tau i m_{j-1} n_k} + V_{\tau i m_{j+1} n_k}) + 0.063 (V_{\tau i m_j n_{k+1}} + V_{\tau i m_j n_{k-1}}) + 1.370 (V_{\tau i m_j n_k}) - V_{\tau_{i-1} m_j n_k} \quad (7.16)$$

$$V'_{\tau_{i+1} m_j n_k} = 0.096 (V'_{\tau i m_{j-1} n_k} + V'_{\tau i m_{j+1} n_k}) + 0.016 (V'_{\tau i m\, n_{k+1}} + V'_{\tau i m_j n_{k-1}}) - 0.024 (V_{\tau i m_j n_k}) - V_{\tau_{i-1} m_j n_k} \quad (7.17)$$

（ｃ）　数値計算結果

計算結果の代表例として，経過時間τ　＝１０　，τ　＝２５における例を示したものが図７．８６である。これより，加振点で発生した波動が地盤を伝播し，壁体に向かうにつれて減衰して行く様相が分かる。τ　＝１０程度では計算時間が短すぎるために，波動は壁体に入射することなく，前面ですでに減衰している。加振点における深さ方向の波動の変位は，深さ２．４ｍまでは同程度であるが，これより以深になると急速に減衰することが知られる。τ　＝２５では，加振周期が１周期になり壁体前面に到達しうるが，この時の変位は地表上では小さく，深さが増すほど大きくなり深さ８ｍで最大値を示す。自然地

盤，壁深さ３．２ｍ及び４．８ｍ，入射波の振動数１０Ｈｚの条件に関する計算結果を示したものが図７．８７である。自然地盤に対して，壁体を透過後の変位が壁体の吸振効果を受けて減衰される傾向にあることが理解される。

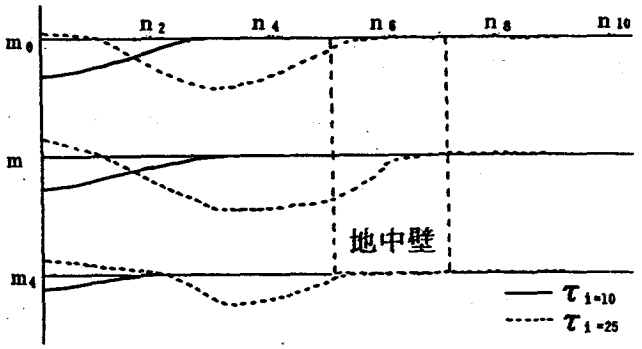


図７．８６　数値計算による振幅変化（１）

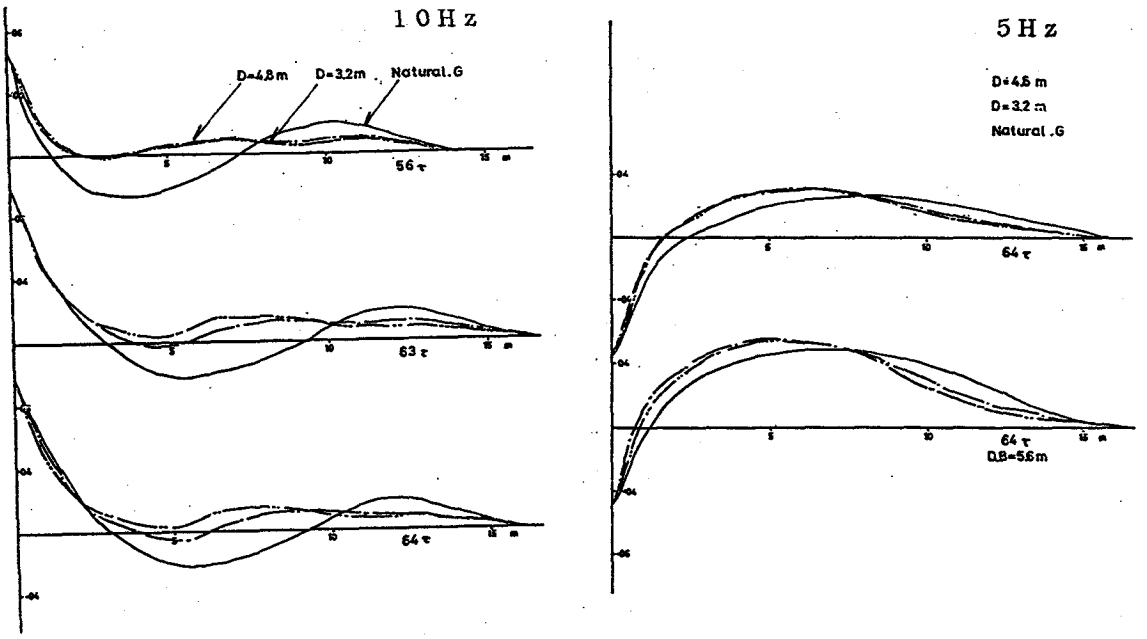


図７．８７　数値計算による振幅変化（２）

7．2．5　まとめ

本項では，振動の伝播経路における軽減対策法として，地中防振壁による振動遮断効果について検討した。すなわち，土槽による模型実験，ウレタンフォーム塊による模型実験及び実在地盤における鉄軌道を対象とした現地振動実験から地中防振壁の有効性を示すとともに，波動透過理論と階差法を用いた数値計算結果から，地中防振壁による振動低減量を定量的に把握した。主要な結論を要約すれば，以下の通りである。

(1)地中防振壁の材料には，地盤よりも固有音響インピーダンスの小さい合成発泡剤等を用いたものがより有効である。

(2)地中防振壁の振動遮断効果に関する模型実験結果より，相対振幅比の実測値は透過波と波動の伝播経路を考慮した回折波を合成すると，計算値と良く一致する。

(3))ＥＰＳ地中防振壁による振動遮断効果は，６３Ｈｚ以上の周波数領域で顕著となる。

(4)地表での振動遮断効果が認められる限界距離は，地中防振壁背後から約５ｍ程度であり，その振動低減量は４～６ｄＢである。この限界距離は，地中防振壁の深さの２．５倍に相当する。

(5) 地中防振壁を透過後の振動減衰波形の概形は，階差法を用いて推定される。

(6)ＥＰＳ地中防振壁による振動低減量の評価は，波動透過理論によって十分に可能であることが確認された。

７．３　地中防振柱列による振動軽減対策[19)]

ボーリングにより地中に孔をあけ，この孔中に発泡剤を充填したり，または孔中に管を押込んで柱を作り，これらの柱を適当に配置して柱列を形成して地中壁の代りに用いることが考えられている。この地中防振柱列による振動軽減効果は，地中防振壁よりは少ないと考えられる。しかしながら，地中防振柱列は地中防振壁よりも施工が簡単であると思われるので，実用性について検討の余地がある。以下には，模型地盤及び現地振動実験から，地中防振柱列による振動軽減効果について考察した。

７．３．１　模型地盤による振動軽減対策

（１）　ウレタン塊による模型実験

７．２．１で述べたものと同様のウレタン塊を用い，この表面上に直径４ｃｍ，孔間隔４ｃｍ，深さ２ｃｍ及び４ｃｍの中空孔を設けて，柱列の振動減衰効果に関する模型実験を行なった。上述と同様の加振装置を用いて，振動数３０Ｈｚ，５０Ｈｚ，１００Ｈｚ及び１２０Ｈｚの定常加振実験と，重さ１８．３ｇｆの球を高さ１４．５ｃｍから自由落下させる衝撃加振実験を行なった。使用したピックアップの固有振動数は１４Ｈｚで，重さ５７ｇｆの差し込み針を取り付けたプラスチック板に接着させて使用した。このウレタン地盤の表面上に１０ｃｍ間隔のメッシュを設け，９個うちの１個のピックアップを加振点付近の基準点に置き，残りの８個のピックアップを順次に展開して，総計１７６点での計測を行なった。

（ａ）　単列柱列による実験結果

１）　衝撃加振実験によるもの

図７．８８は，孔深さ４ｃｍに関して，基準のピックアップからの距離Ｒが１０ｃｍ，３０ｃｍの位置に衝撃加振した場合の，ウレタン地盤表面上の速度振幅比のコンターを描いたものである。図中の実線は孔を設けていない場合のコンター，点線は孔を設けた場合のコンターである。深さ２ｃｍの中空孔列の場合では，孔列のない場合とほとんど傾向は変っていないが，深さ４ｃｍの中空孔列の場合では，孔列のない場合に比較して形状に少し変化が生じている。変化状況が著しくないのは，孔の深さが波動の波長に比較して小さすぎるためと考えられる。

２）　定常加振実験によるもの

図７．８９は，加振振動数30Ｈｚの定常加振実験に関して，柱列のない場合と，柱列を

３列にした場合の速度振幅比のコンターを比較したものである。図中の点線は，ウレタン塊の側面からの反射波によるコンターを示している。柱列背後から２４ｃｍ付近でやや速度振幅比が小さくなる傾向がある。しかし，柱列背後の中央部では，逆に柱列のない場合よりも速度振幅比が大きくなっている。このことは，柱列の深さが波動の波長に比較して小さすぎたために，柱列による干渉作用が生じにくかったものと思われる。従って，加振振動数を大きくして，波長を短かくした実験を追加して行った。

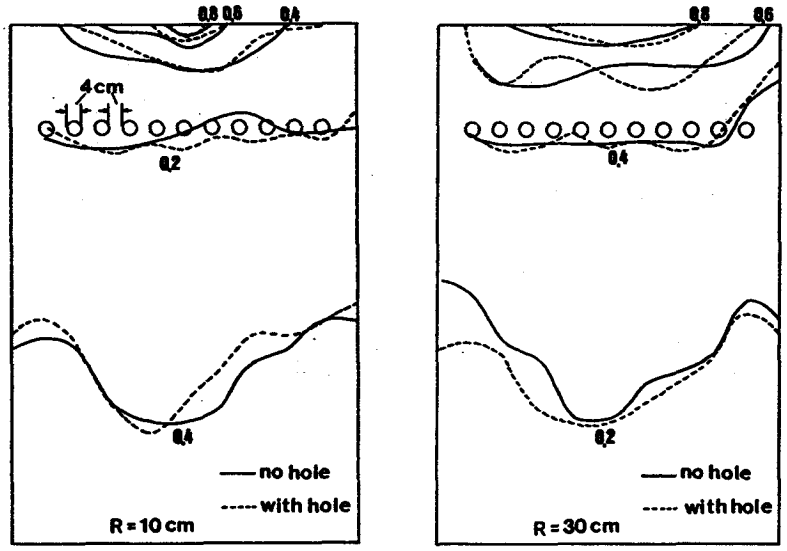


図７．８８　表面上の速度振幅比のコンター（衝撃加振実験）

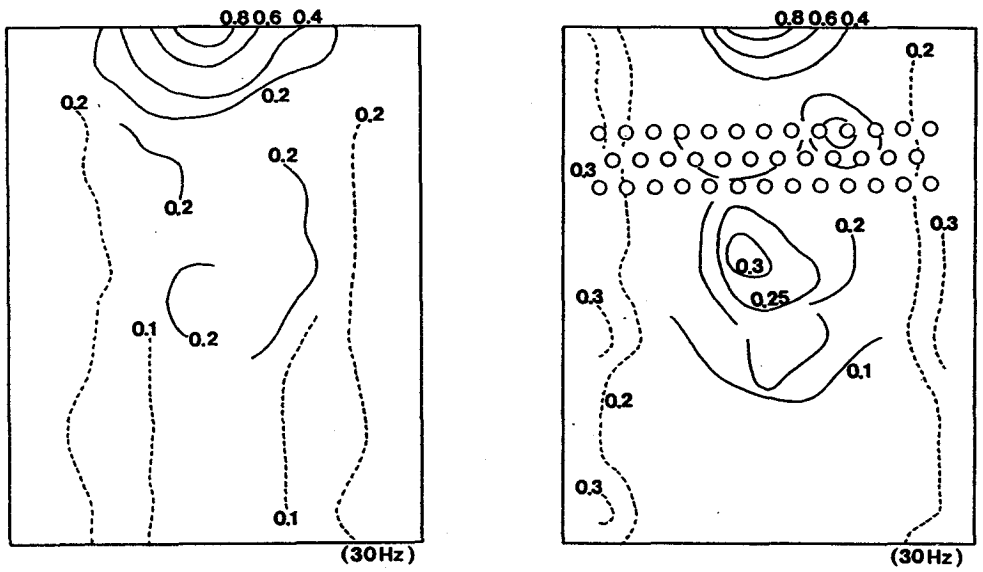


図７．８９　表面上の速度振幅比のコンター（定常加振実験）（１）

（b）　複数柱列による実験結果

図７．９０は，加振振動数１６０Ｈｚの場合の，単列柱列と複数柱列による（３列）による実験結果である。これらの場合には明らかな振動減衰が生じており，柱列を３列にすることにより，柱列背後の速度振幅比が０．１０～０．０５に軽減されることが分かる。

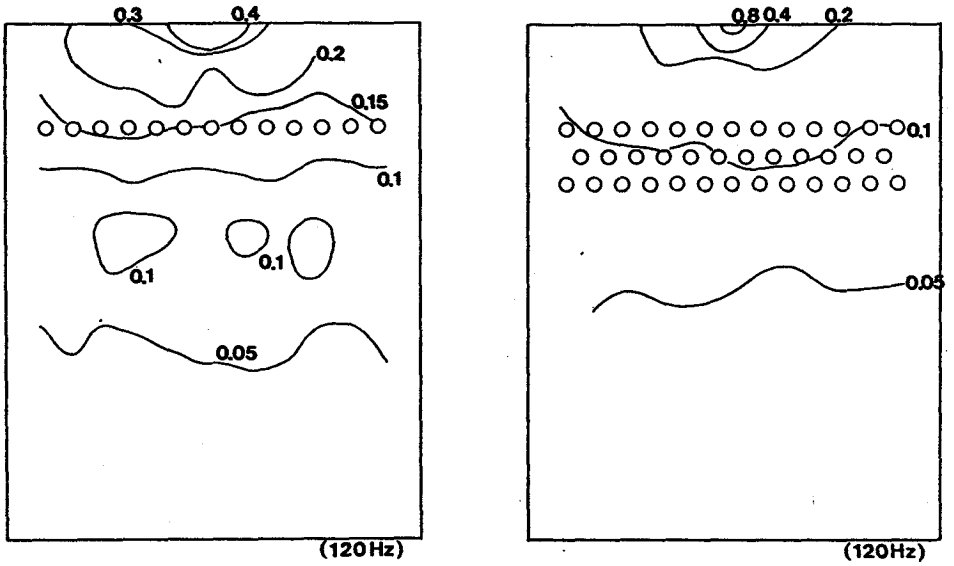


図７．９０　表面上の速度振幅比のコンター（定常加振実験）（２）

（c）　柱列による振動軽減効果の比較

図７．９１は，既往の研究成果と著者による実験結果を対比したものである。図中の直線はWoods等[20]がレーザー手法を応用して得た土槽実験による結果である。また，曲線は，Liao等[21]が音響波動の圧力振幅を水槽内の実験で求めた結果である。著者による実験結果については，黒丸が衝撃加振実験による結果を，白丸が定常加振実験による結果を示している。横軸は孔間の距離であり，表面波の波長で割って無次元化してある。なお，著者の実験結果は，孔の背後の平均的な結果を示している。実験データが少なくやや信頼性には欠

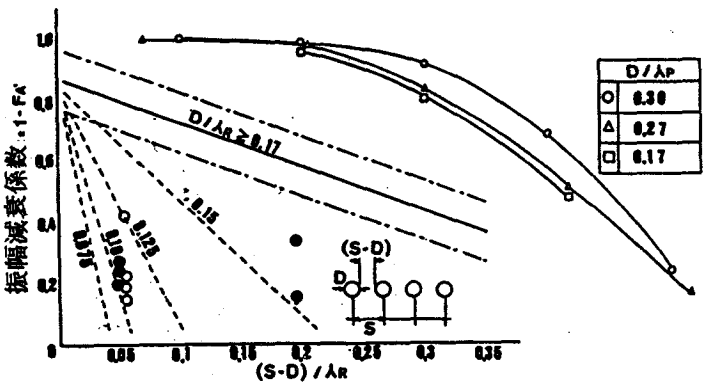


図７．９１　柱列による振動軽減効果の比較（１）

けているが，実験結果は，Woodsの実験結果に比較的良く一致していると考えられる。ここで，孔列の長さは波長に比較して十分に大きいので，このことによる影響は少ないものと思われる。また，WoodsとLiaoの実験結果が大きく相違している理由については，対象としている波動の波長領域が異なるためと解釈される。

図７．９２は，実線で示した妹沢[22]による定常波入力の場合の理論値と著者による実験結果を対比したものである。孔径が小さいためにａ／λが左側に集中しており，また，データのばらつきも大きいが，Ａ／Ｕの上限値は理論値に一致することが理解される。

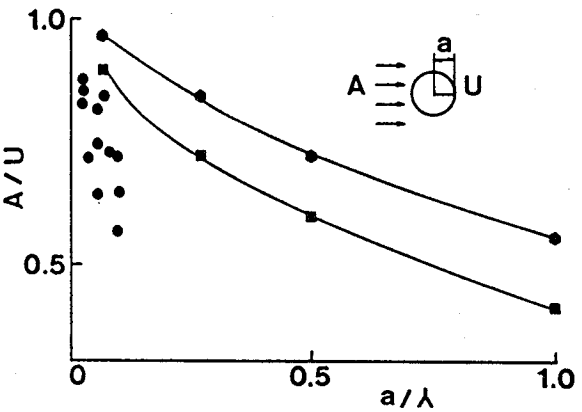


図７．９２　柱列による振動軽減効果の比較（２）

（２）　模型土槽による振動実験－実験Ｉ－

（ａ）　模型地盤及び防振柱列の形状

実験に使用した土槽は，図７．９３に示すようなもので，模型地盤に砂と小麦粉及び灯油の混合材料を投入し，一様に締め固めたものである。この模型地盤の波動の伝播速度は，６０m/sec程度である。振動の測定は，この地盤の表面上に衝撃波を発生させ，速度型の振動計(HALL-SHARS製)を用いて，振源より各距離における波形をビジグラフによって記録した。防振柱には，塩化ビニールパイプ，鉄パイプ，発泡性パイプを使用し，防振壁としては発泡スチロール板，ポリウレタン板を使用した。また，比較のために空溝，空洞柱による測定も行った。これらの防振柱，防振壁の位置及び諸元を図７．９４に示した。

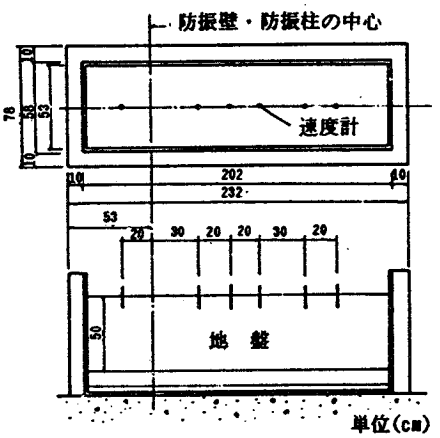


図７．９３　模型土槽の形状

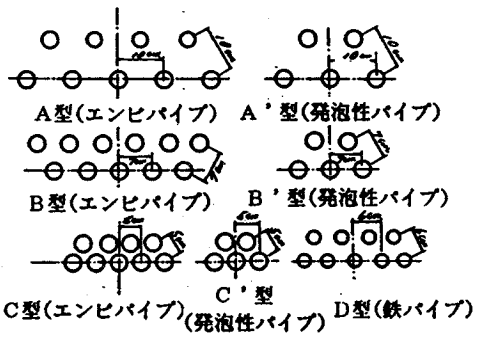


図７．９４　柱列の種類と配置形状

（b）　振動減衰効果の材質による比較

図７．９５は，振動記録から最大速度振幅の距離による減衰を示したものである。これらより，防振柱としては発泡性パイプによる振動減衰効果が著しく，空洞柱によるものとほぼ同程度の効果が見られる。同様に，防振壁としては，発泡スチロール板よりもポリウレタン板の方が振動減衰効果が優れており，空溝と同程度の効果が見られる。従って，いずれも密度の小さい材質のものが防振材として有効的である。実験結果のうち，距離１００ｃｍ以遠で相対振幅が増加するのは，実験土槽の壁からの反射波の影響によるものと考えられる。

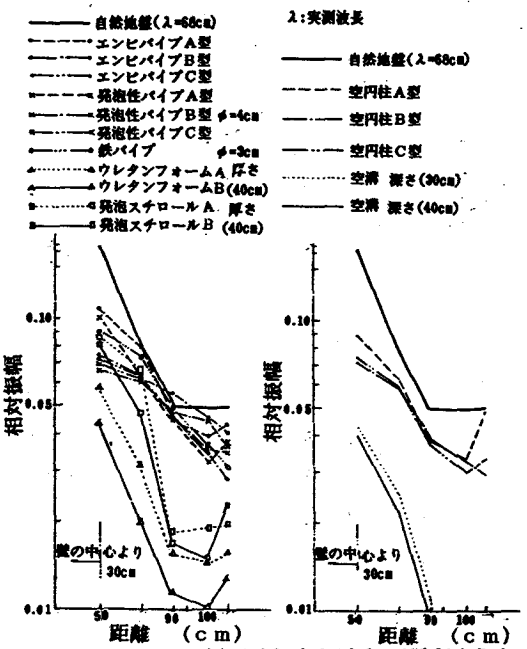


図７．９５　最大速度振幅の距離減衰

（c）　防振柱の数と配置形状による比較

防振柱及び空洞柱を設けた場合，この程度の空洞柱の数では振動減衰効果の差は余り生じていない。しかしながら，空洞柱の数を多くしたり，空洞柱群の間隔を密にすることにより，振動減衰効果の増加が期待される。

（d）　防振柱列と防振壁の振動減衰効果の比較

全体的傾向として，防振壁の方が防振柱よりも振動減衰効果が大きいのは当然の事である。壁より５０ｃｍの位置で検討すると，自然地盤（防振対策をしていないもの）に比較して，防振壁ではポリウレタン壁が３０％，発泡スチロール壁が５０％程度に減少されている。一方，防振柱に関しては，材質によらず５０％程度の減少率になっている。

（３）　模型土槽による振動実験－実験Ⅱ－[23)]

（ａ）　模型地盤と防振柱列の諸元

実験に使用した土槽は，図７．９６に示すようなものである。すなわち，幅７８ｃｍの模型地盤に砂と小麦粉及び灯油の混合材料を投入し，一様に締め固めたもの（Ａ地盤）と幅１５９ｃｍの模型地盤に同様の混合材料を投入し，一様に締め固めたもの（Ｂ地盤）で

ある。A地盤は実験Ⅰのものと同様である。これらの模型地盤の波動の伝播速度は，A地盤は４５m/sec程度，B地盤は３２m/sec程度である。振動の測定は，地盤の表面上に衝撃波及び定常波を発生させ，速度型の振動計(HALL-SHARS製)を用いて，振源より各距離における波形をビジグラフによって記録した。防振柱には，塩化ビニールパイプ，グラスウールパイプ，発泡スチロールパイプを使用した。防振壁としては発泡スチロール板，ポリウレタン板を使用した。これらの防振柱，防振壁の位置及び諸元を図７．９７に示した。

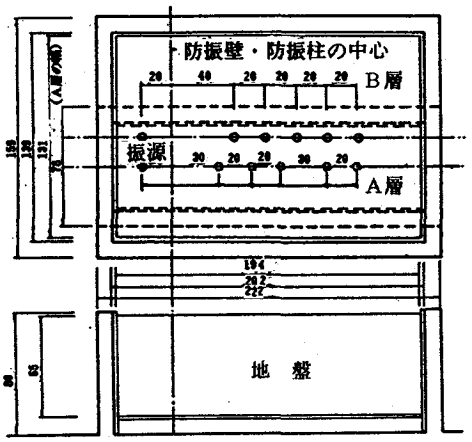


図７．９６　模型土槽の形状

千鳥型配列		円柱間隔 r (cm)	円柱径 φ (cm)	面積率 (%)
A型	1列	100	40	91.0
〃	2列			83.8
〃	3列			74.6
B型	1列	70	40	89.7
〃	2列			78.0
〃	3列			67.6
C型	1列	50	40	83.9
〃	2列			65.9
〃	3列			49.7
Ⅰ型	2列	200	100	81.6
Ⅱ型	2列	150	100	78.4

図７．９７　柱列の種類と配置形状

（b）　相対振幅比と(W/λ)との関係

柱列の外側接線の幅を柱列幅(Wp)，また，防振壁の幅を(Wt)とし，これらを波長で割って(W/λ)として横軸に取り，相対振幅比との関係を示したものが図７．９８である。相対振幅比は，防振壁ではW/λが０．２５で最小となるのに対して，柱列ではW/λが０．２０で最小となる。

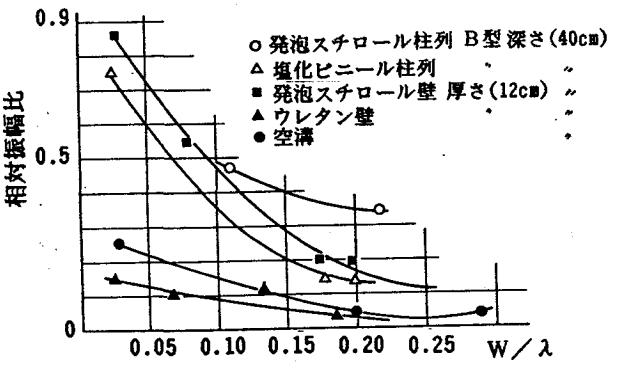


図７．９８　相対振幅比とW／λとの関係

（c）　振動軽減効果と(D/λ)との関係

自然地盤に対する相対振幅比の比を振動軽減効果とし，柱列及び防振壁の深さをDとして振動軽減効果と(D/λ)との関係を示したものが図７．９９である。これらより，いずれもD/λが０．７５で振動軽減効果が最も大きくなることが理解される。

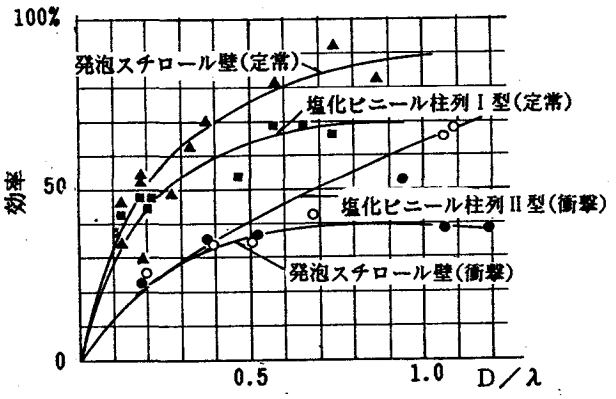


図７．９９　振動軽減効果とD／λとの関係

（d）　振動軽減効果と柱列面積との関係

図７．１００は，中空発泡スチロール管の柱列と発泡スチロール壁とについての実験結果を示したものである。横軸は，Ｓｔを柱列の外側接線で囲まれる面積，Ｓｐを円柱が占める面積とし，(Ｓｔ－Ｓｐ)/Ｓｔを横軸としている。また，発泡スチロール壁(深さ60cm，幅12cm)での原地盤に対する振幅比を１．０とし，発泡柱列での原地盤に対する振幅比を縦軸に示している。この図は，振動源から５０ｃｍにおける結果であるが，(Ｓｔ－Ｓｐ)/Ｓｔが小さくなるにつれて，すなわち円柱で占める面積が増大するほど，壁よりも振動軽減効果が大きくなることが知られる。この場合には，中空の発泡スチロール柱であることが振動の軽減に大きく寄与したように推定される。しかし，一般には壁よりも柱列の振動軽減効果は小さいと考えられる。

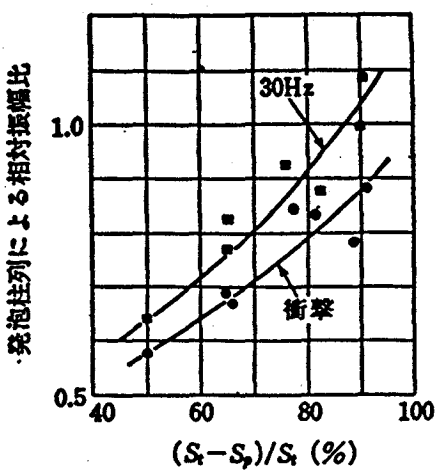


図７．１００　振動軽減効果と柱列面積との関係

７．３．２　地中防振柱列による現地振動実験

（１）　実験概要

（ａ）　実験場所

実験場所は，立命館大学理工学部衣笠校地内である。地盤状態は主に角れき混じりの粘土質地盤であり，地形的には衣笠山の山すそに位置しているために地下水位が高く，地表下約３０ｃｍにある。

（ｂ）　加振源及び振動計測方法

定常加振用の加振源として，電動回転数６００～３０００r.p.m.，発生遠心力３００kgf/M/Sの起振機を使用し，これを６０ｃｍｘ５５ｃｍｘ１３ｃｍのサイズの鉄筋コンクリート製の基礎に設置して振動させた。衝撃加振用の加振源には，土研式貫入試験機を使用し，重さ４．８９ｋｇの重錘を高さ１５０ｃｍ，１００ｃｍ及び５０ｃｍから自由落下させるものとした。

振動計測は，固有振動数１Ｈｚの上下方向用の微動計を使用し，電磁オッシログラフの感光紙上に波形を記録した。図７．１０１に示すように，振動の測線はＡ，Ｂ，Ｃの３方

向とし，微動計を５０～１００ｃｍ間隔に設置した。なお，計測結果の比較のために，１台の微動計は加振点から一定の距離に固定しておいた。この距離は，定常加振の場合は５０ｃｍ，衝撃加振の場合は７０ｃｍである。

（ｃ）　地中防振柱列の施工方法

利根式ボーリングマシーンを使用して，直径２０ｃｍ，深さ１１０～１６０ｃｍの孔を図７．１０１のような配置に掘削し，これらの孔中に特殊発泡剤ハイセルＯＨ－１Ａを注入して地中防振柱列とした。写真７．３に地中防振柱列の施工状況を示した。

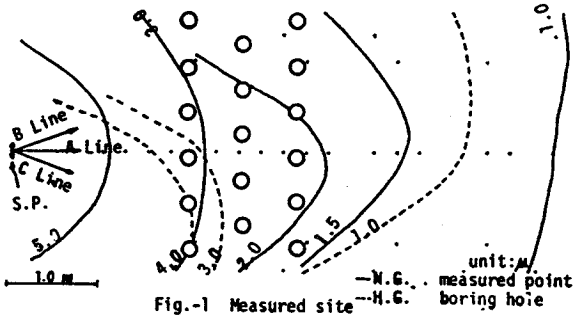


図７．１０１　柱列と測線の配置形状

写真７．３　地中防振柱列の施工状況

７．３．３　地中防振柱列による現地振動実験の結果及び考察

（１）　地盤の波動伝播速度

図７．１０１中の・印は微動計の設置点を，Ｓ．Ｐ．は加振点を示している。また，Ｎ．Ｇ．は，自然地盤（無対策地盤），Ｂ．Ｇ．は空洞柱列施工後の地盤，Ｈ．Ｇ．はハイセル注入後の地盤を意味している。定常加振による最大振幅波動の位相走時曲線から，この地盤の波動伝播速度は第一層３２５m/sec，第二層１６７m/secとなり，Ｈ．Ｇ．では第一層１７５m/sec，第二層３０８m/secとなる。一方，衝撃加振による初動の位相走時曲線から，Ｎ．Ｇ．では第一層５００m/sec，第二層１１６７m/secとなり，Ｈ．Ｇ．では第一層７５０m/sec，第二層１３００m/secが得られた。

（２）　振動波形

衝撃加振による柱列後部の振動波形を図７．１０２に示した。Ｎ．Ｇ．に比較してＢ．Ｇ．，Ｈ．Ｇ．では初動の初期部に波形の乱れがあり，最大振幅波動の位相に少しの遅れ

が見られる。波動の周期は０．０２０秒程度であるので，この場合の波長は１０～１５ｍになる。定常加振の場合の波動の周期は０．０８０秒程度である。従って，波長は１４～２６ｍ程度とみなされる。

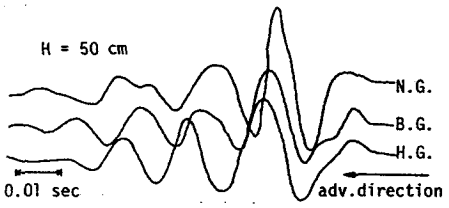


図７．１０２　柱列後部の振動波形
（衝撃加振実験）

（３）　振幅比の距離減衰

図７．１０３は，加振点の振幅と各距離での振幅比を求め，距離による減衰を示したものである。Ｂ・Ｃ測線の場合の振源距離は，加振点から各測点を結ぶ直線距離で示した。柱列背部に関係して，Ｈ．Ｇ．／Ｎ．Ｇ．の振幅比を求めてみると，７割程度とみなされる。

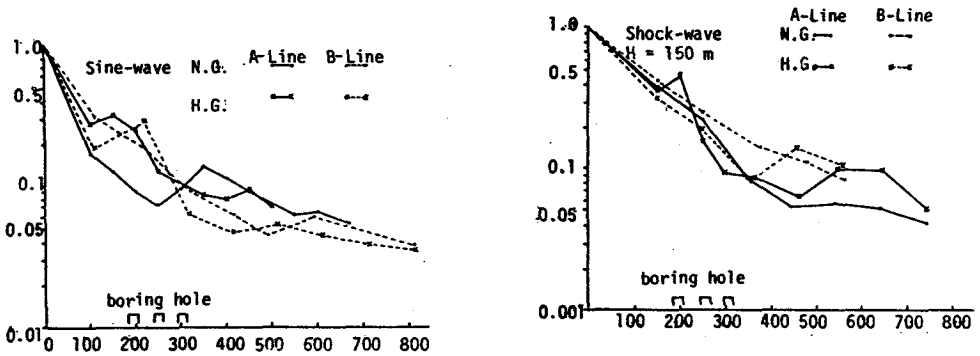


図７．１０３　振幅比の減衰曲線

（４）　地表面の振幅分布

地表面の各測点における振幅をプロットし，０．５μ単位の等振幅分布を示すと図７．１０４のようになる。Ｎ．Ｇ．の場合，加振点を中心にほぼ同心円状に拡散していく様相が見られる。しかし，Ｈ．Ｇ．では，柱列の前後での波動の反射のために，この傾向に少し変化が生じている。

（５）　振幅減衰効果

Ｂ．Ｇ．，Ｈ．Ｇ．の振幅減衰効果を知るために，加振点より等距離におけるＮ．Ｇ．

の振幅比とＢ．Ｇ．，Ｈ．Ｇ．のそれぞれにおける振幅比振幅比との振幅比を求め，相対振幅比とした。この相対振幅比と距離との関係を示したものが図７．１０４である。衝撃加振では，図中に示す(1)(2)の位置に減衰効果が見られ，相対振幅比はＮ．Ｇ．の０．６５～０．６８程度に減少している。これは，１，２列目の影響によるものと推定される。一方，定常加振では，(2)の位置に減衰効果が見られ，相対振幅比はＮ．Ｇ．の０．６１～０．７２程度に減少している。

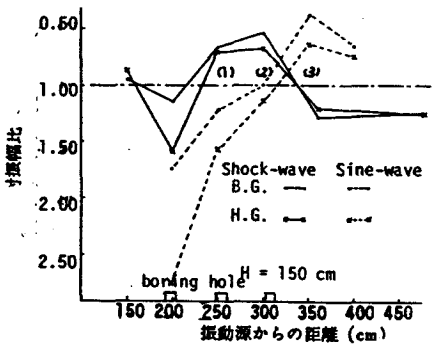


図７．１０４ 振幅減衰効果

７．３．４　まとめ

本項では，振動の伝播経路における振動軽減対策法として，地中柱列による対策法を取挙げた。すなわち，ウレタン塊を模型地盤として用いた実験，混合材料を投入した模型土槽による実験並びに原地盤における中規模実験等による結果から，地中柱列による振動軽減効果について考察した。主な結論を要約すると，以下の通りである。

(1)柱列による振動軽減効果は，各孔間距離を波長で割った値(Ｓ－Ｄ)／λｒの増加に伴って減少する。この傾向はWoods等の模型地盤での結果に良く一致した。

(2)柱列に充填する材料としては，固有音響インピーダンスの小さいものがより有効的である。

(3)柱列の外側接線で囲まれる面積を(Ｓｔ)，柱が占める面積を(Ｓｐ)とすると，(Ｓｔ－Ｓｐ)／Ｓｔが小さくなるにつれて柱列による振動軽減効果は大きくなる。

(4)柱の深さＤを波長で割った値をＤ/λｒとすると，Ｄ/λｒが０．７５以上になると柱列による振動軽減効果はほぼ一定値となる。

(5)現地振動実験の結果，発泡性材料を充填した柱列による振動軽減効果は７割程度になることが確認された。

参考文献

1)松沢武雄：地震の理論とその応用，東京大学出版会，1976.,pp.99～130

2)佐藤泰夫：弾性波動論，岩波書店，1978.,pp.411～450

3)二井義則：衝撃振動の伝搬特性と溝によるしゃ断の測定－地盤モデルを用いた実験－，音響学会誌，40巻，9号，1984.,pp.592～600

4)Dolling, H.J.:Abschirmung von Erschuttenrugen durch Bodenschlitze, Die Bautecnik,Heft 5/6 1970.,pp.151～158

5)江島　淳：空溝と地中壁による振動遮断効果，土と基礎，Vol.28,No.3,1980.,pp.49～55

6)早川　清：波動の伝播特性と遮蔽物による回折効果に関する模型実験，第7回日本地震工学シンポジウム論文集，1986.,pp.1129～1134

7)早川　清・北村弘和・畠山直隆：空溝による振動伝播の遮断効果について－質点モデル法による数値計算結果－，立命館大学理工学研究所紀要，第41号，1982.,pp.93～104

8)上掲，1)

9)上掲，2)

10)大保直人：溝による弾性波動の遮断効果，生産研究，33巻，5号，1981.,pp.198～201

11)春海佳三郎・五十嵐　高・斎藤鉄夫：ポテンシャルを持つ質点系モデルによる弾性波の数値計算，非破壊検査，第27巻,第12号，1979.,pp.807～816

12)鈴木次郎・石垣　昴：衝撃波の最大振幅が色々な溝によって減少する度合いについて，地震，Vol.12,No.3,1960.,pp.130～136

13)上掲，5)

14)佐々木晴美他：防振壁による地盤振動の遮断効果について，北海道開発局土木試験所振動調査研究報告，36,1977

15)上掲，10)

16)上掲，4)

17)早川　清・竹下貞雄・松井　保・沢武正昭・後藤凌司：ＥＰＳ防振壁による鉄軌道振動の軽減効果とその評価，立命館大学理工学研究所紀要，第50号,1992.,掲載予定

18)畠山直隆：振動伝搬の遮断，衛生工学ハンドブック騒音・振動編，朝倉書店，1980.,pp.440～446

19)上掲，6)

20)Woods R.D.:A New Tool for Soil Dynamics,Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division,ASCE,Vol.94,No.SM4,1968.,pp.951～979

21)Liao S. and D.A.Sangrey:Use of Piles as Isolation Barriers,Jounal of the Geotecnical Engineering Division,ASCE,Vol.104,No.GT9,1978.,pp.139～152
22)Sezawa K.:Scattering of Elastic Waves and Some Applied Problems,Bulletin of Earthquake Research Institute,Vol.3,1927.,pp.19～41
23)上掲, 18)

8．結　論

交通機関及び建設工事等によって発生する地盤振動が，社会的な環境問題としてクローズアップされてから既に２０年以上が経過している。この間，各研究機関で振動源における対策，伝播経路における対策，受振部における対策についての研究が，精力的に進展されて来ている。しかしながら，決定的で効果的な地盤振動の軽減対策法が開発されるまでに至っていない現状にある。この主な理由としては，(1)交通機関によって発生する地盤振動についての研究の歴史が浅く，基礎的な研究が十分行なわれていないこと，(2)構造物，基礎，地盤との動的相互作用を考慮する必要があり，この取り扱いがかなり困難になること，(3)伝播波動には実体波と表面波が複合されており，波動の性質を単純に評価できないこと，(4)振動の発生機構が極めて複雑であり，理論的解明が困難なこと，などが挙げられる。

本研究では，交通機関によって発生する地盤振動の軽減対策法に着目し，(1)地盤振動の実態調査，(2)地盤振動の予測法，(3)発生源における振動軽減対策法，(4)伝播経路における振動軽減対策法について研究を進めてきた。以下に，本論文でこれまでに述べてきたことを要約して結論とする。

第１章では，道路・鉄道ごとに振動公害問題の発生並びに対策の具体的状況について説明し，道路・鉄道沿線の環境保全上，振動軽減対策の必要性を指摘し，本研究の方向性を明らかにした。

第２章では，従来の研究成果を，道路交通振動あるいは鉄軌道振動ごとにまとめて紹介し，現在までに明確にされてきた点や基本的な問題点に関する私見などを述べるとともに，さらに地盤振動に関する研究の必要性があることを強調した。さらに，振動伝播の遮断に関する研究についても言及した。

第３章では，地盤振動の軽減対策に関して，発生源，伝播経路及び受振部での対策法の現状について述べ，発生源対策が最も有効的である事を指摘した。

第４章では，交通機関によって発生する地盤振動の実態調査から，これらの地盤振動特性の全体的な把握を試みた。すなわち，道路交通振動に関しては，大阪府・市内及び京都市内の主要な幹線平面道路を対象として地盤振動の実態調査を行うとともに，道路交通振動に及ぼす影響要因をより簡素化して考察するために試験車走行による振動実験を行った。これらの解析結果から，従来の研究成果によっても指摘されてきたように，道路交通振動の発生に関する影響要因としては，路面の平坦性が大きな影響要因であることを再確認するとともに，舗装の支持系をモデル化して試みた数値計算結果から舗装の剛性も主要因であること，道路交通振動の要因分析結果から地盤の良否も発生振動レベルに大きく関与し

ていることを明らかにした。鉄軌道振動に関しては，在来線の素地区間を中心として列車走行時の沿道における地盤振動の実態調査を行った。これらの解析結果から，鉄軌道によって発生する地盤振動に関しては，(1)レールのジョイント部が大きな振動発生源であること，(2)素地区間では１０Ｈｚ付近及び４０Ｈｚ付近の周波数成分が卓越すること，(3)素地区間での地盤の振動レベルは，盛土区間，高架区間に比較して２～３ｄＢ大きいこと，などを明らかにした。(1)で述べた現象は，鉄軌道振動の軽減対策法として，レールのジョイント部における発生源対策法が有効的であることを示唆するものである。

第５章では，第４章で得られた結果を基礎として，交通機関によって発生する地盤振動の予測法についての検討を行った。すなわち，道路交通振動の予測に関して，(1)みかけのパワーレベルを用いる予測手法，(2)理論的予測手法及び(3)簡易予測手法の３つの予測手法の提案を行った。これらの予測手法の適合性を考察した結果，(2)の理論的予測手法に関して，Lambの理論解を基本として誘導した半理論式による予測値と実測値は非常に良く一致した。従って，本予測手法は，単独車両走行時の発生振動レベルの予測手法として，十分に妥当なものである。次に，(3)の簡易予測手法は，まずＬp(振動レベルのピーク値)を(2)で述べた理論的予測手法によって算定し，次にＬ10(振動規制法による道路交通振動の評価値)とＬp(振動レベルのピーク値)との回帰式を利用して簡易にＬ10を推定する手法である。この手法によって求めた予測値と実測値との対応を照査した結果，本予測手法によって十分に良い精度で予測値を推定できることが明らかとなった。一方，鉄軌道振動の予測に関して，(1)シミュレーションによる予測手法及び(2)回帰的手法による予測法の提案を行った。これらの解析結果より，(1)の検討にでは，Lambの理論解を展開し，列車走行時に沿道地盤に発生する変位波形及び加速度波形をシミュレートする計算式を誘導した。これらの式によって得られたシミュレート波形と実測波形を照査した結果，両者は極めて良く近似しており，本予測手法の有効性が示された。しかし，現状の予測手法では加速度波形の絶対値が求められず，このことは今後に残された課題である。

第６章では，交通機関によって発生する地盤振動の軽減対策について，特に振動発生源での対策法に着目し，ＥＰＳブロック並びにバラストマットを使用した振動軽減対策法について検討した。すなわち，ＥＰＳブロックを用いた模型実験より，深さ方向の振動減衰効果が大きく期待され，ＥＰＳの密度が小さいほど振動減衰量が大きくなることを示した。この実験結果を検証するために，実在盛土道路での現地振動調査を行うとともに，実在道路にＥＰＳブロックを敷設して行った現地振動実験を行った。これらの振動実験により，この防振工は２０Ｈｚ以上の振動数領域において振動の吸収性が顕著であり，防振工としての有効性を確認した。さらに，この場合の振動低減量の評価は，防振工をＰＣ版－ＥＰＳ－土の３層モデルとした波動透過理論によって十分に可能であることを示した。また，

軌道下にバラストマットを敷設した場合の防振工を２自由度系として考慮した，インサーションロス理論を用いてこの防振工による振動低減量の評価を試みたところ，実験値を十分に説明できることが明かとなった。

一方，実軌道の素地区間にバラストマットを敷設して行った現地振動実験の結果より，バラストマットによる振動低減量はバラストマットの静的ばね定数と極めて良い相関性を示し，さらに各振動数領域でのバラストマットによる振動低減量の評価は，従来の研究では取り扱れたことのない素地区間においても，インサーションロス理論によって十分に可能であることを明確にした。さらに，実軌道下にＥＰＳブロックを敷設して行った現地振動実験より，この防振工の有効性を確認するとともに，この防振工による振動低減量の評価も波動透過理論によって十分に可能であることを明らかにした。本章で取り扱ったような防振対策工は世界的にも極めて独創的なものであり，十分な実用性を有するものと考えられる。

第７章では，地盤振動の伝播経路における軽減対策法に着目し，空溝，地中防振壁及び地中防振柱列による対策法に関する模型実験並びに現地振動実験を行い，これらの防振工による地盤振動の軽減効果及びその評価法について言及した。これらの検討結果より，空溝による振動軽減効果は，既往の研究成果でも指摘されているように空溝の深さと波長との比に関係することを，模型実験と現地振動実験の両方において確認した。また，空溝による振動軽減効果を，地盤を格子状の質量とばね系のモデルに置換した質点モデル法による数値計算によって求め，模型実験結果及び現地振動実験結果と比較したところ，両者は良く一致することが知られた。従って，空溝による地盤振動の振動軽減効果の定量的な評価が，質点モデル法によって十分に可能であると言える。一方，地中防振壁に関しては，模型実験と現地振動実験の両方から，地盤より固有音響インピーダンスの小さい材料を地中防振壁として用いた場合の有効性を再確認するとともに，地中防振壁による振動低減量の評価も波動透過理論によって可能であることを明らかにした。さらに，地中防振柱列に関する実験的考察により，地中防振柱列による振動軽減効果は，柱列の外側接線で囲まれる面積と柱列が占める面積との比に大きく関係することを明らかにした。

謝　辞

本論文は，筆者が大阪大学工学部土木工学科・松井研究室において国内研修を行ったことを契機として，まとめ始めたものであります。大阪大学教授・松井　保博士には，このような機会を与えて頂き，またその後今日に至るまで懇切なるご教示を賜わりましたことを心より厚くお礼申し上げます。さらに，大阪大学教授・森　康男博士並びに井上　豊博士には，大所高所から示唆に富んだご提言やご助言を賜り，心より感謝の意を表します。また，立命館大学教授・竹下貞雄博士には，多くの有益なご示唆と終始変らぬ暖かいご激励を賜りましたことを深く感謝申し上げます。

立命館大学名誉教授・畠山直隆博士には，筆者が立命館大学大学院生として地盤振動の問題に興味を抱き始めた時から現在に至るまでの約２０年間に，振動計測の基本的な手ほどきに始まり，多数の貴重な現地振動実験の機会に関係させて頂きますとともに，長い間，懇切かつ丁寧にご指導頂きました。今日，小生が一人の研究者としてあり得るのも先生のお陰であります。心より感謝申上げる次第であります。

ＥＰＳブロック並びにバラストマットを用いた防振対策法に関する現地振動実験に際しては，近畿日本鉄道（株）技術研究所・沢武正昭部長，村田裕計研究員，仲尾　浩研究員，大日本土木（株）平松和祐部長，同技術研究所・後藤凌司部長をはじめ，多くの方々にご協力を頂きました。ここに厚くお礼申上げます。